

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ
BEATRIZ ANNE BORDIN ZEN

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO SUBSOLO DO CAMPO EXPERIMENTAL
DO CENTRO ACADÊMICO DA FAG EM CASCAVEL/PR

CASCAVEL - PR
2016

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ
BEATRIZ ANNE BORDIN ZEN

**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO SUBSOLO DO CAMPO EXPERIMENTAL
DO CENTRO ACADÊMICO DA FAG EM CASCAVEL/PR**

Trabalho apresentado à disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso II, do Curso de Engenharia Civil, do Centro Universitário Assis Gurgacz, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Professor Orientador: Me. Eng Civil Maycon André de Almeida

CASCAVEL - PR

2016

CENTRO UNIVERSITÁRIO FAG

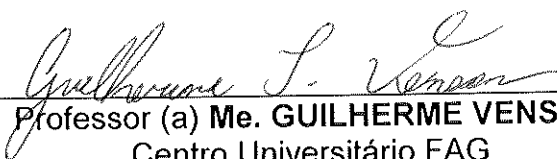
BEATRIZ ANNE BORDIN ZEN

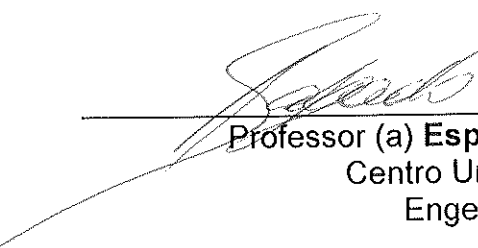
**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO SUBSOLO DO CAMPO EXPERIMENTAL
DO CENTRO ACADÊMICO FAG EM CASCAVEL/PR**

Trabalho apresentado no Curso de Engenharia Civil, do Centro Universitário FAG,
como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, sob
orientação do Professor (a) **Me. Eng Civil MAYCON ANDRÉ DE ALMEIDA**

BANCA EXAMINADORA


Orientador (a) Prof.^a **Me. MAYCON ANDRÉ DE ALMEIDA**
Centro Universitário FAG
Engenheiro Civil


Professor (a) **Me. GUILHERME VENSON**
Centro Universitário FAG
Engenheiro Civil


Professor (a) **Esp. LINCOLN SALGADO**
Centro Universitário FAG
Engenheiro Civil

Cascavel, 11 de Novembro de 2016.

AGRADECIMENTOS

Cabe, neste sonhado TCC, o espaço para ser grata aos que têm sua contribuição na minha formação como ENGENHEIRA CIVIL.

Primeiramente, agradeço a Deus, pela força divina em minha vida.

De insubstituível importância, aos responsáveis por este mérito, meus pais, Claudio e Solange, por entenderem minha ausência diária durante esta longa caminhada de cinco anos, obrigada por todos os sacrifícios feitos para me proporcionar a chance de uma formação.

Ao meu irmão, Claudio Roberto Lopes Zen Junior por estar junto nessa caminhada, longe de nossos pais, e sempre me apoiando em tudo.

Aos meus avós maternos Vilder (*in memoriam*) e Nina, e avós paternos Antonio e Palmira, por estarem sempre ao meu lado e por entenderem minha ausência, ao ficar ficando longe por semanas.

Aos meus tios maternos Solano e Enilda, e tios paternos Paulo e Priscila, por sempre estarem juntos nesta caminhada e por compreenderem minha ausência em reuniões familiares.

Aos meus primos Solano, Fernanda e Mariana, por entenderem que não poderia estar com eles em algumas ocasiões e que teria que ficar na saudade.

Ao meu professor e orientador, Engenheiro Civil Maycon André de Almeida, pela inspiração profissional, por me acompanhar neste trabalho por dois anos e meio, por me orientar para que tivesse um brilhante desempenho. Também por me proporcionado todo o conhecimento adquirido, tanto pela paciência e disponibilidade de materiais, quanto pelo domínio e interesse no trabalho. E ainda, como meu orientador de monitorias e estágio, por me proporcionar uma experiência incrível, podendo atuar na área de geotecnia e fundações, fazendo com que pudesse me encontrar na Engenharia Civil. Com toda certeza, o mérito também é seu. A ti só tenho a agradecer! Sem palavras para expressar tudo o que fez por mim nesse período!

A todos os professores que se empenharam em minha formação e que fizeram dela um período mais agradável. A todos, incondicionalmente, obrigada.

Aos meus amigos, que estiveram presentes nessa caminhada, em especial as minhas amigas Caroline Arus, Helena Veloso, Emanuelle Alves, Natália Tiemi Nakahata, Jéssica da Silva Cadari e amigos Adilar Titon, Anderson Hackbarth, Marcos Takao, Victor Menegassi, Jeferson Zonin, Lucas Gonzatti, últimos esses por me acolherem na turma.

A equipe da empresa Solitec Fundações, Lucas Renan, Francisco dos Anjos e em especial ao senhor Luiz Antonio Mariano, por me ensinar como realizar a execução do ensaio de sondagem SPT, e a todos integralmente por colaborar na realização da coleta das amostras.

À equipe de laboratório do Centro Universitário Assis Gurgacz, pelo material cedido, para a realização de todos os ensaios, em especial à Jéssica da Silva Cadari, Wesley Fernando de Oliveira e Shayane Fernanda da Cruz, pelo apoio oferecido no decorrer dos ensaios.

À Helena Marca e Débora Felten por estar sempre auxiliando quando necessário, e toda a equipe de Engenharia Civil.

RESUMO

O solo é fundamental na construção civil e, para que seja corretamente utilizado, deve-se ter o conhecimento de suas propriedades, já que ele é um material heterogêneo e muito utilizado pelo homem. Este trabalho teve como objetivo caracterizar o subsolo do Campo Experimental de Engenharia da FAG, determinando seus parâmetros geotécnicos de maior interesse para a geotecnia, por meio de ensaios de campo e laboratório. A metodologia utilizada no trabalho consistiu na coleta de solo natural, realização de ensaios de laboratório e de campo, além de apresentar resultados de pesquisas já realizadas no campo, de modo a classificar e discretizar seu comportamento para fundações. Com os resultados obtidos foi possível verificar que o subsolo do Campo Experimental é composto por duas camadas, com pequenas variações entre os índices físicos ao longo da profundidade e composto basicamente por argila siltosa de característica laterítica e colapsível. Pode-se verificar que o nível de água rebaixou por volta de 3 metros. Pode-se também entender que conforme aumenta a profundidade, aumenta a resistência do solo, característica típica de solo residual.

Palavras chaves: caracterização geotécnica, sondagem a percussão, ensaios de laboratório e de campo;

LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS

AASHTO - *American Association of State Highway Officials*

ABNT - Associação brasileira de normas técnicas

CEEF - Campo Experimental de Engenharia da FAG

CD -Ensaio Adensado Drenado (Consolidated Drained)

CU – Consolidatedundrained (Tipo de ensaio triaxial, consolidado não drenado)

DNIT - Departamento nacional de infraestrutura de transportes

HRB - Sistema de classificação da *Highway Research Board*

IN SITU - Expressão em latim que significa "no lugar" ou no "próprio local"

IG - Índice de grupo

IP - Índice de plasticidade

LL - Limite de liquidez

LP - Limite de plasticidade

NBR - Norma brasileira regulamentadora

N_{spt} - Valor do índice de resistência a penetração

SPT - *Standard penetration test*

SUCS - Sistema unificado de classificação dos solos

UU – Unconsolidatedundrained (Tipo de ensaio triaxial, não consolidado não drenado)

n – porosidade

e – índice de vazios

γ_n – Peso específico natural

γ_d – Peso específico aparente seco

γ_s - Peso específico dos grãos

γ_d - Peso específico da água

τ – Resistência ao cisalhamento

c – Coesão

σ – Tensão normal

ϕ – Ângulo de atrito

S_r - Grau de saturação

w – Teor de umidade

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Estrutura fofa e estrutura compactada.....	19
Figura 2 - Estrutura Alveolar.....	19
Figura 3 - Estrutura floclulada	19
Figura 4 - Estrutura composta: (a) em formação; (b) após formação	20
Figura 5 - Estrutura em "Castelo de cartas".....	21
Figura 6 - Estrutura dispersa.....	21
Figura 7 - Diferentes tipos de trado usados na amostragem de solos.....	23
Figura 8 - Sondagem de simples reconhecimento a percussão (SPT).....	25
Figura 9 - Amostrador-padrão com maciço de solo.....	25
Figura 10 - Agitador de peneiras e peneiras a serem utilizadas no ensaio.....	33
Figura 11 - Exemplo de curva granulométrica de um solo.....	34
Figura 12 - Aparelho de Casagrande.....	35
Figura 13 - Ensaio de Limite de Plasticidade.....	35
Figura 14 - Índices físicos.....	39
Figura 15 - Representação dos critérios de ruptura: (a) de Coulomb, e (b) de Mohr.....	41
Figura 16 - Esquema da câmara de ensaio triaxial.....	42
Figura 17 - Envoltória de Resistência	43
Figura 18 - Moldagem do corpo de prova para o Ensaio Proctor.....	46
Figura 19 - Variações da energia de compactação nas curvas obtidas.....	48
Figura 20 - Equipamentos para ensaio do CaliforniaBearingRatio(CBR)	49
Figura 21 - Determinação do CBR	52
Figura 22 - Sistema de leitura e reação, respectivamente.....	53
Figura 23 - Sistema de transmissão de carga	54
Figura 24 - Curva pressão x recalque.....	55
Figura 25 - Localização	56
Figura 26 - Abertura do poço de inspeção	57
Figura 27 - Amostras em estufa.....	58
Figura 28 - Amostra submersa no hexametáfosfato de sódio após 12 horas.....	59
Figura 29 - Amostras com quatro horas de realização do ensaio - com e sem defloculante.....	60
Figura 31 - Equipamentos utilizados nos ensaios de Limite de Liquidez e Plasticidade	61
Figura 32 - Limite de Liquidez (LL).....	64
Figura 33 - Limite de Plasticidade (LP).....	66
Figura 34 - Realização do ensaio SPT	69
Figura 35 - Ensaios de Sondagem SPT no CEEF.....	71
Figura 36 - Curvas granulométricas médias com e sem a utilização do defloculante.....	72
Figura 37 - Limite de Liquidez, Limite de Plasticidade e Índice de Consistência.....	74
Figura 38 - Pesos específicos do solo ao longo da profundidade.....	80
Figura 39 - Coesão x Ângulo de atrito	83
Figura 40 - Curva tensão x recalque (Solo in natura e solo pré-umedecido).....	84
Figura 41 - Curva de compactação para Proctor Normal	86

Figura 42 - Resultados do ensaio de penetração. 88

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classificação dos solos	26
Tabela 2 - Número mínimo de sondagens	27
Tabela 3 - Classificação dos solos de acordo com a sua granulometria	32
Tabela 4 - Classificação de Burmister	37
Tabela 5 - Índices Físicos	40
Tabela 6 - Comparação entre padrões adotados para o ensaio de compactação	45
Tabela 7 - Classificação do solo com a utilização de defloculante.	75
Tabela 8 - Classificação do solo sem a utilização de defloculante	76
Tabela 9 - Índices Físicos ao longo da profundidade.	79
Tabela 10 - Valores médios por camadas.....	81
Tabela 11 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento ao longo da profundidade.....	82
Tabela 12 - Comparativo dos resultados entre Radoll (2014) e Vieira (2015).	85
Tabela 13 - Dados de expansão das amostras de CBR.....	87
Tabela 14 - Valores dos índices de suporte das três amostras de CBR.....	87

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	12
1. INTRODUÇÃO	13
1.1 OBJETIVOS	14
1.1.1 Objetivo Geral	14
1.1.2 Objetivos Específicos	15
1.2 JUSTIFICATIVA	15
1.3 CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA	15
1.4 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA	16
CAPÍTULO 2	16
2.1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	17
2.2 SOLO	17
2.2.1 Origem e formação	17
2.2.1 Estrutura das Partículas.....	18
2.2.2 Tipos de Solo	21
2.2.3 Solos lateríticos	21
2.2.4 Solos colapsíveis	22
2.3 INVESTIGAÇÕES DE CAMPO	22
2.3.1. Amostragem com trado	23
2.3.2 Sondagem SPT	24
2.3.3. Descrição tátil-visual.....	27
2.4 CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS	28
2.4.1 Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS).....	29
2.4.2. Sistema de Classificação Transportation Research Board (TRB).....	30
2.5 ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	31
2.5.1 Granulometria Conjunta	31
2.5.2 Limites de consistência	34
2.5.2.1 Limite de Liquidez	36
2.5.2.2 Limite de Plasticidade.....	36
2.5.2.3 Índice de plasticidade.....	37
2.5.6 Teor de umidade	37
2.6 INDICES FÍSICOS.....	38
2.7 RESISTÊNCIA DE CISALHAMENTO.....	40

2.7.1 ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL	42
2.8 ADENSAMENTO	44
2.9 ENSAIO DE COMPACTAÇÃO OU PROCTOR.....	45
2.10 CALIFORNIA BEARING RATIO (CBR).....	48
2.11 ENSAIO DE CARGA DIRETA	52
2.11.1 Equipamentos	53
2.11.2 Método de execução.....	54
3. METODOLOGIA.....	55
3.1 CARACTERÍSTICA DAS AMOSTRAS DEFORMADAS	56
3.2 ENSAIO DE GRANULOMETRIA CONJUNTA	57
3.3 LIMITES DE CONSISTÊNCIA.....	60
3.3.1 Limite de Liquidez	61
3.3.1.1 Equipamentos	61
3.3.1.2. Procedimento:.....	62
3.3.2 Limite de Plasticidade	64
3.3.2.1. Equipamentos	64
3.3.2.2. Do procedimento	65
3.4 PESO ESPECÍFICO DOS GRÃOS.....	66
3.4.1. Equipamentos:	66
3.4.2 Do procedimento:	67
3.5 SONDAGEM SPT	68
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	70
4.1 DISPOSIÇÕES GERAIS E COLETA DAS AMOSTRAS	70
4.2 SONDAGEM SPT	70
4.3 ENSAIO DE GRANULOMETRIA CONJUNTA	72
4.4 ÍNDICES DE CONSISTÊNCIA.....	73
4.5 CLASSIFICAÇÃO DO SOLO	74
4.6 ÍNDICES FÍSICOS.....	77
4.6.1 Teor de Umidade.....	77
4.7 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISLHAMENTO OBTIDOS EM ENSAIOS.	81
4.8 TENSÃO ADMISSÍVEL SUPERFICIAL PARA FUNDAÇÕES RASAS.	83
4.9 ENSAIO CBR	85
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	89

6.SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	91
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	92
ANEXOS	Erro! Indicador não definido.
APÊNDICES	Erro! Indicador não definido.

CAPÍTULO 1

1. INTRODUÇÃO

Atualmente, o setor da construção civil é um dos setores que mais causam impacto ambiental no planeta. Isso ocorre devido ao seu elevado consumo de recursos minerais, e também pelo volume de resíduos que são gerados por essa indústria. Pode-se, ainda, afirmar que todos os materiais de construção civil afetam, de alguma forma, o meio ambiente. Então, buscam-se soluções que possam diminuir o impacto ambiental, garantindo que a construção civil tenha um melhor desempenho técnico e maior viabilidade econômica (Vieira, 2012; Revista Espaço Acadêmico, 2006).

O solo é um dos materiais mais antigos e complexos que se tem na construção civil. Ele é muito utilizado pelo homem; por isso, é de fundamental importância que haja o conhecimento das suas propriedades físico-mecânicas, a fim de que se tenha um bom desempenho. Além disso, é necessário o conhecimento adequado das condições em que se encontra o subsolo, local onde deverá ser executada uma obra, já que é fator importante para que o profissional possa desenvolver o projeto com alternativas, as quais produzam soluções seguras e economicamente viáveis (QUARESMA, 1998)

Para que seja elaborado um projeto de fundação, é imprescindível conhecer o solo de forma adequada para identificar e classificar as camadas que o compõem, como objetivo de prever qual será seu comportamento. Podem-se obter esses resultados por meio de ensaios de investigação geotécnica, dividindo-os em ensaios que são realizados em laboratórios e ensaios de campo. (QUARESMA, 1998). No entanto, é de total interesse do profissional da área estar ciente dos riscos e problemas que possam ocorrer na edificação, sejam eles estruturais ou não, caso não se tenha dado a devida atenção ao estudo do solo, em suas análises em laboratório ou mesmo em campo. Assim, para um correto dimensionamento da fundação, deve ser realizado um estudo do solo, identificando-se qual o melhor tipo de fundação a ser empregado,

reiterando que sua importância é primordial para que se evitem transtornos de curto a longo prazo.

Na região Oeste do Paraná, especificamente no município de Cascavel/Pr, observa-se a utilização de fundação do tipo estaca escavada com trado mecânico e tubulão a céu aberto, em casos de edificações com altas cargas. Porém, sempre que são realizados projetos de fundação, são realizados ensaios para determinar a resistência do solo, identificando-se, também, com qual tipo de solo se está trabalhando.

Sendo assim, este estudo será desenvolvido por meio de revisões bibliográficas, ensaios laboratoriais com amostras deformadas e indeformadas, análise de solo através de ensaios SPT (Standart Penetration Test), visando a apresentar resultados das características do subsolo do Campo Experimental da FAG. Pode-se, por meio desses ensaios, analisar as camadas de apoio de uma fundação, propondo-se expandir o conhecimento das características e apresentar seu comportamento. Espera-se, como resultado, desenvolver projetos geotécnicos mais seguros e eficientes.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

Caracterizar e classificar o subsolo do Campo Experimental de Engenharia da Faculdade Assis Gurgacz - CEEF, por meio de ensaios laboratoriais e ensaios de campo.

1.1.2 Objetivos Específicos

Caracterizar o solo de acordo com sua granulometria e consistência, ao longo da profundidade, até atingir o 15º metro;

Caracterizar o solo quanto a sua resistência mecânica e resistência de cisalhamento.

Determinação dos índices físicos do solo em profundidade.

1.2 JUSTIFICATIVA

A análise do solo tornou-se uma atividade de importância fundamental para que a construção civil não afete tanto a edificação com imprevistos como se tem visto na sociedade. Sob o ponto de vista técnico, pode-se aplicar o termo solo a materiais que estão presentes na crosta terrestre e que são utilizados nas obras de Engenharia Civil, que servem de suporte para toda uma estrutura (VARGAS, 1977).

O solo, por sua vez, reage sob uma fundação, influenciando as obras segundo as propriedades e seu comportamento, podendo atuar na elaboração de projetos para muros de arrimos, deformando-se e resistindo aos esforços exercidos por aterros e taludes. Dessa forma, é de interesse do engenheiro civil estar ciente dos riscos e problemas que podem ser causados, sendo eles estruturais ou não, na construção de uma edificação, caso não seja realizado estudo adequado do solo local.

Assim, este trabalho visa a atender as necessidades de pesquisadores e profissionais da construção civil, visto que estes necessitam de uma rápida fonte de pesquisa sobre dados referentes à caracterização do solo. Leva-se em consideração a importância da análise para que seja empregada uma fundação correta no local, e também para que os resultados do estudo sejam utilizados por Engenheiros Civis na tomada de decisões, considerando-se que a região Oeste do Paraná apresenta uma carência quando se trata de estudos sobre solo típico.

1.3 CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA

A estrutura e a composição de um solo apresentam uma grande variedade de propriedades físicas; porém, é necessário identificá-las por meio de um programa de investigação, já que são consideradas de extrema importância para uma obra civil, seja qual for o tipo de obra. Além disso, é primordial a identificação da natureza do subsolo.

Ao se realizar uma edificação sem os devidos estudos e análises, há uma maior probabilidade de se ocasionar danos à própria edificação, como danificação da estrutura por má análise de resultados, e, principalmente, à sociedade, considerando prejuízos econômicos e/ou perda de vidas.

Quais são, então, as propriedades geotécnicas que o subsolo do Campo Experimental do Centro Universitário Assis Gurgacz apresenta e qual a sua variação nas profundidades analisadas?

1.4 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA

A pesquisa foi realizada no solo do município de Cascavel, Oeste do Estado do Paraná, sendo o quinto mais populoso, com 312.778 habitantes (IBGE,2015). O local delimitado para a coleta das amostras foi o Campo Experimental do Centro Universitário da Fundação Assis Gurgacz, sendo que essas foram submetidas a ensaios, no laboratório de Mecânica dos Solos. Foram realizados também 3 ensaios de sondagem SPT dentro da área do Campo Experimental a fim de determinar o índice de resistência do solo ao longo da profundidade;

Para o presente trabalho, foram realizados os seguintes ensaios: granulometria conjunta, limite de liquidez, limite de plasticidade e peso específico dos grãos. Além disso, foram utilizados resultados de trabalhos (ensaios) que já foram realizados no mesmo local para a complementação de dados, como ensaio triaxial (realizados por Correia,2015 e Molina & Gandin,2015), ensaios de carga em placa (Radoll,2014 e Vieira,2015), ensaios de Proctor e CBR (Santos & Guth,2015), .

CAPÍTULO 2

2.1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.2 SOLO

A palavra SOLO é originária do latim "*solum*", e pode ter muitas definições, de acordo com a área em que é aplicada. A engenharia, especificamente a Mecânica dos Solos, estabelece, inicialmente, que solo seja todo o material da crosta terrestre escavável por meio de pá, picareta, escavadeira, etc., sem a necessidade da utilização de explosivos (VARGAS, 1977).

Solos são materiais que resultam do intemperismo ou meteorização das rochas, os quais ocorrem por desintegração mecânica ou decomposição química. No primeiro caso, ocorre através de agentes como água, temperatura, vegetação e vento. Já no segundo, entende-se o processo em que há a modificação química ou mineralógica das rochas de origem, sendo que seu principal agente é a água, e os mais importantes mecanismos de ataque são a oxidação, a hidratação, a carbonatação, etc. (CAPUTO, 1987).

2.2.1 Origem e formação

A porção externa e superficial da crosta terrestre é formada por diversos tipos de corpos rochosos, que constituem um manto rochoso, e que estão sujeitos às condições que alteram sua forma física e composição química. Nesse sentido, intemperismo é o conjunto de processos físicos e químicos que modificam as rochas quando estas estão expostas ao tempo. (VARELA, 2009)

Segundo Caputo (1987), o intemperismo físico consiste na ruptura de rochas, fragmentando-as em partículas de tamanhos menores, sem haver mudanças quanto a sua composição. Já o intemperismo químico é o processo pelo qual ocorre modificação mineralógica da rocha, sendo seu principal agente a água, a qual conta

com a ajuda de mecanismos como oxidação, hidratação, carbonatação e os efeitos químicos da vegetação. Por outro lado, segundo DAS (2007), o intemperismo físico ou mecânico pode ser causado por expansão ou contração pelo ganho e perda de calor contínuo, que resulta numa desintegração extrema.

Ainda segundo DAS (2007), as dimensões das partículas do solo surgem devido ao processo de intemperismo, sendo muito variáveis. São designadas de pedregulhos, areia, silte e argila, conforme o tamanho predominante dos grãos, descrito na norma NBR 7181 - Método de ensaio - (ABNT, 1984).

2.2.1 Estrutura das Partículas

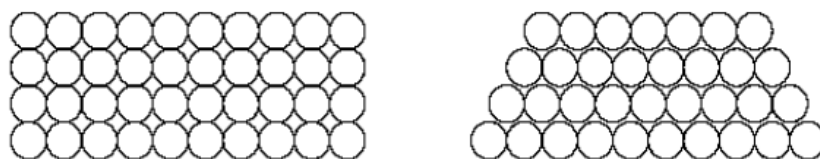
Estrutura de um solo é o termo utilizado para designar a situação de arranjo das partículas no interior da massa (DNIT, 2010). Segundo Caputo (1987), chama-se de estrutura o arranjo ou disposição das partículas que constituem o solo.

De acordo com Vargas (1977), a estrutura de um solo é definida como arranjo ou configuração de suas partículas do solo entre si. Entre os fatores que afetam essa estrutura do solo estão a forma, o tamanho e a composição mineralógica do solo.

O autor ainda enfatiza que o solo nunca é um mero agregado desprovido de organização; pelo contrário, suas partículas se dispõem sempre de forma organizada. Além disso, ele oferece aspectos diferentes de estruturas, que são resultados das alterações que a crosta terrestre vem sofrendo nesses milhares de anos. Assim, essas estruturas são classificadas, atualmente, como:

Estrutura simples: É aquela produzida quando as forças devidas ao campo gravitacional são predominantes na disposição das partículas. São solos típicos de grãos grossos (solos pedregulhosos e arenosos). Portanto, as partículas se dispõem apoiando-se umas sobre as outras, sendo que cada uma delas possui vários pontos de apoio. Já em um solo muito compactado, as partículas sólidas que o constituem têm um alto grau de acomodação e a capacidade de deformação sob a carga será menor. Tem como característica principal a capacidade de compactação das partículas, conforme a Figura 1.

Figura 1 - Estrutura fofa e estrutura compactada



(Fonte: TSUTSUMI, 2008).

Estrutura Alveolar: Essa estrutura é considerada típica, com grãos de pequenos tamanhos, 0,02 (mm) de diâmetro ou menores, que se depositam em um meio contínuo, normalmente água e/ou ar, conforme Figura 2.

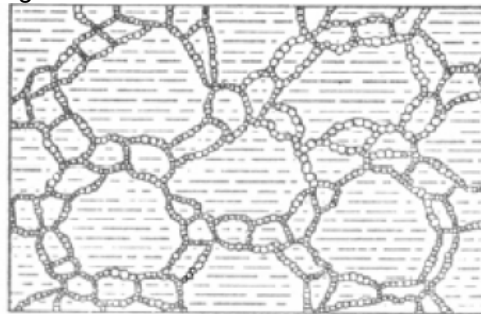
Estrutura Floculada: É quando, em um processo de sedimentação, duas partículas de diâmetros menores que 0,02 mm chegam a se tocar, aderem-se e sedimentam-se juntas. As partículas menores que 0,002mm (0,2 micra) já são consideradas coloides; elas podem permanecer em suspensão indefinidamente, pelo fato de que, nelas, o peso exerce pouca influência. Várias outras partículas podem unir-se, tornando-a uma estrutura similar a um painel, pois nesse mecanismo produz-se uma estrutura muito frágil e solta, com um grande volume de vazios, demonstrada na Figura 3.

Figura 2 - Estrutura Alveolar



Fonte: TSUTSUMI, 2008

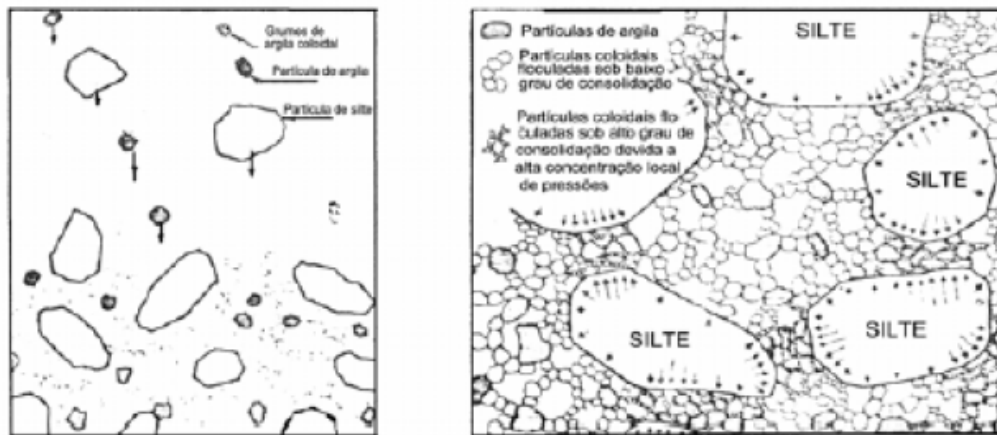
Figura 3 - Estrutura floculada



Fonte: TSUTSUMI, 2008

Estrutura Composta: É a estrutura formada em condições que permitam que a sedimentação das partículas grossas e finas ocorra; isso acontece com grande frequência na água do mar ou lagos, com conteúdos apreciáveis de sais, cujo efeito floculante coexiste com o arraste de ventos, correntes de água, etc, como se visualiza na Figura 4.

Figura 4 - Estrutura composta: (a) em formação; (b) após formação



(Fonte: TSUTSUMI, 2008).

Estrutura em "Castelo de Cartas": Alguns pesquisadores, como Goldschmidt e Lambe (Tsutsumi, 2008), têm indicado uma interpretação diferente sobre as estruturas resultantes entre si. Além das investigações de referência, é possível notar que, embora as partículas do solo tenham carga negativa, parece que nas suas áreas existe uma alta concentração de carga positiva, atraindo a superfície de uma partícula vizinha. Deve-se notar que, nessa hipótese de estruturação, também corresponde ao solo um importante volume de vazios, conforme Figura 5.

Estrutura Dispersa: Nessa estrutura, qualquer tipo de perturbação que possa existir, como deformação por esforço cisalhante, tende, em geral, a diminuir os ângulos entre as diferentes lamelas do material. Conforme estejam ocorrendo entre as partículas, pressões osmóticas tendem a fazer com que as partículas se separem e assumam uma posição dispersa. Também há de ser observado que as estruturas em "castelo de cartas", ou dispersas, podem gerar estruturas compostas análogas às já tratadas com as estruturas mais clássicas, conforme demonstra a Figura 6.

Figura 5 - Estrutura em "Castelo de cartas"



(Fonte: TSUTSUMI, 2008).

Figura6 - Estrutura dispersa.



(Fonte: TSUTSUMI, 2008).

2.2.2 Tipos de Solo

Conforme Pinto (2006), podemos classificar o solo através da sua origem, que é um complemento importante para o acúmulo de conhecimento sobre o ele, e é importante quanto a classificação sob o ponto de vista da sua constituição física.

Já de acordo com Caputo (1988), devido as suas origens, o solo pode ser definido em solos residuais, sedimentares e de formação orgânica:

- Solo residual: são os que permanecem na mesma região onde se encontra sua rocha de origem, podendo se observar uma gradual transição do solo até a rocha. Entre os solos residuais, os mais notáveis são os solos lateríticos, os expansivos, e os porosos.
- Solos sedimentares: são solos que sofreram alteração de alguma forma de transporte. Entre os agentes transportadores temos os aluvionares (transportados pela água), os eólicos (transportados pelo vento), os coluvionares (transportados pela ação da gravidade), além dos glaciares (transportados pelas geleiras).
- Solos de formação orgânica: são os solos que tem origem essencialmente orgânica, seja de natureza vegetal ou de natureza animal. Podem ser facilmente identificados, através da sua coloração escura e do odor marcante. São problemáticos para a construção civil, devido a sua alta compressibilidade.

2.2.3 Solos lateríticos

Segundo Melfi (1997), solos lateríticos são solos típicos da evolução em climas quentes e úmidos e invernos secos, que são encontrados em regiões tropicais.

Esses solos geralmente se apresentam não saturado e com elevados índices de vazios, o que gera uma pequena capacidade de suporte, entretanto, quando são compactados, tem uma capacidade elevada e por isso são muito empregados no uso de aterros e pavimentação (PINTO,2006).

Segundo a EMBRAPA (2015), a região onde Cascavel está localizada é constituída por solos lateríticos, significa que é um solo muito poroso e permeável, sendo que a principal classe de solo encontrado no Paraná, representando aproximadamente 30% do território estadual. Esse tipo de solo apresenta alta estabilidade, com baixos riscos de erosão, entretanto, possuem grande capacidade para suportar estradas, construções, além de serem favoráveis para a instalação de aterros sanitários.

2.2.4 Solos colapsíveis

Segundo Pinto (2006), solo colapsível é um solo não saturado, que apresenta uma compressão considerável rápida sem que varie a sua tensão total, isso quando estão submetidos a um aumento no teor de umidade.

Com o aumento dos meniscos capilares, que é o causador do colapso, e que é também responsável pela tensão de sucção, podendo ou não reduzir o grau de cimentação. Esse fenômeno é fisicamente explicado devido a sua perda de resistência de solos não saturado. No carregamento axial, a inundação do solo diminui a pressão de sucção ou amolece o cimento natural, causando assim a ruptura (PINTO,2006).

2.3 INVESTIGAÇÕES DE CAMPO

Para a elaboração e a execução de projetos de fundações de forma segura e viável, é de extrema importância a realização de ensaios de campo a fim de definir a resistência, além de determinar o nível de água e realizar a avaliação das demais propriedades, sejam elas mecânicas ou hidráulicas.

Quanto ao método de investigação adotado para determinado procedimento, devem-se considerar muitos fatores, como: a finalidade do empreendimento, as dimensões, as características do terreno, a prática tradicionalmente utilizada na

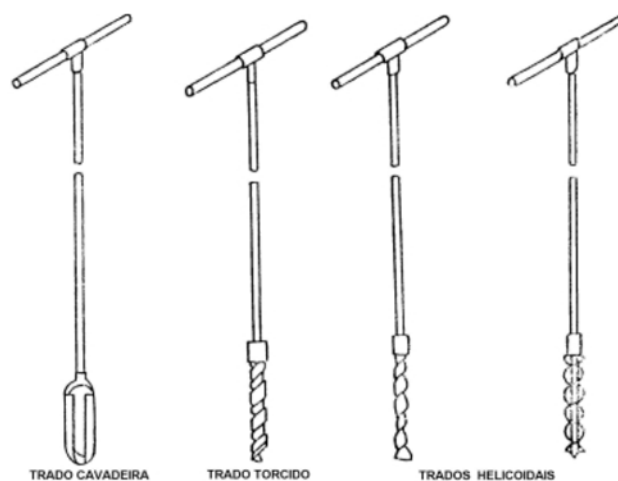
localidade, e ainda os custos que serão necessários com empregados. (SCHNAID,2000)

2.3.1. Amostragem com trado

Os trados manuais ou mecânicos são os equipamentos que se utilizam,frequentemente, na coleta de amostras de solo. Podem ser utilizados diversos tipos de trados, que variam conforme o tipo de solo do qual será retirado a amostra. (BYRNES,1994).

Esse método de investigação emprega, como principal instrumento, o trado helicoidal, conforme a Figura 7, que é composto por lâminas cortantes. Ele é constituído de duas peças (trado concha ou trado cavadeira), ou única (trado helicoidal), conforme ABGE(1999).

Figura 7 - Diferentes tipos de trado usados na amostragem de solos.



(Fonte: BASTOS, 2010).

Para determinar o ponto de referência e marcação topográfica, deve-se utilizar um piquete, para que tenha início a sondagem com o trado determinado. O trado do tipo concha é utilizado quando se atinge o nível d'água ou quando o solo se torna impenetrável. Caso seja necessário, é, então, utilizado o trado helicoidal.

Após as amostras serem retiradas do amostrador-padrão, podem ser utilizadas para ensaios geotécnicos ou para estudos geológicos; porém, existem dimensões e procedimentos de coleta para cada uma das finalidades. (BASTOS,2010).

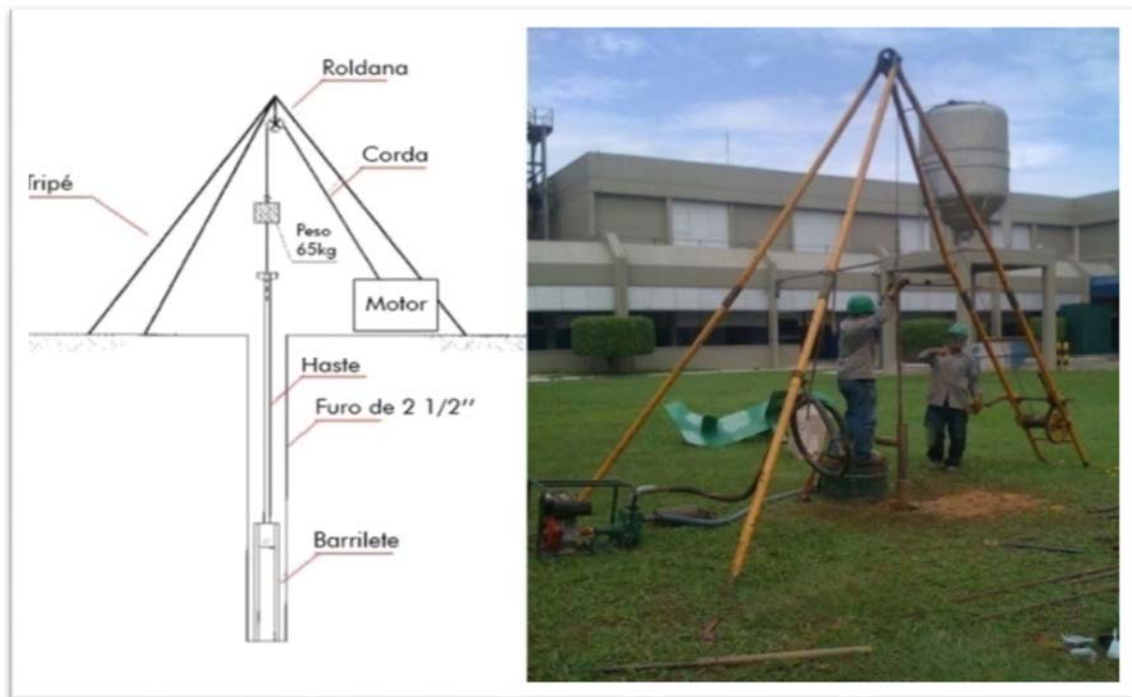
2.3.2 Sondagem SPT

O ensaio de sondagem SPT é normatizado pela NBR 6484 - Solo - Sondagem de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio - (ABNT,2001), que consiste em obter o valor do índice de resistência à penetração, correspondente ao número de golpes necessários para a penetração de 30 cm finais do amostrador-padrão no solo.

O procedimento inicia-se com a cravação de um amostrador-padrão de diâmetro externo de 5cm e 45cm de comprimento no fundo de uma escavação, podendo ser revestido ou não, com o auxílio de um tripé equipado com um conjunto de roldanas, é possível fazer a cravação com um martelo de massa de 65kg, que cai de uma altura de 75cm (SCHNAID,2005).

Com a contagem do número de golpes a cada 15cm, é possível obter-se o valor do N_{spt} , que nada mais é que o número de golpes necessários para a cravação dos últimos 30cm do amostrador padrão. Isso ocorre pelo fato da qualidade de golpes para a cravação dos 15cm iniciais são descartadas devido a acomodação do amostrador no fundo do furo. Posteriormente, após se obter o valor do N_{spt} , é realizada uma análise tátil visual do material coletado a cada metro de profundidade pelo amostrador bi-partido, possibilitando-se obter a caracterização do solo, conforme a Figuras 8 e 9.

Figura 8 - Sondagem de simples reconhecimento a percussão (SPT).



(Fonte: dicionário geotécnico, 2010).

Posteriormente, após se obter o valor do N_{spt} realizada uma análise tátil visual do material coletado a cada metro de profundidade pelo amostrador bi-partido, possibilitando-se obter a caracterização do solo.

Figura 9 - Amostrador-padrão com maciço de solo.



(Fonte: dicionário geotécnico, 2010)

Após obter-se o N_{spt} , classifica-se o solo conforme a recomendação da NBR 7250/82 - (Identificação e descrição de amostras de solos obtidas através das

sondagens de simples reconhecimento - Procedimento). A Tabela 1 mostra a relação entre a compactidade e a consistência do solo, conforme o valor determinado do Nspt, em consonância com a NBR 7250 (ABNT,1982).

Tabela 1 - Classificação dos solos

Solo	Índice de resistência a Penetração (Nspt)	Designação
Areia e Silte arenoso	<4	Fofa
	5-8	Pouco compacta
	9-18	Medianamente compacta
	19-40	Compacta
	>40	Muito compacta
Argila e Silte argiloso	<2	Muito mole
	3-5	Mole
	6-10	Média
	11-19	Rija
	>19	Dura

(Fonte: ABNT, 1982).

Em caso de sondagens preliminares em áreas extensas, a distância entre os pontos pode variar de 50-100 metros; contudo, deve-se evitar que seja apenas um único ponto, assim como que eles estejam alinhados. A NB-12/78 sugere que o número mínimo de sondagens que deverão ser realizadas, seja em função da área construída, de acordo com a Tabela 2.

Tabela 2 - Número mínimo de sondagens

Área construída (m ²)	Número mínimo de furos
200	2
200 - 400	3
400 - 600	3
600 - 800	4
800 - 1000	5
1000 - 1200	6
1200 - 1600	7
1600 - 2000	8
2000 - 2400	9
>2400	a critério do Engenheiro Civil

(Fonte: NB-12/78).

De acordo com a NBR 6484 - Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio - (ABNT, 2001) a cravação do amostrador-padrão é interrompida antes dos 45 cm de penetração sempre que ocorrer uma das seguintes situações:

- em qualquer dos três segmentos de 15 cm, o número de golpes ultrapassar 30;
- um total de 50 golpes tiver sido aplicado durante toda a cravação dos 45cm do amostrador padrão;
- não se observar avanço do amostrador padrão durante a aplicação de cinco golpes sucessivos do martelo;

2.3.3. Descrição tátil-visual

A análise tátil-visual é determinada em função das amostras deformadas de solo, que são obtidas na realização da sondagem de simples reconhecimento (SPT) para fins na Engenharia Civil, cuja sua finalidade é a apresentação de perfis geotécnicos. As amostras devem ser examinadas, e sempre que necessário identificar através de sua granulometria, plasticidade, compactidade (quando solos grossos),

consistência, cor, origem, rugosidade e forma (quando solos finos), segundo a NBR 7250 (ABNT, 1982).

Solos grossos: São aqueles nos quais a fração predominante dos grãos é visível a olho nu, compreendendo as areias com grãos que variam de 0,06 a 2,0 (mm) e os pedregulhos com grãos que variam de 2,0 a 60,0 (mm), conforme a NBR 6502 (ABNT, 1995).

Solos finos: São aqueles nos quais a fração predominante dos grãos não é visível a olho nu; compreendendo as argilas com grãos menores que 0,002 (mm) e os siltes com grãos que variam entre 0,06 e 0,002 (mm) NBR 6502 (ABNT, 1995).

Plasticidade: Propriedade de os solos finos, entre largos limites de umidade, de se submeterem-se a grandes deformações permanentes, sem sofrer ruptura, fissuramento ou variação de volume apreciável, segundo NBR 7250 (ABNT, 1982).

Compacidade: Estado de compactação dos depósitos de solos granulares grossos. Esses estados são: fofo, pouco compacto, medianamente compacto, compacto e muito compacto, como classifica a NBR 7250 (ABNT, 1982).

Consistência: Facilidade relativa que um solo pode ser deformado; sendo estes estados: muito mole, mole, médio, rijo, duro, conforme NBR 7250 (ABNT, 1982).

2.4 CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS

Com a grande diversidade de solos e a grande diferença que cada tipo de solo apresenta em relação ao outro, deve-se levar em consideração o seu agrupamento em conjuntos distintos. Para se classificar o solo, leva-se em conta a formação que deu origem aquele que está sendo estudado, e para que essa classificação ocorra, deve-se levar em conta alguns fatores, tais como: a natureza das rochas, o clima da região analisada, os agentes de transporte (água e ar, por exemplo), a topografia e processos orgânicos ocorridos.

Para DAS (2007), solos diferentes mas com propriedades similares podem ser classificados em grupos e subgrupos de acordo com o seu comportamento do ponto de vista da engenharia.

Segundo Pinto (2002), o objetivo da classificação dos solos, sob o ponto de vista da

Engenharia, é poder estimar o provável comportamento do solo ou, ao menos orientar um programa de investigação necessário para permitir a adequada análise de um problema no solo.

Há diversas formas de se classificar o solo, podendo ser pela sua origem, granulometria, estrutura, etc. Porém, os sistemas que são mais utilizados para classificá-lo, na Engenharia, são aqueles que se baseiam nas características dos grãos, as quais são definidas pelos comportamentos semelhantes que eles apresentam. Nesse sistema, os índices empregados são a de composição granulométrica e os índices de Atterberg.

Os sistemas que foram utilizados neste trabalho foram: Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) idealizado por A. Casagrande e Transportation Research Board (TRB) que é o antigo Highway Research Board (HRB).

2.4.1 Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS)

O Sistema Unificado de Classificação (Unified Soil Classification System - SUCS) foi idealizado por Arthur Casagrande, em 1948. Inicialmente, essa classificação foi preparada para dimensionamento de obras em aeroportos, e seu emprego foi generalizado, sendo atualmente utilizado por geotécnicos que trabalham em barragens de terra (Pinto,2002).

Segundo o DNIT (2006), o Sistema Unificado baseia-se na identificação do solo conforme suas qualidades de textura e plasticidade. Eles são agrupados de acordo com seu comportamento e local de utilização, como por exemplo em estradas, aeroportos, aterros, fundações, etc.

Os solos estão distribuídos em 6 (seis) grupos, representados como: pedregulho (G), areias (S), siltes inorgânicos e areias (M), argilas inorgânicas (C), e argilas e siltes orgânicos (O).

O Anexo 1 apresenta a tabela de classificação, sendo o solo representado por duas letras. A primeira indica qual o tipo principal do solo, e a segunda corresponde às características granulométricas e à plasticidade

2.4.2. Sistema de Classificação Transportation Research Board (TRB)

Esse sistema de classificação dos solos é de aplicação rodoviária e é baseado nos limites de Atterberg e granulometria (DNER,1996). A proposta do método era estabelecer uma hierarquização para os solos do subleito das rodovias a partir de ensaios simples e realizados de forma corriqueira, ou seja, realizava-se a análise granulométrica por peneiramento e sedimentação, além de a determinação dos limites de liquidez e plasticidade (apud CHAVES,2000).

No entanto,segundo Caputo (1987) uma modificação importante, na classificação primitiva do HRB, foi a introdução do conceito de Índice de Grupos (IG), o qual é um número inteiro, que varia de 0 a 20, definindo a "capacidade de suporte" do terreno de fundação de um pavimento.Ele é sendo representado por solos ótimos (IG=0) e solos péssimos (IG=20), calculados pela Equação 1:

$$IG = 0,2 \times a + 0,005 \times a \times c + 0,01 \times b \times d \quad (1)$$

onde:

a=% do material que passa na peneira de nº 200, menos 35;
caso essa % for > 75, adota-se a=40; caso essa % seja <35, adota-se a=0

b= % do material que passa na peneira de nº 200, menos 15;
caso essa % for >55, adota-se b=40; caso essa % seja <15, adota-se b=0;

c=valor do limite de liquidez (LL) menos 40;
caso o LL>60%, adota-se c=20; se o LL <40% adota-se c=0;

d= valor do índice de plasticidade (IP) menos 10;
caso IP>30%, adota-se d=20; se o IP<10%, adota-se d=0;

Recomendada pela AASHTO (American Association os State Highway Officials), a classificação TRB é aplicada no reconhecimento de solos para a execução de obras em pavimentos rodoviários em todo o mundo. Nessa classificação, os solos são divididos de forma geral em dois grandes grupos: os materiais granulares (% passante na peneira nº 200≤ 35%), ou materiais silto-argilosos (% passante na peneira nº200 > 35%), conforme pode ser observado no Anexo 2.

2.5 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

2.5.1 Granulometria Conjunta

Nos solos são encontradas partículas de diversos tamanhos, o que dificulta a identificação tátil visual, tornando o reconhecimento dos tamanhos dos grãos de um solo difícil. Portanto, para essa identificação do tamanho das partículas de um solo é necessário realizar a análise granulométrica, que consiste na realização de dois principais ensaios: peneiramento e sedimentação (BERNARDI, 2006).

Conforme a norma NBR 7181 - Método de ensaio - (ABNT, 1984), no peneiramento é determinada uma porcentagem de material que fica retido em cada peneira, sendo seu conjunto em forma decrescente, possibilitando ainda é possível definir qual a parcela de solo passante e retida. Por sua vez, o ensaio de sedimentação é realizado quando se verifica que há presença de partículas de argila em sua constituição, podendo identificar a porção mais fina do solo.

No ensaio de sedimentação, a determinação da análise granulométrica do solo é baseada na Lei de Stokes, que relaciona o tamanho da partícula com a velocidade com a qual ela se sedimenta em um meio líquido, portanto, quanto maior a partícula, mais rapidamente ela irá se depositar no fundo da proveta de ensaio. Então, a velocidade de queda das partículas depende diretamente da massa específica do material da esfera, massa específica e viscosidade do fluido e do diâmetro da esfera, ou seja, é a relação entre o diâmetro dos grãos e a sua velocidade de sedimentação em um meio líquido de viscosidade e peso específico conhecido, NBR 7181 - Método de ensaio - (ABNT, 1984).

Segundo a NBR 6502 - Rochas e solos - Terminologia - (ABNT, 1995), a classificação do solo, conforme a sua granulometria, é realizada de acordo com a Tabela 3.

Tabela 3 - Classificação dos solos de acordo com a sua granulometria

CLASSIFICAÇÃO	DIÂMETRO DOS GRÃOS
Argila	Menor que 0,002 (mm)
Silte	Entre 0,002 e 0,06 (mm)
Areia	Entre 0,06 e 2,0 (mm)
Pedregulho	Entre 2,0 e 60,0 (mm)

(Fonte: NBR 6502, 1995).

Para que se possa obter o diâmetro das partículas após a realização do ensaio de sedimentação, através da coleta de dados, se obtém os resultados por meio de aplicações de métodos matemáticos, indicados nas Equações 2 e 3.

Fórmula para obtenção do percentual de material em suspensão:

$$\%P = N * \frac{\chi_s}{(\chi_s - \chi_d)} * \frac{V * \chi_c * (L - LD)}{\frac{MH}{(100 + h)} * 100} \quad (2)$$

onde:

- %P = porcentagem de solo em suspensão no instante da leitura;
- N = porcentagem do material que passa na peneira 2mm;
- χ_s = massa específica dos grãos;
- χ_d = massa específica no meio dispersor;
- V = volume da suspensão (1000 ml);
- χ_w = massa específica da água, na temperatura de calibração;
- L = leitura do densímetro na suspensão;
- LD = Leitura do densímetro no meio dispersor;
- MH = Massa úmida do material submetido a sedimentação;
- h = umidade higroscópica do material passante;

Diâmetro das partículas de solo em suspensão:

$$D = \sqrt{\frac{1800 * \mu}{\chi_s - \chi_w} * \frac{a}{t}} \quad (3)$$

onde:

- D = diâmetro máximo das partículas;
- n = coeficiente de viscosidade no meio dispersos;

- χ_s = massa específica dos grãos do solo;
- χ_w = massa específica no meio dispersor;
- a = altura de queda das partículas, correspondente a leitura do densímetro;
- t = tempo de leitura;

O material que ficou retido na peneira 0,075mm após a realização dos ensaios, deve ser levado à estufa por mais um período de 24 horas, com finalidade de permanecer o solo retido, sem presença de água. Passado o tempo determinado, foi retirado, e realizado peneiramento fino, por se tratar de um ensaio com material argiloso. Para a realização do peneiramento, deve-se utilizar as peneiras 1,2, 0,6, 0,42, 0,25, 0,15 e 0,075mm. Coloca-se então as peneiras em ordem decrescente, depositando a amostra restante da sedimentação na peneira de 1,2mm. Utiliza-se o agitador de peneiras, por um período de 10 minutos, e decorrente esse tempo, é retirado a massa retida em cada peneira. Para se obter a massa retida em cada peneira, é aplicado processo matemático, conforme a Equação 5, possibilitando calcular o percentual que cada uma representa no total da amostra. A Figura 10 demonstra o agitador de peneiras e as peneiras à serem utilizadas no ensaio.

Figura 10 - Agitador de peneiras e peneiras a serem utilizadas no ensaio.



Fonte: (Sturmer,2013)

$$\%P = \frac{MS-MR}{MS} * 100 \quad (5)$$

onde:

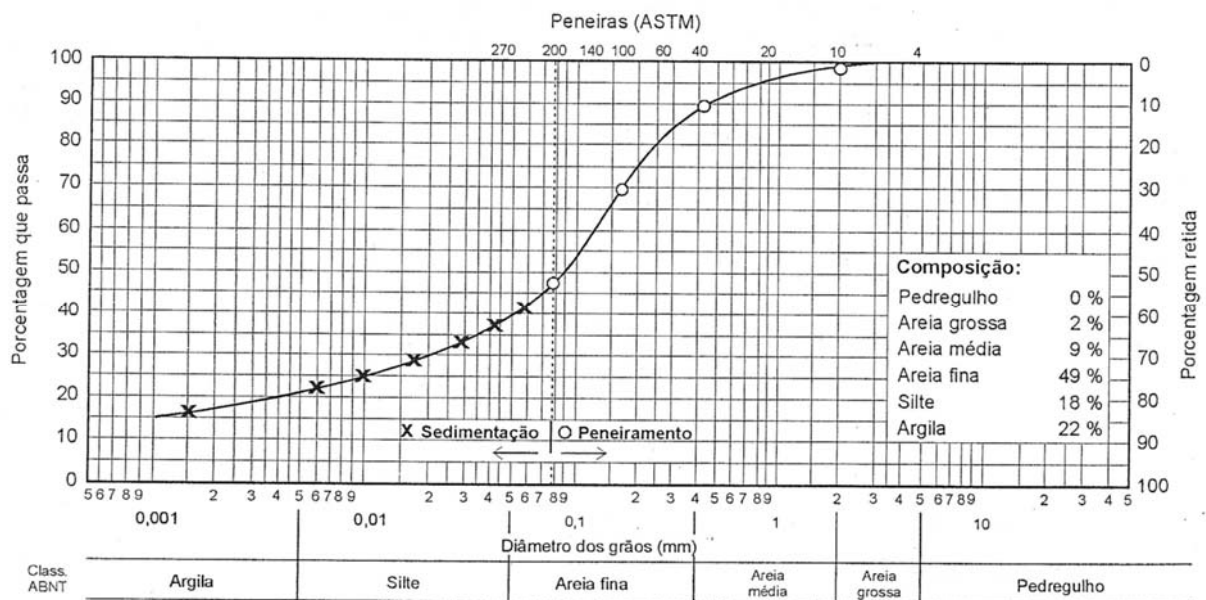
- $\%P$ = porcentagem de material passado em cada peneira;
- MS = Massa total da amostra seca;

- MR = Massa do material retida na peneira;

Os resultados dos ensaios de análise granulométrica são apresentados através de curvas granulométricas, que são traçadas ponto a pontos em um diagrama semi-logarítmico.

Na curva granulométrica, pode-se observar na Figura 11 que sobre o eixo das abscissas são marcados os diâmetros das peneiras. E sobre o eixo das ordenadas, são apresentadas as porcentagens de massa das partículas de diâmetros inferiores às peneiras consideradas.

Figura 11 - Exemplo de curva granulométrica de um solo.



(Fonte: PINTO, 2002).

De acordo com Senço (2007), as curvas granulométricas podem apresentar diversas formas, que identificam não só as prováveis aplicações, mas também o comportamento das camadas com ela construída, inclusive em mistura com aglutinantes.

2.5.2 Limites de consistência

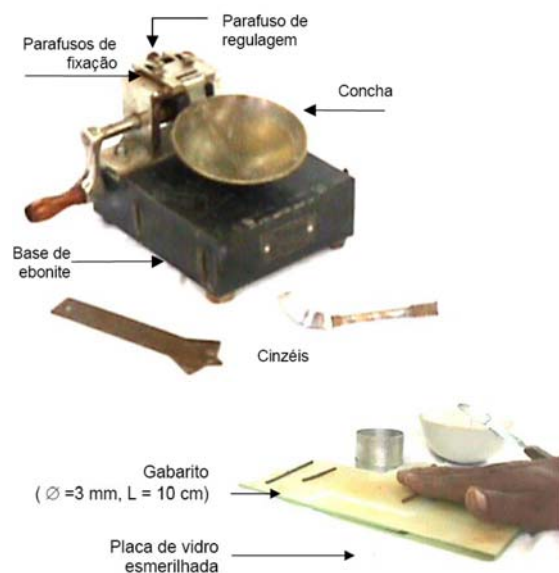
Os teores de umidade limites entre vários estados de consistência são denominados Limites de Consistência, pois foram inicialmente idealizados pelo engenheiro químico Atterberg, e adaptados pelo professor Arthur Casagrande, que

representam teores de umidade limites entre os estados de consistência, ou também chamados de Limites de Consistência.

A consistência dos solos, refere-se ao grau de adesão entre as partículas de um solo e a resistência oferecidas às forças, fazendo com que as partículas presentes no solo tendem a se deformar ou romper (TERZAGUI, 1973).

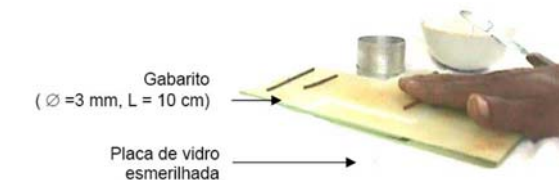
Segundo Vargas (1977), a consistência de um solo refere-se sempre à solos coesivos, entretanto a rigidez de um solo argiloso varia inversamente com o seu teor de umidade, então, a medida que a umidade de uma massa argilosa diminui, a argila se torna mais dura. As Figuras 12 e 13 demonstram os aparelhos utilizado para execução dos ensaios

Figura 12 - Aparelho de Casagrande.



(Fonte: Tsutsumi, 2008).

Figura 13 - Ensaio de Limite de Plasticidade.



(Fonte: Tsutsumi, 2008).

2.5.2.1 Limite de Liquidez

Segundo Pinto (2006) é o teor de umidade necessário para se fechar uma ranhura, realizada em um solo sobre a concha do equipamento de Casagrande, em até 15mm de extensão através de 25 golpes.

O ensaio consiste em determinar o teor de umidade limite entre o estado líquido e o estado plástico. O ensaio é determinado pela NBR 6459 - Solo - Determinação do limite de Liquidez (ABNT,1984), no qual determina a verificação do número de golpes necessários para fechar uma ranhura feita na concha, entretanto, deve-se levar em consideração que é necessário obter valores acima do número de golpes determinados em norma, para que se possa ter uma maior confiabilidade no valor do teor de umidade.

O ensaio deve ser repetido com no mínimo cinco pontos distintos de teor de umidade, sendo que a umidade inicial a se obter ocorra em torno de 35 golpes no aparelho de Casagrande. Para a determinação dos pontos seguintes deve ser adicionada água de modo a aumentar o teor de umidade.

A homogeneização do solo deve ocorrer com auxílio de espátula e cuba por aproximadamente 15 minutos. Obtido os cinco pontos, o gráfico com o número de golpes no eixo das abscissas e o teor de umidade no eixo das ordenadas é traçado. Para a determinação do limite de liquidez, é determinado pela umidade relativa a 25 golpes, sendo um valor inteiro e o arredondamento deve ocorrer como estipulado na NBR 5981 (ABNT,1997).

2.5.2.2 Limite de Plasticidade

Pinto (2006), a determinação do limite de plasticidade (LP) é definido como o menor teor de umidade com o qual é possível moldar um cilindro de 3mm de diâmetro, rolando o solo sobre uma placa de vidro esmerilhada até que o mesmo chegue a essas dimensões quebradiço. É representado pelo teor de umidade que o solo passa a exibir plasticidade. O ensaio tem como objetivo verificar a transição do estado semi-sólido para o estado plástico, ou seja, o solo deixaria de apresentar a consistência de um material sólido tornando-se possível moldar.

Em laboratório, pode-se apresentar o limite de plasticidade como sendo o teor de umidade com o qual um cilindro de solo começa a se fragmentar, quando se procura moldá-lo com 3(mm) de diâmetro conforme a NBR 7180 - Método de ensaio - (ABNT,1984).

Devem ser realizados ao menos 5 rolos de modo a se obter o teor de umidade final das amostras, que é a média do próprio LP. Deve-se identificar que os valores fora do desvio padrão devem ser desconsiderados, que por norma, os ensaios que considerados satisfatórios quando os valores de umidade obtido em pelo menos três desses ensaios, não diferir da respectiva média de mais de 5% dessa média.

2.5.2.3 Índice de plasticidade

Na Mecânica dos Solos, o Índice de Plasticidade (IP) é obtido pela diferença numérica entre o Limite de Liquidez (LL) e o Limite de Plasticidade (LP),e expresso em porcentagem, conforme demonstra a Equação 4.

$$IP = LL - LP \quad (4)$$

Burmister (1979) classificou o índice de plasticidade de forma qualitativa, conforme indicado na Tabela 4.

Tabela4 - Classificação de Burmister

IP	Descrição
0	Não plástico
1 - 5	Ligeiramente plástico
5 - 10	Plasticidade baixa
10 - 20	Plasticidade média
20 - 40	Plasticidade alta
> 40	Plasticidade muito alta

(Fonte: Das, 2007).

2.5.6 Teor de umidade

O objetivo do ensaio consiste em determinar a umidade presente numa amostra de solo coletado ainda em campo. Entretanto, é realizado a pesagem das amostras ainda em campo e ainda úmidas, são colocadas em uma estufa em um período de 16h à 24 hs uma temperatura de 110°C. Após esse período, retira-se as amostras da estufa e pesa-se novamente, conforme apresentado na NBR 6457 - Método de ensaio - (ABNT,1986).

O teor de umidade é a relação entre a massa da água contida no solo e a massa ou peso de sua fase sólida, expressa em porcentagem (CAMPOS,2008), expresso através da Equação 5:

$$w = \frac{(Mc + s + w) - (Mc + s)}{(Mc + s) - Mc} * 100 \quad (5)$$

onde:

Mc = massa da cápsula

S = Solo

W = água

2.6 ÍNDICES FÍSICOS

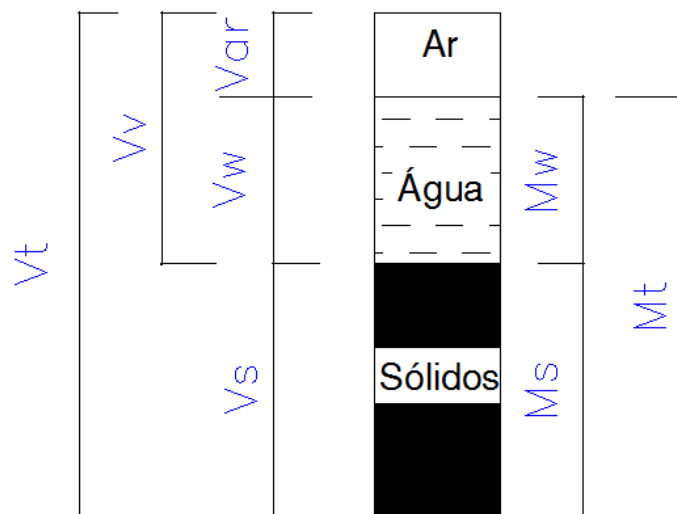
Os índices físicos, são definidos como grandezas que demonstram proporções entre pesos e volumes, que ocorrem nas três fases presentes em uma estrutura de solo. Com esses índices, é possível determinar as propriedades físicas de um solo, por meio de um controle de amostras a serem ensaiadas e nos cálculos de esforços que possam atuar sobre ele. Em relação às unidades, o Sistema Internacional adota para a massa específica o quilograma por metro cúbico (kg/m³) sendo essa utilizada mais para trabalho no campo, entretanto, a unidade utilizada em laboratório de acordo com o Sistema Internacional é kN/m³ NBR 6508 - Método de ensaio - (ABNT, 1984).

Solo é um material constituído por um conjunto de partículas sólidas, deixando entre si vazios que poderão estar parcialmente ou totalmente preenchidos por água.

Para Pinto (2006), em um solo, só parte do volume total é ocupado pelas partículas sólidas, que se acomodam formando uma estrutura. O volume restante costuma ser chamado de vazios, podendo estar ocupados por água ou ar(Caputo ,1972).

Em geral, o solo é determinado por meio de um sistema formado por três fases: sólida, líquida e gasosa. A Figura 14 representa uma amostra de solo que apresenta suas três fases separadas:

Figura 14 - Índices físicos.



(Fonte:Adaptado DNIT, 2006).

Onde:

V_t = volume total de uma amostra de solo;

V_s = volume de grãos sólidos.;

V_v = volume de vazios;

V_w = volume de água;

V_{ar} = volume de ar;

M_t = peso total da amostra;

M_w = peso de água;

M_s = peso dos grãos sólidos;

Segundo Pinto (1972), em princípio, a quantidade de água e ar podem variar, pelo fato de que, com a evaporação, pode diminuir a quantidade de água, que é substituída por ar, sendo que a compressão do solo pode provocar a saída de água e

ar, reduzindo, assim, o volume de vazios. Na Tabela 5, é possível determinar os índices físicos por meio de suas relações

Tabela 5 - Índices Físicos

Nome	Símbolo	Equação
Índices de vazios	e	$e = V_v / V_s$
Porosidade (%)	n	$n = V_s / V_v$
Grau de saturação (%)	S_r	$S_r = V_w / V_v$
Umidade (%)	w	$w = M / M_s$
Peso específico aparente úmido (kN/m³)	γ	$\gamma = M / V$
Peso específico aparente saturado (kN/m³)	γ_{sat}	$\gamma = M / V$, para $s = 100\%$
Peso específico aparente submerso (kN/m³)	γ_{sub}	$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w$
Peso específico aparente seco (kN/m³)	γ_s	$\gamma_s = M_s / V$

(Fonte: ORTIGAO, 2007)

onde:

V = volume total;

V_v = volume de vazios;

V_s = volume da parte sólida do solo;

V_w = volume de água;

M = massa total;

M_s = massa seca;

2.7 RESISTÊNCIA DE CISALHAMENTO

A resistência ao cisalhamento de um solo pode ser definida como a máxima tensão de cisalhamento que um solo pode suportar sem sofrer ruptura, ou ainda, pela tensão de cisalhamento do solo no plano em que a ruptura estiver ocorrendo (PINTO, 2006).

Entretanto, segundo Caputo (1988), a resistência de cisalhamento do solo se compõe basicamente de duas propriedades, a coesão e o atrito entre as partículas. A coesão pode ocorrer de duas maneiras, que são "coesão aparente" e a "coesão verdadeira", sendo a primeira resultante da pressão capilar da água contida no solo, que age como se fosse uma pressão externa; e a segunda, que devido a forças eletroquímicas de atração das partículas de argila.

Já no atrito interno de um solo, inclui-se não apenas o "atrito físico" entre as partículas, como o "atrito fictício", que é proveniente do entrosamento de partículas; sendo que nos solos não existe uma superfície nítida de contato; ao contrário, há uma infinidade de contatos pontuais.

Ainda segundo Caputo (1988), as propriedades são relacionadas de acordo com a Equação 6.

$$\tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (6)$$

Onde:

τ = resistência de cisalhamento;

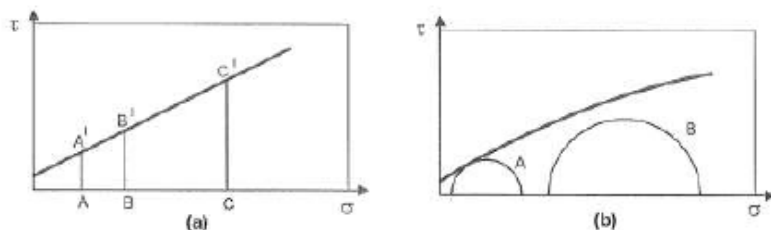
c = coesão;

σ = tensão normal;

ϕ = ângulo de atrito.

Bueno e Vilar (2004) ainda ressaltam que a resistência de cisalhamento de um solo é caracterizada pelo critério da envoltória de Mohr-Coulomb, que é definido por uma reta tangente, em que o ângulo de atrito da inclinação representa o ângulo de atrito interno do solo, conforme a Figura 15

Figura 15 - Representação dos critérios de ruptura: (a) de Coulomb, e (b) de Mohr.



(Fonte: PINTO, 2006).

A resistência ao cisalhamento pode ser determinada em laboratório, por meio de ensaios de cisalhamento direto e de ensaios triaxiais. No caso do presente

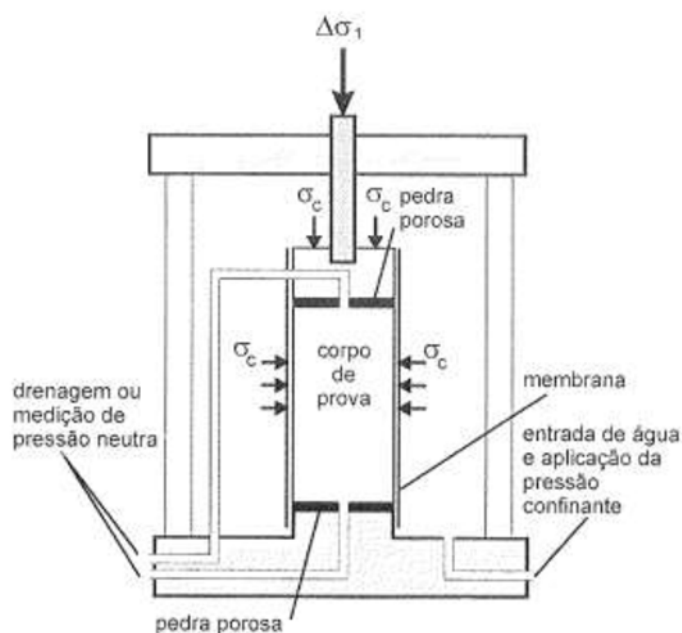
trabalho, somente será apresentado o procedimento dos ensaios triaxiais, pois foram os utilizados no mesmo.

2.7.1 ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

Segundo Caputo (1988), o ensaio de compressão triaxial é considerado teoricamente o mais perfeito que o cisalhamento direto, sendo por isso, o mais utilizado. É realizado em aparelhos constituído de câmara cilíndrica, de parede transparente, em cujo interior se acomoda a amostra talhada indeformada, que é colocada dentro de uma câmara de ensaio envolta por uma membrana de borracha muito delgada. A base superior do cilindro é atravessada por um pistão, que por intermédio de uma placa rígida, aplica a tensão na amostra. Durante o carregamento, em diversos intervalos de tempo, mede-se o acréscimo de tensão axial que está atuando e a deformação vertical do corpo de prova conforme a Figura 16, sendo que durante o ensaio, é elaborada uma envoltória de resistência.

Para cada ensaio, é determinado um círculo de Mohr, sendo que com 2 ou mais ensaios realizados, é possível determinar a envoltória de resistência do solo em análise, e conseqüentemente a envoltória de Coulomb.

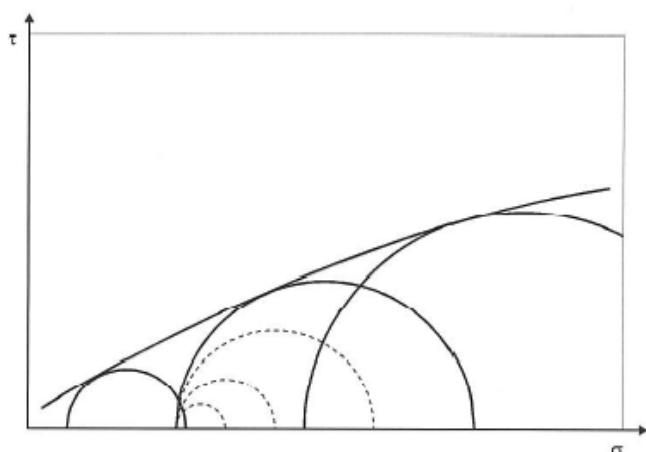
Figura 16 - Esquema da câmara de ensaio triaxial.



(Fonte: PINTO, 2006).

Este ensaio tem como finalidade determinar as tensões axiais ou tensão 1 aplicadas sobre o corpo de prova (o de maior valor) e a tensão confinante ou tensão 3 (no plano principal e de menor valor), demonstrado na Figura 17.

Figura 17 - Envoltória de Resistência



(Fonte: Pinto, 2006).

Segundo Pinto (2006), define-se como carregamento axial a aplicação de força no pistão que penetra na câmara; no entanto, coloca-se uma prensa que é possível o deslocamento, pressionando assim o pistão e um anel dinamométrico que realiza leitura de carga, ou podendo ser por meio uma célula de carga que é intercalada ao pistão. Durante a realização do ensaio, tem-se a vantagem de medir a carga que efetivamente é aplicada no corpo de prova, eliminando o efeito do atrito que é promovido pelo pistão durante a passagem para a câmara.

Entretanto, em relação às condições de drenagem, tem-se três tipos de ensaios, que serão descritos a seguir:

- Ensaio adensado drenado, ou *consolidated drained* (CD): nesse ensaio a drenagem do corpo de prova é permanente. É aplicado uma pressão confinante e deve-se esperar que o corpo de prova adense, dissipando a pressão neutra aumentando lentamente a tensão axial. A pressão neutra durante o carregamento é considerada nula, indicando a tensão total aplicada através das tensões efetivas. Esse ensaio também é conhecido como ensaio lento, que no

caso de solos argilosos, o carregamento axial requer um tempo de 20 dias ou mais.

- Ensaio adensado não drenado ou *consolidatedundrained*(CU): É aplicado sobre a tensão confinante, conforme o ensaio adensado drenado. Ele é chamado também de ensaio rápido e indica a resistência não drenada em função da tensão de adensamento. Entretanto, se as pressões neutras forem medidas, é possível determinar as pressões efetivas, também determinando assim, a envoltória de resistência em um menor prazo, se comparado ao CD.
- Ensaio não adensado não drenado, ou *unconsolidatedundrained* (UU): é um ensaio no qual o corpo de prova é submetido a tensão de confinamento e ao carregamento axial, sem que possa ocorrer a drenagem. O teor de umidade permanece constante pois quando saturado, não ocorrerá variação de volume. Esse ensaio também é chamado de ensaio rápido porque não requer um tempo para que possa ocorrer drenagem. Entretanto, a velocidade de carregamento do corpo de prova pode ter influência muito grande no resultado final.

2.8 ADENSAMENTO

Conforme Ortigão (2007), adensamento ou consolidação foi a denominação dada ao fenômeno estudado por Terzaghi, a partir do ano de 1914. Entende-se por adensamento a redução do volume de vazios presentes em uma parcela de solo, devido às forças confinantes laterais que, por consequência, levam a uma redução do seu volume total. Essas forças confinantes pressionam o solo, de forma que as partículas sólidas que o compõem fiquem mais próximas uma das outras, expulsando, assim, as partículas líquidas e gasosas. Portanto, em um solo completamente saturado, o adensamento se dá pela expulsão da água.

De acordo com Pinto (2006), o desenvolvimento da teoria do Adensamento baseia-se e algumas hipóteses, sendo elas:

- a) Que o solo esteja completamente saturado ($S_r = 100\%$);
- b) A compressão e o fluxo de água é unidimensional;
- c) O solo deverá ser homogêneo;

- d) As partículas sólidas e a água são incompressíveis perante a compressibilidade do solo;
- e) As propriedades do solo não variam no processo de adensamento;
- f) Os índices de vazios varia linearmente com o aumento de tensão efetiva durante o processo de adensamento;

2.9 ENSAIO DE COMPACTAÇÃO OU PROCTOR

O ensaio de Proctor é um tipo de ensaio de compactação que surgiu devido à necessidade de se controlar os resultados obtidos durante a execução do processo.

Pela possibilidade de se elevar a energia de compactação, houve a necessidade de se realizar em laboratório, ensaios com maiores energias que a do Proctor Normal. Portanto, surgiram então as energias de Proctor Modificado e Intermediário, que são superiores a energia de Proctor Normal.

A compactação leve ou pesada traduz a energia que está sendo a compactação, que é aplicada por um determinado número de golpes, caindo de uma certa altura conforme a Tabela 6.

Tabela 6 - Comparação entre padrões adotados para o ensaio de compactação

Cilindro	Características inerentes a cada energia de compactação	Energia		
		Normal	Intermediária	Modificada
Pequeno	Soquete	Pequeno	Grande	Grande
	Número de Camadas	3	3	3
	Número de golpes por camada	26	21	27
Grande	Soquete	Grande	Grande	Grande
	Número de Camadas	5	5	5
	Número de golpes por camada	12	26	55
	Altura do disco espaçador (mm)	63,5	63,5	63,5

Fonte: (NBR 7182/1986)

O ensaio de compactação caracteriza-se pela compactação de corpos de prova com o material do local desejado, que tem como objetivo determinar a Umidade Ótima de compactação ($\omega_{ótima}$) e o Peso Específico Aparente Seco máximo ($\gamma_{dmáx}$), sendo que as principais fases de execução do ensaio de compactação são:

a) Quando se receber uma amostra do solo deformada para a realização do ensaio, deve-se primeiramente colocar em bandejas para que a mesma adquira a umidade hidrocópica (secagem ao ar), e, após isso, o solo deve ser destorroado e passar pela peneira #4, adicionando-se água à amostra para obtenção do primeiro ponto da curva de compactação. Recomenda-se que a amostra permaneça em repouso por 24 horas, para que ocorra a perfeita homogeneização;

b) Preparada a amostra de solo, ela deve ser colocada em um recipiente cilíndrico padrão (10 cm de diâmetro, altura de 12,73 cm e volume de 1000cm³). Utiliza-se um soquete de 2500g para a compactação, caindo de uma altura de aproximadamente 30,5cm, sendo divididas em três camadas de 26 golpes do soquete, conforme demonstram as Figura 18;

Figura 18 - Moldagem do corpo de prova para o Ensaio Proctor



Fonte: Rafael Marx (2014)

- c) Esse processo é repetido para teores de umidades diferentes, utilizando-se, em média, cinco pontos para se obter a curva de compactação;
- d) Cada corpo de prova assim obtido determina o peso específico do solo seco e o teor de umidade de compactação;
- e) Após efetuar os cálculos dos pesos específicos e teores de umidade, deve-se lançar os valores obtidos num par de eixos cartesianos, tendo, nas ordenadas, os pesos específicos e, nas abscissas, os teores de umidade;

Para a energia de compactação, mantém-se o mesmo procedimento, entretanto em um ensaio de compactação poderá ser realizado utilizando diferentes energias. A energia empregada em um ensaio de laboratório, pode ser calculada facilmente pela Equação 7.

$$E = \frac{P.h.N.n}{V} \quad (7)$$

Onde:

P = Peso do Soquete (N)

h = Altura de Queda do Soquete (m)

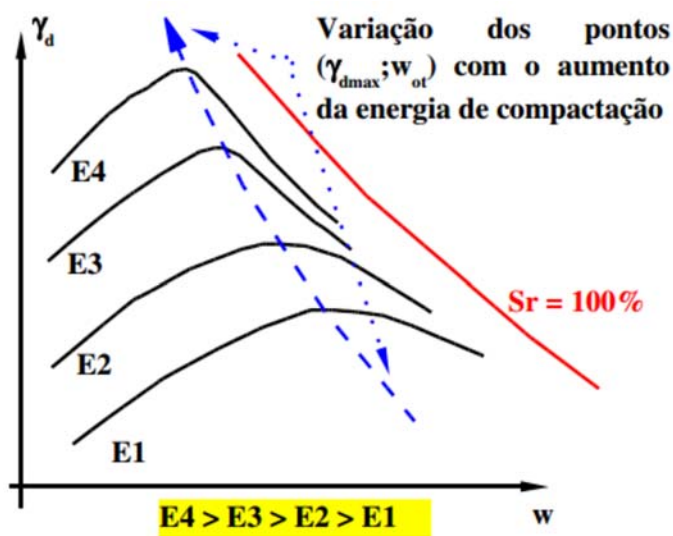
N = Número de Golpes por Camada

n = Número de Camadas

V = Volume de Solo Compactado (m³)

A influência de energia pode causar interferência na curva de compactação, pelo fato de que à medida que se aumenta a energia, há uma redução no teor de umidade ótima e também uma elevação no valor do peso específico seco máximo. Isso está representado na Figura 19, que apresenta as curvas de compactação obtidas em diferentes energias.

Figura 19 - Variações da energia de compactação nas curvas obtidas.



Fonte: Vargas (1981).

2.10 CALIFORNIA BEARING RATIO (CBR)

Segundo Senço (1997), o método de ensaio CBR baseia-se essencialmente nos ensaios idealizados pelo engenheiro O. J. Porter, que foi Diretor da Divisão de Materiais do California Highway Department, em 1939.

Inicialmente, Porter idealizou o CBR com o objetivo de avaliar o comportamento do solo, sob a ação do tráfego de materiais granulares empregados na construção das camadas de pavimento.

Para que se possa determinar o valor do CBR, o ensaio consiste em uma relação da carga-penetração de uma haste de seção transversal circular que tem a área igual a três polegadas quadradas ($19,35\text{cm}^2$), sendo que esta haste atua em uma amostra de solo, compactada à umidade ótima e densidade máxima, com uma velocidade de carga de 0,05 polegadas por minuto (GUEDES, 2008), conforme demonstrado na Figura 20.

Figura 20 - Equipamentos para ensaio do California Bearing Ratio (CBR)



Fonte: Solotest (2015)

O ensaio de CBR é a relação entre a pressão exercida para penetrar a mesma espessura de um solo e uma amostra padrão de pedra britada sob uma mesma velocidade, expressada pela Equação 8.

Então:

$$\text{CBR} = \left(\frac{P}{P_t} \right) \times 100 \quad (8)$$

Onde:

P = Pressão exercida para penetração na amostra; e

P_t = Pressão exercida para penetração na amostra padrão de pedra britada.

Portanto, quanto maior for o valor do CBR, melhor é o comportamento do solo para resistências de penetração. Entretanto, um CBR de valor baixo, indica que o solo não possui boas condições para o suporte rodoviário, exigindo assim maiores camadas de base e sub-base, ainda sendo necessário um reforço do subleito.

Os materiais utilizados no ensaio de CBR em laboratório, estão descritos na NBR 9895/87, que são:

- a) Balanças que permitam pesar nominalmente 20 kg, 1500g e 200g com resolução de 1g, 0,1g e 0,01g respectivamente e sensibilidade compatível;
- b) Peneiras de 10 e 4,8 mm;
- c) Estufa capaz de manter a temperatura entre 105 e 110°C;
- d) Cápsulas metálicas, com tampa, para determinação da umidade;
- e) Bandejas metálicas de 75 cm x 50 cm x 5 cm;
- f) Régua biselada com comprimento de 30 cm;
- g) Espátulas de lâmina flexível com aproximadamente 10x12cm e 2x10cm;
- h) Cilindro para moldagem do corpo de prova de;
- i) Soquete de bronze, latão ou ferro galvanizado, com massa de 4536gramas e controle de altura de queda (guia), que é de 457 mm.
- j) Prato perfurado de bronze, latão ou ferro galvanizado, com 149 mm de diâmetro e 5 mm de espessura;
- k) Porta-extensômetro;
- l) Disco anelar de aço para sobrecarga, dividido em duas partes, com 2270gramas de massa total, com diâmetro externo de 149 mm e interno de 54 mm;
- m) Extensômetro com curso mínimo de 10 mm, graduado em 0,01 mm;
- n) Prensa, macaco de engrenagem de operação manual por movimento giratório de uma manivela, com duas velocidades, com prato reforçado ajustável a macaco com 240 mm de diâmetro e conjunto dinamométrico com capacidade de 50kN e sensível a 25 N, constituído por um anel dinamométrico de aço, calibrado.
- o) Extrator de corpo de prova;
- p) Tanque ou recipiente com capacidade de imersão total do corpo de prova;
- q) Papel filtro circular com cerca de 150 mm de diâmetro;
- r) Provetas de vidro com capacidade de 1000 cm³, 200 cm³ e 100 cm³ e com graduações de 10 cm³, 2 cm³ e 1 cm³, respectivamente;
- s) Desempenadeira de madeira com 13 cm x 25 cm;
- t) Conchas metálicas com capacidade 1000 cm³ e 500 cm³;
- u) Base rígida preferencialmente de concreto, com massa superior a 100 kg.

O ensaio de CBR é composto de quatro etapas:

- a) Preparação da amostra;
- b) Moldagem do corpo de prova (Proctor);
- c) Ensaio de expansão;
- d) Ensaio de penetração;

Para se realizar o ensaio de CBR deve-se seguir a NBR 9895/87, que recomenda a utilização de uma amostra com aproximadamente 50 kg do local de estudo, e deve-se preparar a amostra de acordo com a NBR 6457.

O ensaio de Proctor caracteriza-se pela compactação dos corpos de prova, tendo como objetivo principal determinar a umidade ótima de compactação ($w_{ótima}$), e o peso específico aparentemente seco máximo ($\gamma_{dmáx}$), que são os dados necessários para que se possa moldar os corpos de prova do CBR.

Entretanto, o Ensaio de Proctor pode ser realizado com dois diferentes tamanhos de cilindro-molde (10 e 15cm de diâmetro, aproximadamente), e também com dois tipos de soquetes (sendo o menor com 2,5 kg e 30cm de altura de queda, e o maior, que também é utilizado no ensaio CBR, com 4,536 kg e 45,7cm de altura). O tipo de cilindro é definido conforme o critério do executor de ensaios, entretanto, devem-se seguir padrões conforme especificado em norma.

Assim que concluído o Ensaio de Proctor, pode ser iniciado o Ensaio de CBR. Primeiramente deve-se moldar o corpo de prova no cilindro grande na energia normal, com peso específico seco máximo e a umidade ótima do solo encontrada pela curva de compactação do Proctor. O corpo de prova deve ser moldado com o teor de umidade ótima obtido pelo ensaio, para que se possa realizar o ensaio de CBR.

Concluída a preparação do corpo de prova, é retirado o disco espaçador. Então, inverte-se o cilindro e a base perfurada é colocada na extremidade oposta. E no espaço vazio que é deixado pelo disco espaçador, é encaixado um dispositivo com extensômetro com a finalidade de determinar as medidas de expansão que o solo sofre.

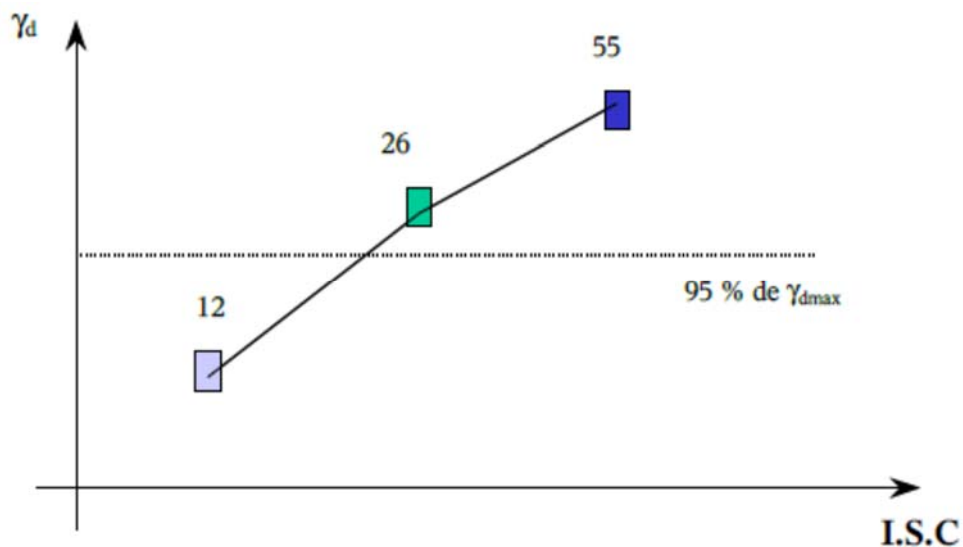
Na terceira etapa, é realizado o Ensaio de Expansão, que tem como objetivo medir o aumento do volume do solo do corpo de prova analisado, quando está submetido ao aumento do teor de umidade.

É colocado sobre o corpo de prova um contrapeso de 4,5 kgf, o qual irá simular o peso de um pavimento que poderá ser construído sobre o solo. Dessa forma, o

conjunto é colocado em um tanque de água, por um período de 96 horas, sendo realizada a leitura dos extensômetros a cada 24 horas. Quando finalizada a última anotação, é necessário remover os corpos de prova do tanque, deixando secar por 15 minutos, para iniciar o Ensaio de Penetração.

Nesse caso, é realizada a penetração em uma prensa, conforme a norma. Após, colocam-se dentro de um molde cilíndrico, em cima de cada corpo de prova, as sobrecargas utilizadas no ensaio de expansão. É recomendado colocar todo o conjunto no prato na prensa, zerando o extensômetro do anel dinamômetro. Aplica-se uma carga axial de 45 N, iniciando-se, então, a penetração do pistão, a uma velocidade de 0,5 polegadas/minuto. Devem-se fazer anotações a cada 30 segundos, conforme indica a Figura 21.

Figura 21 - Determinação do CBR



Fonte: Vargas (1981)

2.11 ENSAIO DE CARGA DIRETA

O ensaio de placa é um método experimental para que seja possível se ter uma previsão de recalques imediatos de sapatas. Segundo Cintra et al. (2003), esse tipo de ensaio é regulamentado pela NBR 6489/84 (Prova de carga direta sobre terreno de fundação), que consiste na instalação de uma placa rígida, com um diâmetro de 0,80m na mesma cota em que está especificado no projeto, com

aplicação de carga realizadas em estágios, até o dobro da possível tensão admissível, com simultânea medida de recalque.

Velloso e Lopes (2010) atentam para alguns cuidados que se deve tomar durante a execução e interpretação dos ensaios:

Heterogeneidade: não é muito comum que os solos sejam homogêneos; elas podem possuir camadas com coesões diferentes, ou mesmo, possuírem variação das propriedades ao longo da profundidade. Então, nem sempre o resultado dos ensaios mostrará o que acontecerá à fundação real.

Presença de nível d'água;

Drenagem parcial;

Não linearidade da curva carga-recalque;

2.11.1 EQUIPAMENTOS

Para que se possa realizar o ensaio, são utilizados equipamentos específicos, sendo eles:

Sistema de reação: é composto por elementos que são responsáveis por garantir uma reação oposta às cargas solicitadas pelo macaco hidráulico. Podendo ser utilizado vigas com contrapesos, cargueiras, conforme a Figura 28.

Sistema de leitura (Figura 22): é composto por extensômetros, deflectômetros ou dispositivos eletrônicos que são capazes de realizar medição de deslocamento, com a presença de uma viga de referência, a qual é responsável por apoiar os equipamentos supracitados, que são utilizados para leitura das deformações.

Figura 22- Sistema de leitura e reação, respectivamente.



Fonte: Sousa (2003).

Sistema de Transmissão de Carga (Figura 23) : composto por macaco hidráulico, o qual é responsável pela aplicação de carregamento e por uma célula de carga que fica posicionada entre o macaco e a placa, sendo essa responsável por transmitir à placa a carga aplicada pelo macaco.

Figura 23 - Sistema de transmissão de carga



Fonte: (NEVES,2010)

2.11.2 MÉTODO DE EXECUÇÃO

Segundo a NBR 6484/84, para que ocorra a transmissão das cargas aplicadas, é utilizado um macaco hidráulico que fica localizado no centro da placa,

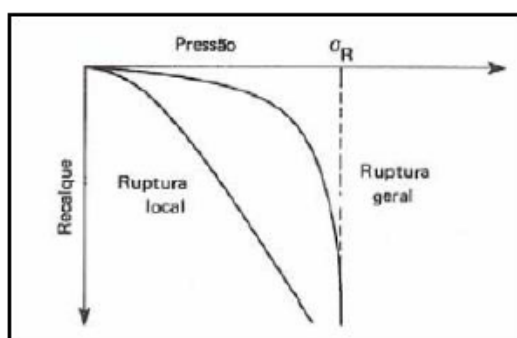
onde este irá reagir com uma carga de reação (contrapesos, sistema de ancoragem, etc). Além disso, ainda deverão ser instalados, em dois pontos opostos, ou seja, nas extremidades da placa, extensômetros sensíveis a 0,01 mm para que possa ser possível realizar a leitura de recalque.

Para cada estágio que sofre uma aplicação de carga, deverá ser realizada a leitura do recalque imediatamente à aplicação dessa carga, e após isso, em intervalos sucessivos e dobrados (1,2,4,8,15,30 minutos). Será aplicada nova carga apenas se for verificado a estabilização dos recalques em 5%. O ensaio é finalizado ao se obter um recalque total de 25mm, ou até atingir o dobro da taxa admitida para o solo em questão.

Segundo Alonso (1991), para que o ensaio realizado em placa possa ser relevante para uma fundação, os bulbos de tensão da placa e da fundação devem englobar o solo com características semelhantes, que são a resistência e a deformabilidade. Entretanto, o autor ainda alerta que, antes de se realizar o ensaio, deve-se fazer o correto reconhecimento do perfil geotécnico do solo, para assim evitar erros no momento da análise dos resultados.

Os resultados são apresentados em forma de gráfico, relacionando tensão x recalque, conforme exemplificado na Figura 24.

Figura 24 - Curva pressão x recalque

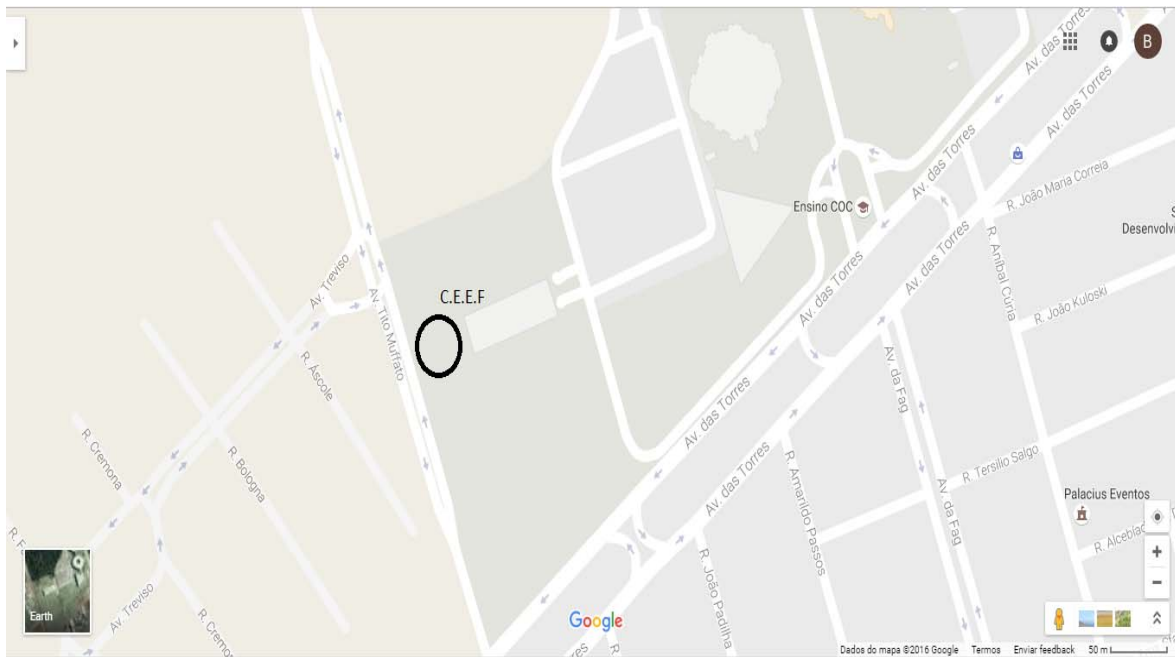


Fonte: (ALONSO, 1991)

3. METODOLOGIA

Esse trabalho aborda a coleta e a análise de material de solo natural, por meio de coletas retiradas de apenas um ponto do Campo Experimental de Engenharia da FAG (CEEF), conforme a Figura 25.

Figura 25 - Localização



(Fonte: Google Maps, 2016)

Para isso, foi realizado um conjunto de ensaios laboratoriais. Entre os ensaios de caracterização física, estão os ensaios de granulometria conjunta (sedimentação e peneiramento), limites de liquidez e plasticidade, assim como teor de umidade e peso específico dos grãos.

Os ensaios que serão apresentados no presente trabalho foram realizados no laboratório de Mecânica dos Solos, no campus do Centro Universitário. Já os ensaios de sondagem do tipo SPT foram realizados por uma empresa de fundações que se dispôs a colaborar no estudo, permitindo o acompanhamento do ensaio e a coleta das amostras de solo, as quais foram estudadas e, assim, caracterizadas.

Os resultados apresentam-se por meio de tabelas específicas para cada ensaio, apresentando-se de forma clara os objetivos da pesquisa. Com os resultados foi realizada a caracterização geotécnica do solo, o que tornou possível apresentar quais as camadas de solo encontradas e suas respectivas denominações.

3.1 Característica das amostras deformadas

Foram coletadas quinze amostras de um poço de inspeção, conforme a Figura 26. Esse poço foi aberto no Campo Experimental, e, durante a coleta, foram colocadas porções de solo em sacos plásticos, de modo que se mantivesse o teor de umidade, enumerando-se cada uma de acordo com a profundidade correspondente. Assim que as amostras foram levadas ao laboratório, o primeiro procedimento realizado foi a determinação do teor de umidade. Uma quantidade pequena da amostra foi separada e levada à estufa por um período de 24 horas.

Figura 26 - Abertura do poço de inspeção



Fonte: Autor, 2016

3.2 Ensaio de Granulometria Conjunta

Para o trabalho, foram utilizados dois métodos de determinação da curva granulométrica, sendo o primeiro com a aplicação do defloculante (hexametáfosfato de sódio) na amostra, deixando submersa por um período de 24 horas, para se dar

início ao procedimento. E a segunda, foi deixar a amostra submersa apenas na água destilada também por um período de 24 horas, para que pudesse ser feito um comparativo entre os dois, conforme demonstra a NBR 7181/84.

O ensaio feito por sedimentação consiste no peneiramento do solo em peneira de malha (2,0 mm); após, ele é pesado e a fração é utilizada no ensaio. A amostra é saturada em água e defloculante (impede que as partículas se aglutinem) e homogeneizada. Em seguida, a substância é transferida para uma proveta de 1.000ml; procurando-se manter sua homogeneidade, ela é deixada em repouso para sedimentação e, então, é feita a leitura por um densímetro.

Quanto ao procedimento, para a realização dos ensaios, foram adotados os seguintes passos:

a) O material passante na peneira de malha (2,0mm) é pesado e a fração, determinada em norma; então, leva-se à estufa por 24 horas, a uma temperatura de 110°C, a fim de se obter um grau de saturação = 0%, utilizando-se apenas massa sólida dos grãos, sem a presença de água, conforme a Figura 27.

Figura 27 - Amostras em estufa



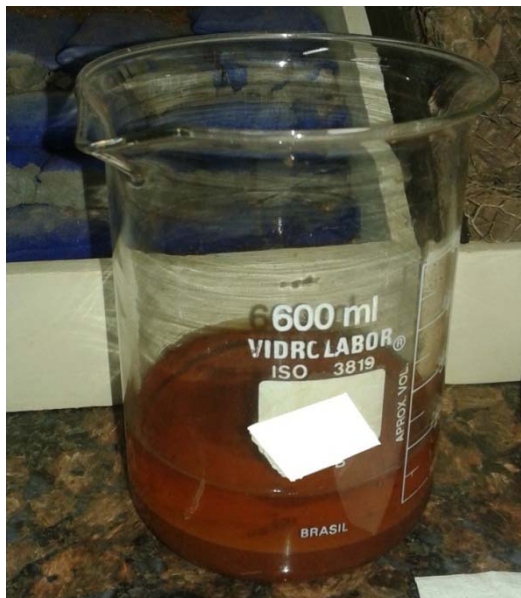
Fonte: Autor, 2016

b) Após o período de 24 horas, a amostra é retirada da estufa com a finalidade de se obter a massa de sólidos seca, e assim separar uma fração da amostra conforme específica a norma (para solos argilosos - 70g; para solos arenosos - 120g).

c) Separada a amostra, foi transferido o material para um béquer de 250cm³, juntamente com 125ml de solução de hexametáfosfato de sódio com uma

concentração de 45,7g para cada 1000cm³ de água destilada. Agitado o béquer até que todo o material ficasse imerso, foi deixado em repouso por um período mínimo de 12 horas, como demonstrado na Figura 28.

Figura 28 - Amostra submersa no hexametáfosfato de sódio após 12 horas.



Fonte: Autor, 2016

d) Decorrido o período de repouso, o material foi transferido para o copo de dispersão, removendo, com o auxílio de uma bsnaga, todo o material aderido no béquer, adicionando-se água destilada até que o nível ficasse na metade da borda, para, assim, submeter à ação do aparelho disperso por um tempo de 15 minutos.

e) Passado o tempo de 15 minutos, com o auxílio da bsnaga com água destilada, foi removido todo o material ali presente, e transferido a uma proveta de 1000 cm³, completando com água destilada até que se chegasse ao volume adequado. Agitou-se a proveta em movimentos enérgicos de rotação, durante um tempo de 1 minuto. Após a agitação, anotou-se a hora exata do início do ensaio de sedimentação.

f) Colocou-se, cuidadosamente, o densímetro na mistura. Foram efetuadas as leituras de 0.5, 1 e 2 minutos, retirando-se o densímetro da sequência. Para garantir que o procedimento fosse realizado em ambiente com temperatura identificada, foi colocada ao lado da proveta com a solução, uma segunda proveta, deixando o termômetro constantemente, com o objetivo de facilitar a leitura do densímetro e

termômetro no mesmo instante. As leituras do densímetro foram realizadas nos tempo de 0.5, 1, 2, 4, 8, 15, 30 minutos, 1, 2, 4, 8 e 24 horas, contadas a partir do momento de início do ensaio.

g) A cada leitura, o densímetro foi colocado entre 15 e 20 segundos antes, lentamente na mistura, e após realizada a leitura, também foi retirado lentamente, colocando-o em uma proveta com água destilada limpa e na mesma temperatura.

h) A cada leitura do densímetro foi realizada a leitura da temperatura, exceto nas duas primeiras leituras, as quais utilizaram a mesma leitura de temperatura.

A Figura 29 apresenta amostras durante a realização do ensaio, sendo a da esquerda com a utilização do defloculante, e a da direita sem a utilização da solução.

Figura 29 - Amostras com quatro horas de realização do ensaio - com e sem defloculante



Fonte: Autor

Para os cálculos e obtenção dos resultados do ensaio, foram usadas as Equações 2 e 3. As leituras foram feitas na parte superior do menisco, deixando sempre o densímetro em uma proveta com água limpa entre as leituras. Após os resultados da análise granulométrica, o solo foi classificado, apresentando assim a descrição detalhada do solo ensaiado.

3.3 Limites de Consistência

Para a determinação dos limites de consistência, foram utilizados procedimentos normatizados pelas NBRs 6459/84 e 7180/88, sendo a primeira para determinação do Limite de Liquidez e a segunda para determinação do Limite de Plasticidade, quais são determinados pelos equipamentos conforme Figura 38.

Figura 30 - Equipamentos utilizados nos ensaios de Limite de Liquidez e Plasticidade



Fonte: Autor, 2016

3.3.1 Limite de Liquidez

O ensaio tem como principal intuito de determinar o Limite de Liquidez das amostras do solo em estudo. Os métodos adotados foram desenvolvidos por Casagrande e assim normatizados pela NBR 6459/84. Para o procedimento, descrevem-se os equipamentos necessários, bem como o passo a passo do procedimento.

3.3.1.1 Equipamentos:

Estufa capaz de manter a temperatura entre 105°C e 110°C;

Cápsulas de porcelana;

Espátula metálica

Aparelho de Casagrande e cinzéis;

Balança de resolução de 0,01g e sensibilidade compatível;

Gabarito para verificar a altura de queda;
Cápsulas de alumínio para determinação de umidade;
Bisnaga (para adicionar água);
Peneira nº 40, almofariz;

3.3.1.2. Procedimento:

a) Levou-se à estufa uma quantidade de material suficiente para que, após passagem por estufa e passado na peneira de nº40, se obtivesse uma amostra representativa;

b) Verificou-se a altura de queda da concha do aparelho de Casagrande a fim de garantir que a queda era de exatamente 1cm + 0,1mm;

c) Verificaram-se as condições da base do equipamento, confirmando, assim, que estavam em bom estado, conforme a NBR 6459 prescreve. Certificou-se, também, que os aspectos gerais não apresentam falhas, como desníveis, parafusos frouxos, ranhuras na concha, bem como outros detalhes que possam proporcionar erro na execução do ensaio;

d) Colocou-se uma quantidade de solo que seja suficiente para a execução do ensaio, destorrado e peneirado dentro da cápsula de porcelana;

e) Adicionaram-se pequenas porções de água destilada, misturando a porção de solo, de modo que se obtivesse um material homogeneizado, visando a que a umidade presente na amostra fosse constante em toda a sua composição;

f) Iniciou-se o ensaio com o solo em condições mais secas, passando para a condição mais úmida durante o decorrer do procedimento;

g) Prosseguindo o ensaio, colocou-se uma porção de solo na concha do aparelho, de tal forma que o material se apresentasse em espessura de no máximo 1cm no centro da concha, evitando, assim, que as porções de ar estivessem no meio da composição;

h) Posicionando o cinzel de forma perpendicular ao formato da concha, realizou-se a abertura de uma ranhura padronizada, dividindo, dessa forma, a porção de material em duas partes;

i) Dando seguimento, aplicaram-se movimentos de rotação na manivela do aparelho com uma velocidade de 2 golpes/segundo, contando o número de golpes necessários para fechar a ranhura de 1 cm na parte central;

j) Anotando o número de golpes necessários para fechar a ranhura, foi retirada uma amostra de solo do local onde se verificou o fechamento, para determinar o teor de umidade da amostra;

k) Retornou-se a porção que ficou na concha novamente para o recipiente de porcelana; adicionaram-se porções de água, descritos no item (e), objetivando que para o próximo teste o número de golpes resultantes seja menor que o anterior;

l) Foram repetidos os passos dos itens (g a k), com objetivo de se obter um número de 5 determinações com a variação do número de golpes entre um máximo de 50 golpes e um mínimo de 16.

Concluídas as determinações dos números de golpes por meio dos procedimentos, e também os teores de umidade para cada uma das determinações, foi elaborado um arquivo disponibilizado por empresa especializada em ensaios de laboratório, elaborado no *Microsoft Excel*, para elaboração de um gráfico que apresenta no eixo das ordenadas em escala aritmética, os teores de umidade, e no eixo das abscissas em escala logarítmica, os números de golpes correspondentes a cada determinação. Gerou-se então uma reta ajustada, para ligar os pontos que representam cada determinação, obtendo, dessa forma, o teor de umidade correspondente a 25 golpes, sendo esse o Limite de Liquidez (LL), conforme demonstrado na figura 32.

Figura 31 - Limite de Liquidez (LL)



Fonte: Autor, 2016

3.3.2 Limite de Plasticidade

Os métodos adotados foram normatizados pela NBR 7180/88. Para o procedimento, descrevem-se os equipamentos necessários, bem como o passo a passo do procedimento.

3.3.2.1. Equipamentos

- Estufa capaz de manter a temperatura entre 105°C e 110°C;
- Cápsulas de porcelana;
- Espátula metálica
- Aparelho de Casagrande e cinzéis;
- Balança de resolução de 0,01g e sensibilidade compatível;
- Gabarito cilíndrico para comparação com 3mm de diâmetro e 100mm aproximadamente de comprimento;
- Cápsulas de alumínio para determinação do teor de umidade;
- Placa de vidro quadrada, com superfície esmerilhada;

3.3.2.2. Do procedimento

a) Tomou-se uma porção de solo passante pelos mesmos procedimentos executados para a preparação das amostras para a realização do ensaio de LL;

b) O mesmo processo de preparação foi realizado também em cápsulas de porcelana, com pequenas adições de água destilada e homogeneizada por completo, separando assim em pequenas porções com aproximadamente 10g, de modo a formar esferas;

c) Com a esfera formada, foi rolada com pressão da mão sobre a placa de vidro esmerilhada, até a formação e rompimento do cilindro com 3mm de diâmetro, e aproximadamente 5cm de comprimento.

d) Nos casos em que o cilindro se rompeu antes de atingir a conformação, o material foi devolvido à cápsula para novos incrementos de água destilada, visando à elevação do teor de umidade, repetindo, novamente, o processo de homogeneização. Entretanto, nos casos que o material atingiu o formato cilíndrico sem romper, o material foi levado de volta à cápsula para nova homogeneização, visando a atingir a diminuição do teor de umidade. Foram repetidas as operações do item (c) até que se pudesse observar sinais de ruptura no cilindro.

e) Eliminadas as extremidades do cilindro, foi realizado o procedimento para que pudesse ser determinado o teor de umidade da amostra.

f) Foram repetidos os procedimentos para se obter cinco determinações do teor de umidade.

O material utilizado durante o procedimento, pode ser visualizado na Figura 33.

Figura 32 - Limite de Plasticidade (LP).



Fonte: Autor, 2016

O Limite de Plasticidade (LP) é determinado pela média dos teores de umidade próximos, e que conforme norma, os valores superiores a um desvio padrão de 5% foram descartados.

3.4 Peso específico dos grãos

Os métodos adotados foram normatizados pela NBR 6508/84. Para o procedimento, descrevem-se os equipamentos necessários, bem como o passo a passo do procedimento.

3.4.1. Equipamentos:

Estufa capaz de manter a temperatura entre 105°C e 110°C;

Cápsulas de porcelana;

Funil de vidro;

Termômetro graduado de 0,1°C de 0 a 50°C;

Picnômetro de 500 ou 1000cm³;

balança de resolução de 0,01g e sensibilidade compatível;
conta-gotas;
Frigideira
Bico de Bunsen

Para a calibração do picnômetro foi realizado os procedimentos descritos em norma.

3.4.2 Do procedimento:

a) Tomou-se uma porção de solo que fosse suficiente para que, após a secagem, houvesse uma quantidade de material para executar o ensaio, deixando-a em estufa por um período de 24 horas;

b) Após o tempo de permanência na estufa, separou-se uma quantidade suficiente para que se pudesse realizar o ensaio, que é, conforme a norma específica, de 50 g para solos argilosos e siltosos, e 60 g para solos arenosos, quando utilizados picnômetro de 500cm³; porém, se se utilizar o picnômetro de 1000cm³, deve-se tomar aproximadamente o dobro da quantidade de material;

c) Colocou-se o material a ser ensaiado em um béquer com água destilada em quantidade suficiente para que a amostra ficasse completamente em imersão, por um tempo mínimo de 12 horas;

d) Depois de ficar em imersão por 12 horas, transferiu-se o material para o copo de dispersão, retirando-se o material com o auxílio de uma bisnaga com água destilada, tomando-se a precaução de evitar a perda do mesmo;

e) Acrescentou-se água destilada até cerca de metade do volume do copo dispersor e agitou-se por 15 minutos;

f) Com o auxílio de um funil, transferiu-se o material do copo dispersor para o picnômetro utilizado na pesquisa, removendo-se completamente os resíduos;

g) Adicionou-se água destilada até aproximadamente metade do volume do picnômetro. Em seguida, levou-se a banho-maria, por um período de 15 minutos, agitando o picnômetro em intervalos regulares de tempo;

h) Acrescentou-se água destilada até aproximadamente 1cm abaixo da base do gargalo do picnômetro, e deixou-se por um período de 30 minutos, com a finalidade de se obter a remoção total do ar aderente às partículas do solo em estudo;

i) Passado o tempo em banho-maria, deixou-se em repouso até que a temperatura ficasse em equilíbrio com o ambiente;

j) Enxugou-se a parte externa do picnômetro e a parte interna do gargalo, acima do menisco;

k) Pesou-se o conjunto picnômetro + solo + água, em uma balança com resolução de 0,01g, e junto verificou-se a temperatura do conteúdo do picnômetro.

3.5 Sondagem SPT

Foram realizadas sondagens do tipo SPT, para as quais foram retiradas amostras, de metro a metro, até atingir a camada mais resistente. As amostras foram encaminhadas até ao laboratório de Mecânica dos Solos do Centro Universitário, com o intuito de realizar análise visual-tátil. Foram realizados três ensaios de sondagem, conforme pode ser demonstrado na Figura 34, seguindo instruções descritas em norma, acompanhando o ensaio durante toda sua execução, para que se pudesse fazer a conferência de altura de queda do martelo, identificar as amostras retiradas ao longo da profundidade para se realizar a análise visual-tátil, de modo a se ter resultados conforme especificado em norma, ocorrendo o mesmo para o critério de paralização do ensaio.

Figura 33 - Realização do ensaio SPT



Fonte: Autor, 2016.

Para a execução do ensaio de sondagem, não foi utilizado revestimento no furo, isso devido ao solo apresentar características coesivas. Como não foi utilizado sistema de avanço com circulação de água, visto que o sistema de trado helicoidal atendeu satisfatoriamente no presente local.

Dos furos de sondagem utilizados no presente trabalho, um ensaio foi realizado em setembro de 2014, e outros dois foram realizados em setembro de 2016, totalizando três furos executados para a análise do subsolo.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Disposições Gerais e Coleta das Amostras

Os resultados foram obtidos por meio da realização de ensaio SPT e da coleta de amostras deformadas em poços de inspeção, na região do Campo Experimental de Engenharia da FAG (CEEf). Foram coletadas 15 amostras ao longo da profundidade, até atingir o 15º metro.

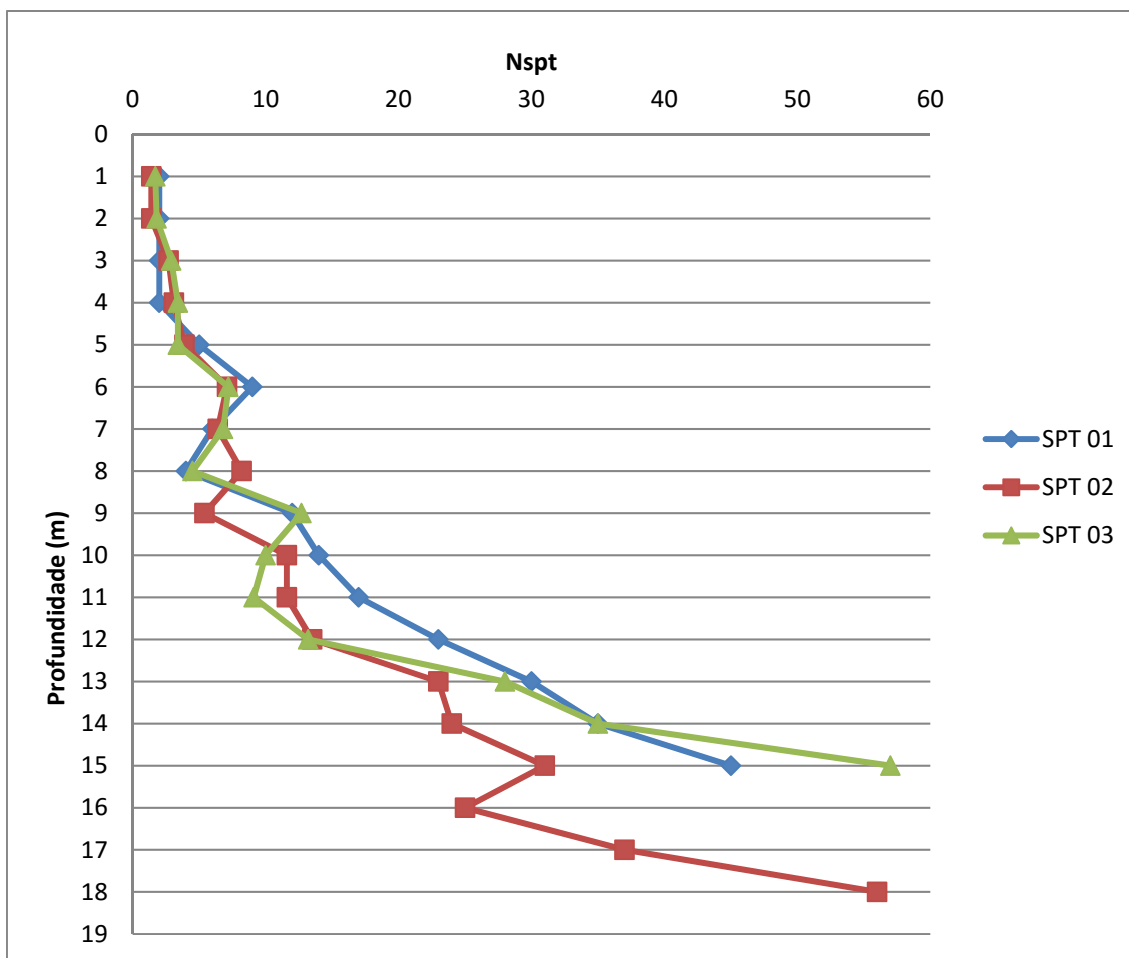
Por meio da sondagem SPT realizou-se o ensaio de resistência e foram coletadas amostras de três pontos distintos, sendo o primeiro realizado em 10/11/2014 e dois deles realizados entre os dias 03/09/2016 e 10/09/2016. Também foram coletadas amostras deformadas para a realização dos ensaios em laboratório, entretanto foram feitas coletas em épocas distintas. O Anexo 1, demonstra o local de realização dos ensaios no CEEf.

A caracterização física do solo, que é um dos objetos de estudo do presente trabalho, compreende nos ensaios de LL e LP, os cálculos de IP e IG e a classificação do solo segundo TBR e SUCS, sendo que é possível observar as variações que ocorrem de acordo a profundidade analisada.

4.2 Sondagem SPT

Para determinação da resistência do solo, foi realizado, em três pontos diferentes, o ensaio do tipo SPT, porém, na área destinada à realização dos ensaios. Após a realização dos ensaios foi possível determinar o índice de resistência ao longo da profundidade para os três ensaios. Determinadas as resistências, possibilitou uma análise comparativa entre esses ensaios, demonstrada na Figura 35.

Figura 34 - Ensaios de Sondagem SPT no CEEF.



Fonte: Autor, 2016

A variação de resistência ao longo da profundidade deve-se ao fato de o solo ser residual, apresentando esse comportamento de resistência crescente conforme aumenta-se a profundidade.

Na análise visual tátil, houve a identificação de percolação branca a partir do 12º metro, o que representa deslocamento de água em período de tempo. Como pode ser identificado no ensaio SPT realizado em 10/11/2014, verifica-se que o nível de água é de 12 metros; no entretanto, comparando-o ao ensaio realizado entre 3/09/2016 e 10/09/2016, observou-se que o nível de água encontrada no CEEF foi de 15 metros, sendo creditada essa variação a efeitos de capilaridade presentes nos solos e muito mais acentuados em solos finos, conforme Pinto (2006).

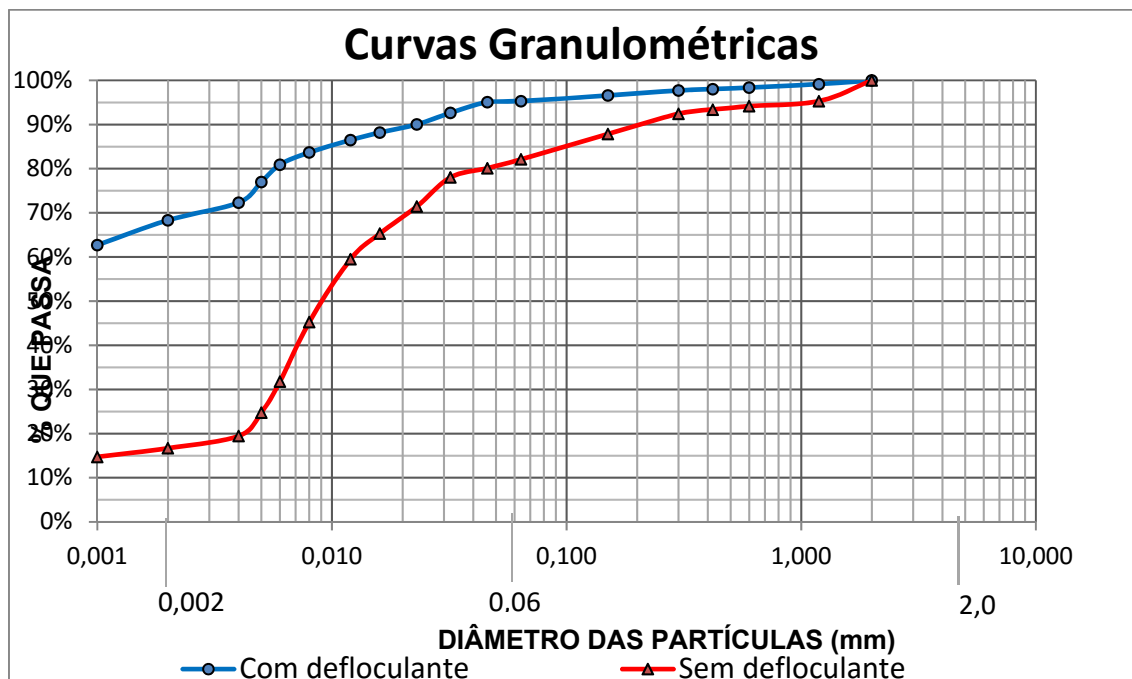
Deve-se levar em consideração a eficiência do equipamento, pois pode haver alteração no resultado dependendo do material utilizado para o ensaio; o solo, contudo, não apresenta influência no resultado.

Os laudos de sondagem dos furos que foram realizados estão presentes no Anexo 3.

4.3 Granulometria

Através dos ensaios de granulometria conjunta foram determinadas as curvas granulométricas do solo, metro a metro, considerando ou não a influência da ação do defloculante no material. No Apêndice 1 é possível identificar o comportamento do solo, conforme vai aumentando a profundidade do solo, até o 15º metro com a utilização de defloculante, e no Apêndice 2 pode-se observar o comportamento do solo sem a utilização de defloculante. Entretanto, foi determinada uma média entre as curvas, a qual é possível verificar-se na Figura 36.

Figura 35 - Curvas granulométricas médias com e sem a utilização do defloculante.



Fonte: Autor, 2016

Ao finalizar os dois procedimentos de granulometria conjunta, verificou-se o seguinte: os ensaios realizados sem a utilização do defloculante, nas camadas situadas a 1,8,9,10 e 12 metros, possibilitam o cálculo do coeficiente de curvatura (C_c), enquanto nas demais profundidades isso não é possível. Já os ensaios realizados que utilizaram o defloculante, não é possível determinar o coeficiente de curvatura (C_c) e nem o coeficiente de não uniformidade (CNU) em nenhuma das camadas.

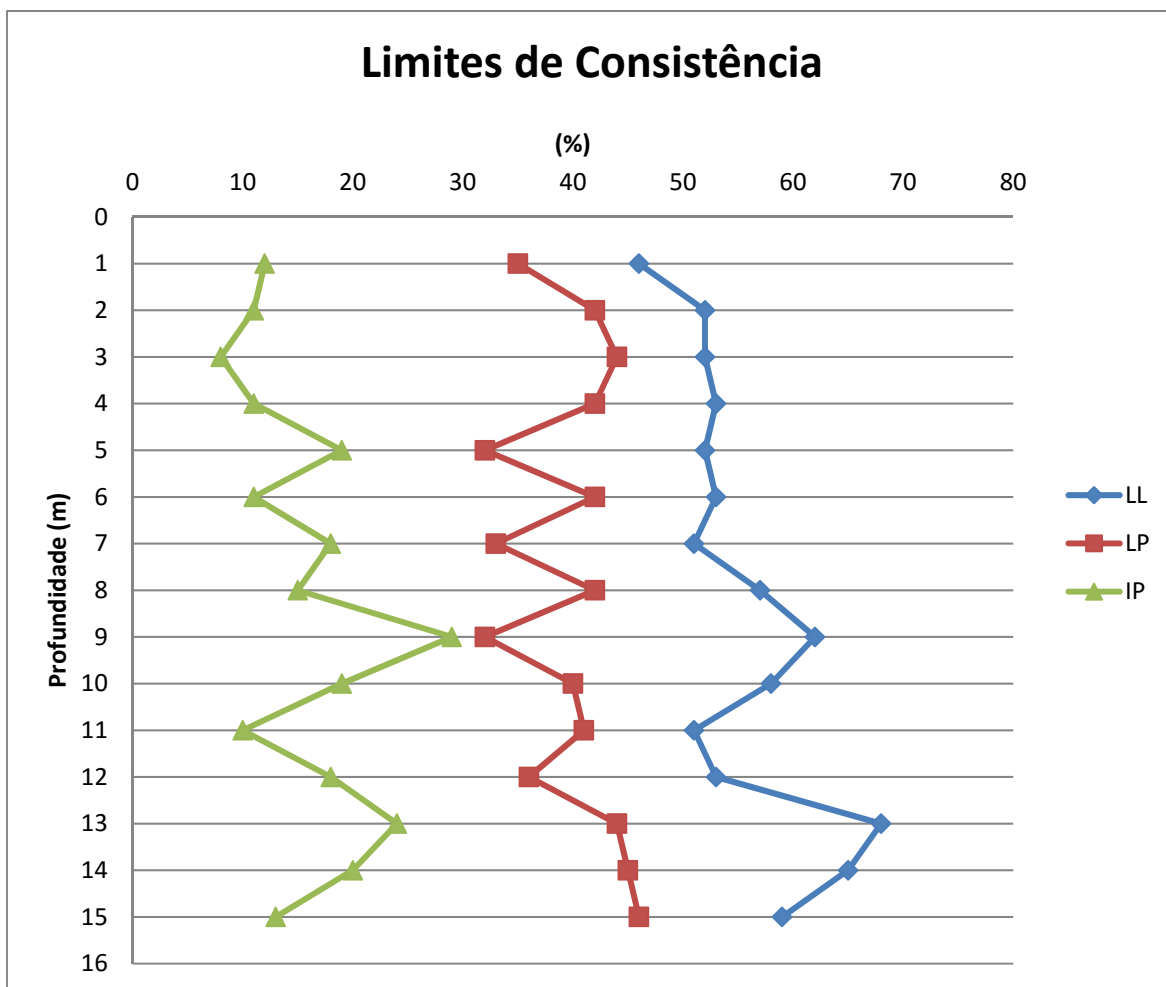
Isso ocorre devido ao solo ser muito fino, sua classificação de graduação do solo é considerada mal graduado devido a alta quantidade de finos presentes no solo, e a ausência de material granular, o que prejudica o contato entre os grãos e consequentemente sua resistência.

As curvas granulométricas finais a cada metro, são apresentadas no Apêndice 1, realizando um comparativo a cada 3 metros.

4.4 Índices de Consistência

Os resultados obtidos para os índices de consistência (Limite de Liquidez e Limite de Plasticidade) poderão ser verificados, na Figura 37, ao longo da profundidade.

Figura 36 - Limite de Liquidez, Limite de Plasticidade e Índice de Consistência



Fonte: Autor

O comportamento dos resultados ao longo da profundidade, é semelhante, entretanto; porém, entre o 8º e 12º metro há um comportamento não uniforme entre os resultados de LL e LP. No 9º metro pode ter ocorrido algum erro de determinação do LL, o que ocasionou uma leve alteração no resultado. A classificação do solo quanto a plasticidade é definida como solo de média plasticidade.

4.5 Classificação do Solo

Com os resultados de granulometria conjunta, limite de liquidez, limite de plasticidade e índice de plasticidade, foi possível classificar o solo de acordo com a NBR 7181/84, o sistema de classificação rodoviário T.B.R. e com o Sistema Unificado

de Solos (SUCS). A Tabela 7 apresenta a classificação do solo com a utilização de defloculante, e a Tabela 8 apresenta sem a utilização de defloculante, sendo esse, considerado um dispersante químico, para partículas de solo.

Tabela 7 - Classificação do solo com a utilização de defloculante.

COM DEFLOCULANTE							
Prof.	ARGILA	SILTE	AREIA	PEDREGULHO	CLASSIFICAÇÃO	S.U.C.S.	T.B.R.
1	71,86%	25,47%	2,67%	0,00%	Argila silto arenosa	CL	A-7-6
2	64,59%	25,69%	9,73%	0,00%	Argila silto arenosa	CH	A-7-6
3	62,04%	26,79%	11,17%	0,00%	Argila silto arenosa	CH	A-7-6
4	72,55%	24,86%	2,58%	0,00%	Argila silto arenosa	CH	A-7-6
5	74,98%	22,33%	2,68%	0,00%	Argila silto arenosa	CH	A-7-6
6	71,53%	25,34%	3,13%	0,00%	Argila silto arenosa	CH	A-7-6
7	73,29%	23,39%	3,33%	0,00%	Argila silto arenosa	CH	A-7-6
8	69,63%	27,63%	2,74%	0,00%	Argila silto arenosa	CH	A-7-6
9	70,18%	25,83%	3,99%	0,00%	Argila silto arenosa	CH	A-7-6
10	65,34%	29,14%	5,51%	0,00%	Argila silto arenosa	CH	A-7-6
11	64,80%	29,20%	6,00%	0,00%	Argila silto arenosa	CH	A-7-6
12	50,44%	44,15%	5,41%	0,00%	Argila silto arenosa	CH	A-7-6
13	45,61%	40,69%	13,70%	0,00%	Argila silto arenosa	CH	A-7-6
14	62,39%	25,36%	12,24%	0,00%	Argila silto arenosa	CH	A-7-6
15	50,22%	39,26%	10,52%	0,00%	Argila silto arenosa	CH	A-7-6

Fonte: Autor

Analisando-se os resultados dos ensaios realizados com a utilização de defloculante, pode-se observar uma alta porcentagem de argila presente no solo, seguido de silte. Leva-se em consideração a utilização do hexametáfosfato de sódio, houve a dispersão de partículas. Portanto, a classificação do solo, de acordo com a curva granulométrica é argila silto arenosa.

Tabela 8 - Classificação do solo sem a utilização de defloculante

SEM DEFLOCULANTE							
Prof	ARGILA	SILTE	AREIA	PEDREGULHO	CLASSIFICAÇÃO	S.U.C.S.	T.B.R.
1	1,88%	68,65%	29,48%	0,00%	Silte areno argiloso	CL	A-7-6
2	26,67%	62,41%	10,91%	0,00%	Silte argilo arenoso	CH	A-7-6
3	36,69%	13,68%	49,64%	0,00%	Areia argilo siltosa	CH	A-7-6
4	22,62%	65,83%	11,55%	0,00%	Silte argilo arenoso	CH	A-7-6
5	17,92%	62,28%	19,80%	0,00%	Silte areno argiloso	CH	A-7-6
6	22,60%	69,88%	7,52%	0,00%	Silte argilo arenoso	CH	A-7-6
7	36,84%	45,84%	17,32%	0,00%	Silte argilo arenoso	CH	A-7-6
8	2,66%	82,55%	14,79%	0,00%	Silte areno argiloso	CH	A-7-6
9	0,95%	80,19%	18,86%	0,00%	Silte areno argiloso	CH	A-7-6
10	1,01%	81,56%	17,43%	0,00%	Silte areno argiloso	CH	A-7-6
11	14,84%	74,29%	10,87%	0,00%	Silte argilo arenoso	CH	A-7-6
12	4,55%	78,19%	17,25%	0,00%	Silte areno argiloso	CH	A-7-6
13	23,17%	59,02%	17,81%	0,00%	Silte argilo arenoso	CH	A-7-6
14	18,56%	69,43%	12,00%	0,00%	Silte argilo arenoso	CH	A-7-6
15	29,62%	58,73%	11,64%	0,00%	Silte argilo arenoso	CH	A-7-6

Fonte: Autor

Por outro lado, analisando-se os resultados dos ensaios realizados sem a utilização de defloculante, pode-se observar uma redução acentuada na porcentagem de argila presente no solo, sendo a fração predominante o silte. Nas profundidades de 1, 5, 8, 9, 10, 12 metros, há uma porcentagem de areia considerável, sendo então classificado como silte arenoso argiloso. Entretanto, nas profundidades 2, 4, 6, 7, 11 metros.

Na classificação do solo conforme o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), foi possível identificar plasticidade do solo, comportamento, que resultou em CL (solos argilosos de baixa compressibilidade) para o primeiro metro. No entanto, para as demais profundidades resultou em CH (solos argilosos muito compressíveis). Segundo DNIT (2006), quando os solos são classificados em CL ou CH significam que são essencialmente argilas sem matéria orgânica; mas as que são de baixa plasticidade (CL) são geralmente magras, arenosas ou siltosas, enquanto as que são de média ou alta plasticidade (CH) incluem argilas gordas, gumbos, massapês, algumas argilas vulcânicas e a bentonita.

Já na classificação conforme o Sistema de Classificação Rodoviário (T.B.R.) o solo em estudo é classificado como A-7-6, que é determinada como argila siltosa medianamente plástica com pouco ou nenhum material grosso, que inclui material com elevado índice de plasticidade em relação limite de liquidez, estando sujeito a elevadas mudanças de volume.

Conclui-se que a utilização ou não de defloculante não representa grande interferência na classificação pelos sistemas rodoviários e unificado, porém influência muito na classificação através da curva granulométrica e conseqüentemente pode levar a erros ao se desenvolver projetos e realizar dimensionamento de fundações. As diferenças apresentadas também confirmam as afirmações de que o solo de Cascavel/PR é laterítico, comprovando que realmente há cimentação entre partículas e que estas são efetivamente "quebradas" através da utilização de defloculante durante o ensaio de sedimentação.

4.6 Índices Físicos

Determinados em laboratório o peso específico do solo em seu estado natural, o peso específico dos grãos e o teor de umidade do solo, foi possível determinar os índices físicos através de correlações de acordo com as equações apresentadas na Tabela 9.

4.6.1 Teor de Umidade

Os ensaios foram realizados conforme a NBR 6457/86, possibilitando assim a determinação do teor de umidade natural das amostras do solo em análise, as quais foram obtidas a cada metro, por meio de trado mecânico montado sobre caminhão. Estas foram armazenadas em pacotes fechados, de forma que ficassem resguardadas da luz e do calor, a fim de evitar a perda de umidade e para não se obtivessem valores incorretos no processo.

Ainda, com o intuito de se obter uma maior confiabilidade no resultado, foram processadas três amostras para a determinação do teor de umidade, para cada metro analisado, a fim de se utilizar uma média e utilizar os valores sem distorções.

Tabela 9 - Índices Físicos ao longo da profundidade.

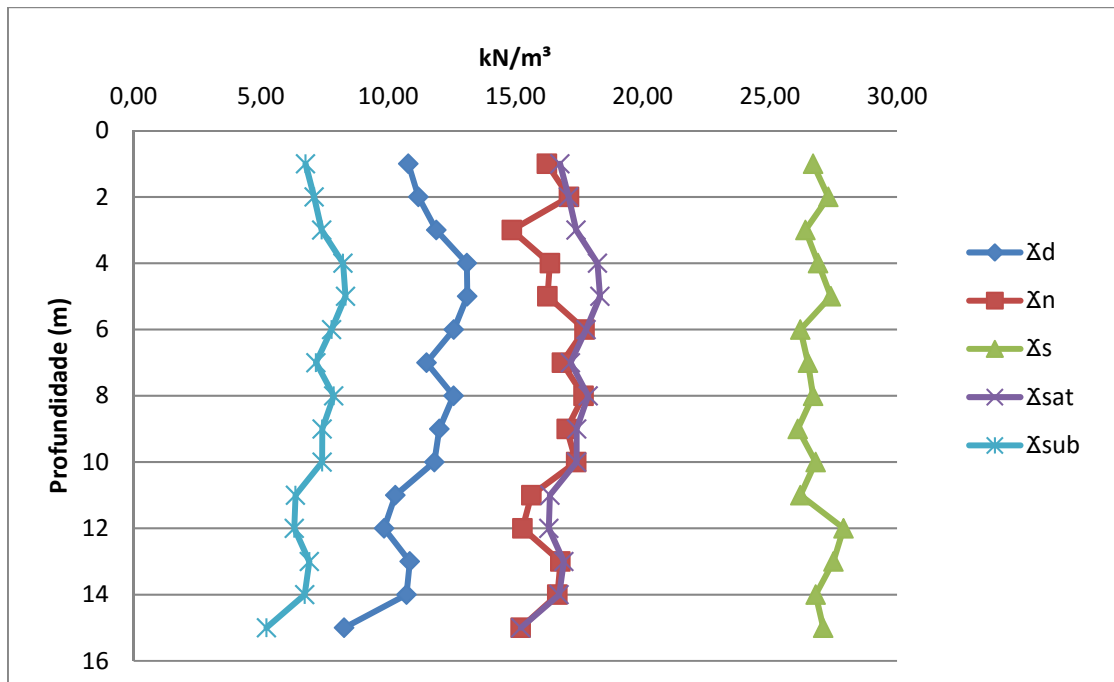
ÍNDICES FÍSICOS									
Índices Físicos Profundidade	γ (kN/m ³)	γ_w (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_{sub} (kN/m ³)	e	w (%)	n (%)
1	16,24	10	10,80	26,7	16,75	6,75	1,4734	50,44%	59,57%
2	17,11	10	11,19	27,3	17,09	7,09	1,4397	56,87%	59,01%
3	14,86	10	11,89	26,4	17,39	7,39	1,2202	24,97%	54,96%
4	16,36	10	13,09	26,9	18,23	8,23	1,0543	24,94%	51,32%
5	16,26	10	13,11	27,4	18,33	8,33	1,0901	24,03%	52,15%
6	17,72	10	12,58	26,2	17,78	7,78	1,0825	40,85%	51,98%
7	16,83	10	11,51	26,5	17,17	7,17	1,3027	46,24%	56,57%
8	17,68	10	12,57	26,7	17,86	7,86	1,1238	40,63%	52,91%
9	17,02	10	12,01	26,1	17,41	7,41	1,1728	41,69%	53,98%
10	17,39	10	11,82	26,8	17,41	7,41	1,2681	47,17%	55,91%
11	15,63	10	10,28	26,2	16,36	6,36	1,5476	51,98%	60,75%
12	15,28	10	9,84	27,9	16,31	6,31	1,8351	55,27%	64,73%
13	16,77	10	10,85	27,5	16,91	6,91	1,5344	54,55%	60,54%
14	16,65	10	10,72	26,8	16,72	6,72	1,4999	55,31%	60,00%
15	15,21	10	8,27	27,1	15,22	5,22	2,2773	83,94%	69,49%

Fonte: Autor, 2016.

A determinação do peso específico do solo, peso específico aparentemente seco, e teor de umidade do 1º metro ao 5º metro, já haviam sido determinados por trabalhos realizados anteriormente por Molina e Gandin (2015). Entretanto, deve-se levar em consideração, que as amostras foram coletadas em dias diferentes; portanto, há variação dos valores de peso específico natural e teor de umidade, o que é perfeitamente normal.

Os valores do teor de umidade, e pesos específicos foram determinados no exato momento da coleta das amostras, a fim de se obter os valores reais do solo, conforme pode-se observar na Figura 38. Deve-se levar em consideração que a umidade do solo varia conforme as condições naturais em que o meio se encontra.

Figura 37 - Pesos específicos do solo ao longo da profundidade



Fonte: Autor, 2016

O peso específico natural depende da quantidade de água nos vazios do solo, e, por consequência, da umidade. Então, pôde-se analisar os pesos específicos de forma análoga às umidades, porém, levando-se em consideração que a massa de água em um solo é apenas parte dele, o peso específico tende a seguir um padrão, equiparando-se ao peso específico aparente.

No Apêndice 3 está sendo apresentado os índices físicos em modelo de gráficos, podendo ser observado o comportamento do solo ao longo da profundidade.

Após realizados dos ensaio de granulometria conjunta, peso específico dos grãos, peso específico natural, teor de umidade, foi dividido em 2 camadas, devido a sua resistência, que pode ser demonstrado na Tabela 10.

Tabela 10 - Valores médios por camadas

VALORES MÉDIOS	CAMADA 1 1m a 9m	CAMADA 2 10m a 15m
w (%)	38,96%	58,04%
LL (%)	53,11	59,00
LP(%)	38,22	42,00
IP(%)	14,89	17,33
Argila (%)	70,07%	56,47%
Silte (%)	25,26%	34,63%
Areia (%)	4,67%	8,90%
Pedregulho (%)	0,00%	0,00%
Massa Especifica dos Sólidos (kN/m³)	26,69	27,05
Consistência	Muito mole a média	Rija a Dura
Peso específico natural (kN/m³)	16,68	16,16
Índice de vazios (e)	1,22	1,66

Fonte: Autor, 2016

4.7 Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento obtidos em ensaios.

Por meio dos ensaios triaxiais realizados em laboratório por Molina e Gandin (2015) com amostras indeformadas que foram coletadas ao longo da profundidade, pode-se obter as envoltórias de resistência que define o ângulo de atrito e a coesão, com a finalidade de se chegar a uma média que se aproxime com maior precisão dos valores reais aos encontrados em campo.

Com os valores obtidos de coesão, ângulo de atrito, coesão efetiva e ângulo de atrito efetivo, foram assim determinados em ensaios triaxiais realizados por Molina e Gandin (2015), pode-se realizar um resumo de todos os valores, conforme são apresentados na Tabela 11.

Tabela 11 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento ao longo da profundidade

1.1 Prof.	Coesão (kN/m ²)	Ângulo de Atrito (°)	Coesão Efetiva (kN/m ²)	Ângulo de Atrito Efetivo(°)
1	1,96	14,19	6,86	23,38
2	1,96	15,54	7,84	22,34
3	12,75	17,38	31,39	19,94
4	11,77	16,37	31,39	24,00
5	11,77	20,24	44,14	21,73
Média	8,042	16,744	24,324	22,278

Fonte: (Molina & Gandin,2015)

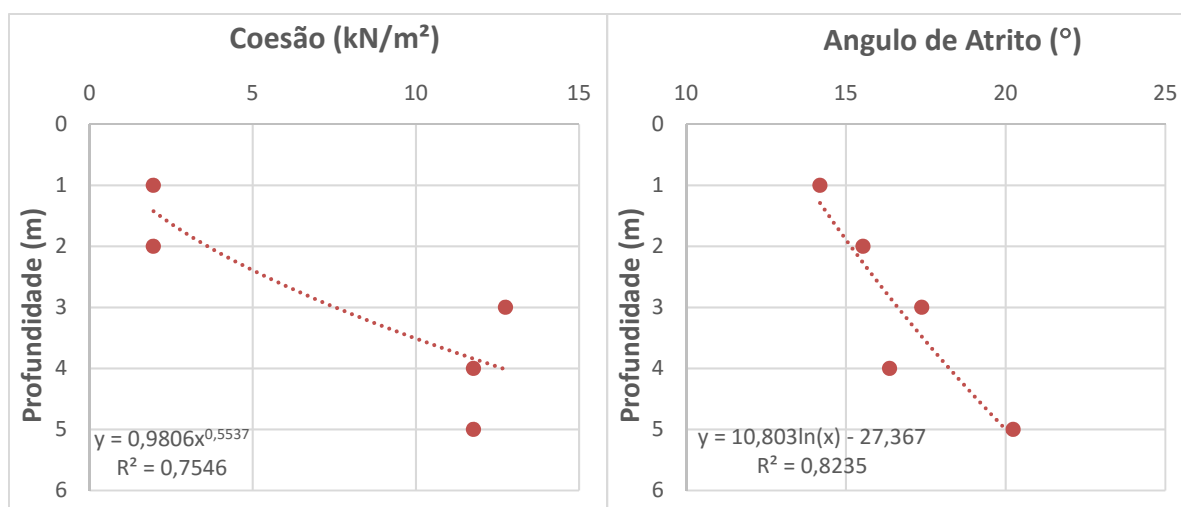
O ângulo de atrito interno de um solo denomina-se como atrito físico entre suas partículas que são provenientes do entrosamento entre elas; no solo como não existe uma superfície nítida de contato entre as partículas, há uma infinita quantidade de contatos pontuais.

Os valores do ângulo de atrito entre os grãos estão condizentes como o esperado, como o aumento gradual conforme a profundidade, principalmente devido ao aumento de tensão geostática com a profundidade, sendo que apenas no 4º metro isso não ocorre, mas pode ser atribuído a diferença a erros de aproximação natural deste tipo de ensaio, podendo ser observado na Figura 39.

Para a elaboração de projetos, por segurança se utiliza a coesão natural do solo e não a efetiva, pois essa última considera a dissipação total das pressões neutras da amostra, o que raramente ocorre em campo.

Já a coesão apresentou valores condizentes com o esperado com somente nos dois primeiros metros, que apresentam valores diferentes, o que se justifica basicamente devido a grande influência da umidade que estas amostras estão sujeitas no dia a dia, prejudicando o contato entre os grãos.

Figura38 - Coesão x Ângulo de atrito



Fonte: Autor, 2016

4.8 TENSÃO ADMISSÍVEL SUPERFICIAL PARA FUNDAÇÕES RASAS.

Para a determinação da tensão admissível superficial, foram realizados dois ensaios de provas de cargas nas mesmas trincheiras, porém em períodos distintos de aproximadamente 1 ano. Primeiramente o ensaio foi realizado por Radoll (2014), sendo o solo em estado *in natura*. E o segundo foi realizado por Vieira (2015), com o solo em estado pré-umedecido por um período de 24 horas.

Radoll (2014) realizou os ensaios em condições naturais, já Vieira (2015), por sua vez, pré-inundou as cavas por 24 horas, com a finalidade de saturar ao máximo o solo para realizar o ensaio. O objetivo de Vieira (2015) foi de analisar a colapsibilidade do solo superficial do Campo Experimental de Engenharia.

Os ensaios realizados por Radoll (2014), para o primeiro ensaio (PC1) adotou um incremento de 800Kg e, durante o procedimento, foi verificado que essa porcentagem deveria ser reduzida para 10%, isso devido a alta porcentagem de carga e baixa resistência do solo, vindo a romper no quinto incremento. Já no segundo e terceiro ensaio (PC2 e PC3), utilizou inicialmente incrementos de 200Kg de carga até atingir 1000Kg, e a partir dessa carga, passou-se a aplicar um incremento de 400Kg até atingir a ruptura.

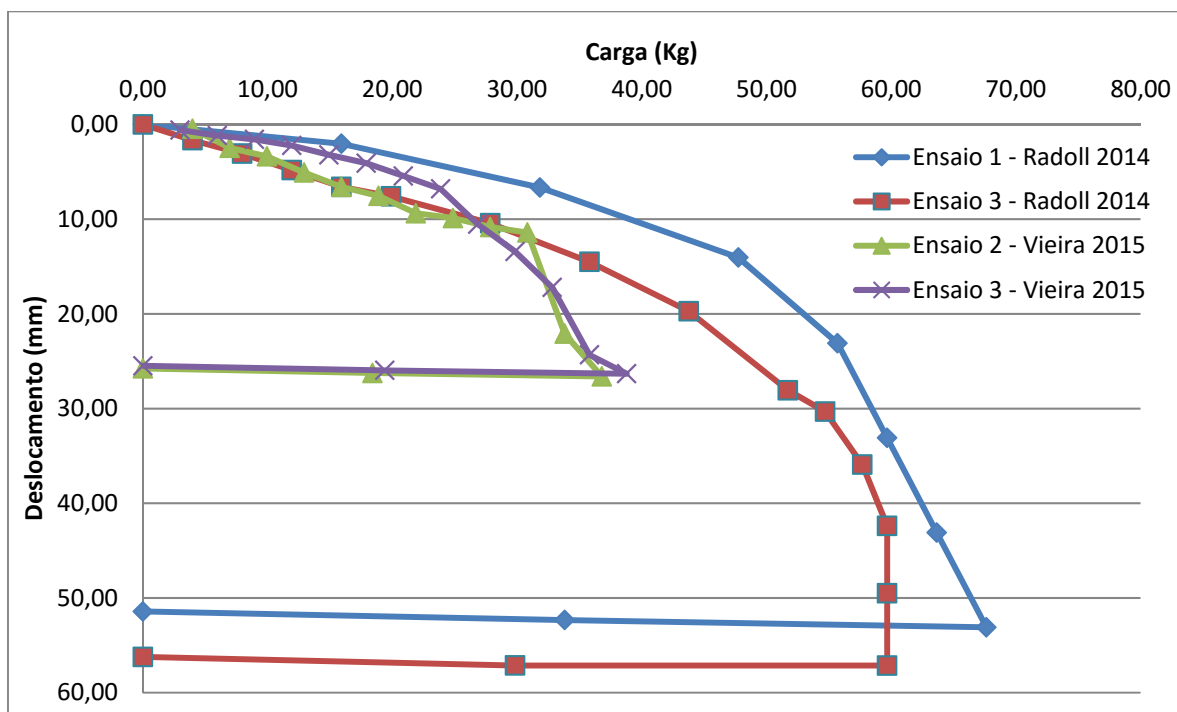
Já para os ensaios realizados por Vieira (2015), tendo a trincheira irrigada por um período de 24 horas, no primeiro ensaio (PC1) foram realizados incrementos de

100kg. No segundo e terceiro ensaio (PC2 e PC3), foram utilizados incrementos de 150kg.

Com os ensaios concluídos, Radoll (2014) verificou que o ensaio 2 ficou fora do desvio padrão, portanto foi desconsiderado. Já para os ensaios realizados por Vieira (2015), o ensaio 1 retirado do cálculo, pois na execução do ensaio, como o solo tinha que estar pré-umedecido por um período de 24 horas, e foi desligado a mangueira que mantinha uma lâmina de água no local para que houvesse a destruição das ligações entre partículas e consequentemente o colapso, não atingiu o grau de saturação do solo para que pudesse realizar o ensaio com, influenciando no resultado final, optando-se por não realizar o comparativo com Radoll.

As curvas de *tensão x deformação*, para os dois trabalhos foram realizadas a partir dos dados obtidos mediante a leitura dos extensômetros para cada incremento de carga, observando-se o comportamento do solo. Com a junção dos resultados obtidos, foi possível determinar um comparativo entre os trabalhos em análise, demonstrado na Figura 40.

Figura 39 - Curva tensão x recalque (Solo in natura e solo pré-umedecido)



Fonte: Autor, 2016

Analizando os ensaios realizados por Radoll (2014) e Vieira (2015), e descartando os ensaios que apresentaram resultados fora do desvio padrão, foi possível determinar uma nova média das tensões de ruptura com os valores dos demais ensaios, com a finalidade de determinar o efeito de colapsibilidade do solo em estudo. As tensões admissíveis dos ensaios foram determinadas pela tensão de ruptura dividido pelo fator de segurança, que por norma para dados utilizando prova de carga é igual a 2. Para isso, verifica-se na Tabela 12 o comparativo entre os resultados de Radoll e Vieira.

Tabela 12 - Comparativo dos resultados entre Radoll (2014) e Vieira (2015).

	PC1		PC2		PC3	
	Radoll (2014)	Vieira (2015)	Radoll (2014)	Vieira (2015)	Radoll (2014)	Vieira (2015)
Carga de Ruptura (kg)	3000	2800	2600	1800	3500	1950
Recalque (mm)	53,1	46,82	57,14	50	58,82	50
Tensão de Ruptura (kPa)	59,68	54,64	51,73	36,1	69,64	38,05
Tensão Adm. (kPa)	29,84	27,32	25,86	18,05	34,81	19,02

Fonte: Vieira, 2015.

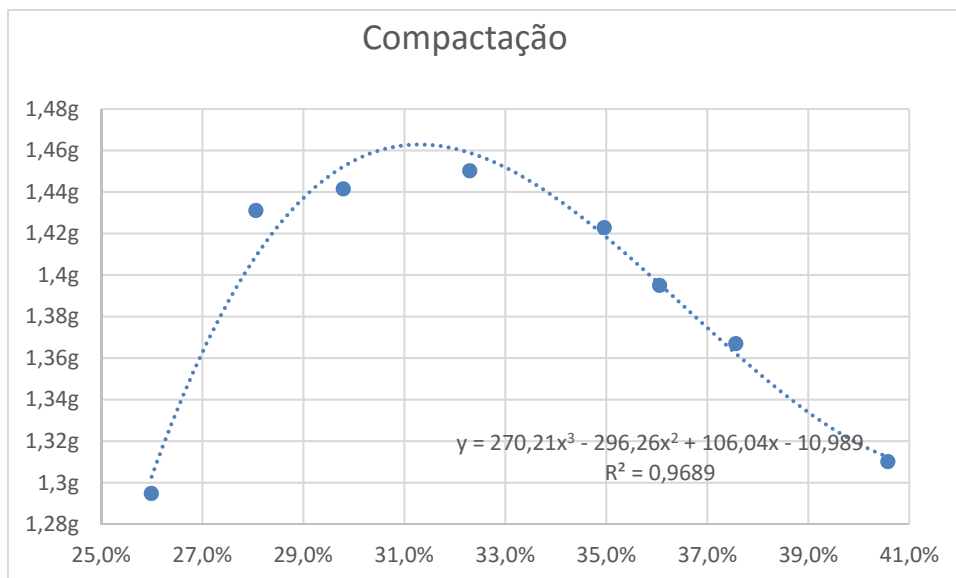
Para o ensaio PC2, verificou-se que houve uma queda 30,76% na carga de ruptura do solo *in natura* para o solo *umedecido*. A carga de ruptura, sofreu uma queda de 30,20% em comparação entre um estado e outro. Já para o ensaio PC3, verificou-se que houve uma queda 44,28% na carga de ruptura do solo *in natura* para o solo *umedecido*. E para a tensão de ruptura, houve uma diferença de 45,36% do em *in natura* para o solo *umedecido*. A tensão admissível, por sua vez, sofreu uma queda de 45,36% em comparação de um estado para outro. É possível verificar os resultados obtidos nos ensaios no Anexo 6.

4.9 Ensaio CBR

As amostras de solo foram coletadas do primeiro metro do CEEF e foram encaminhadas ao laboratório de Mecânica dos Solos por Santos e Guth (2015), para determinação do ponto ótimo de compactação (demonstrado na Figura 41), através

do ensaio de Proctor. Assim, foi possível de moldar os corpos de prova para ruptura na prensa, sendo possível a determinação do CBR.

Figura 40 - Curva de compactação para Proctor Normal



Fonte: Santos e Guth, 2015.

Os ensaios realizados por Santos e Guth (2015) foram no período de 14/10/2015 a 20/10/2015, portanto não é possível considerar que tenha ocorrido interferência no clima, sendo o mesmo no período em que ocorreram os ensaios, entretanto o dia de realização das coletas de amostras para determinação do teor de umidade do solo foram diferentes, sendo possível que esse seja o motivo da alteração, conforme pode ser demonstrado abaixo a média dos resultados obtidos durante os dias de coleta para cada cava.

- Cava - 1: 29,71%
- Cava - 2: 26,44%
- Cava - 3: 33,91%

Após a moldagem dos corpos de prova na umidade ótima que foram determinadas pelo ensaio de Proctor, foi deixado os CPs para realizar a saturação por um período de 72 horas.

Assim que realizado a saturação dos CPs, foram anotados os dados de expansão do solo, verificando que ocorreu uma expansão muito baixa, porém dentro dos limites estabelecidos pela norma de pavimentação do DNIT - Manual de

Pavimentação (2006), conforme Tabela 13, verificando se obtiveram uma expansão menos que recomendada por norma, que é de 2%.

Tabela 13 - Dados de expansão das amostras de CBR.

Tabela de Expansão			
Amostras:	AM - 1	AM - 2	AM - 3
Leitura:	0,20	0,19	0,22
Expansão (%):	0,18	0,17	0,20

Fonte: Santos e Guth, 2015

Para Santos e Guth (2015) os resultados encontrados foram satisfatórios, sendo que manteve-se um padrão com divergência menor que 1% na expansão, conforme pode ser visto na Tabela 14, sendo que o valor médio índice de suporte adotado foi de 14,36%.

Tabela 14 - Valores dos índices de suporte das três amostras de CBR

Quadro de valores de ISC							
Penetração (mm)	Pressão (N/mm ²)				ISC (%)		
	Cava-1	Cava-2	Cava-3	Padrão	Cava-1	Cava-2	Cava-3
2,54	0,94723	0,99069	0,97985	6,90	13,73	14,36	14,20
5,08	1,05592	1,11026	1,08853	10,35	10,2	10,73	10,52

Fonte: Santos e Guth, 2015

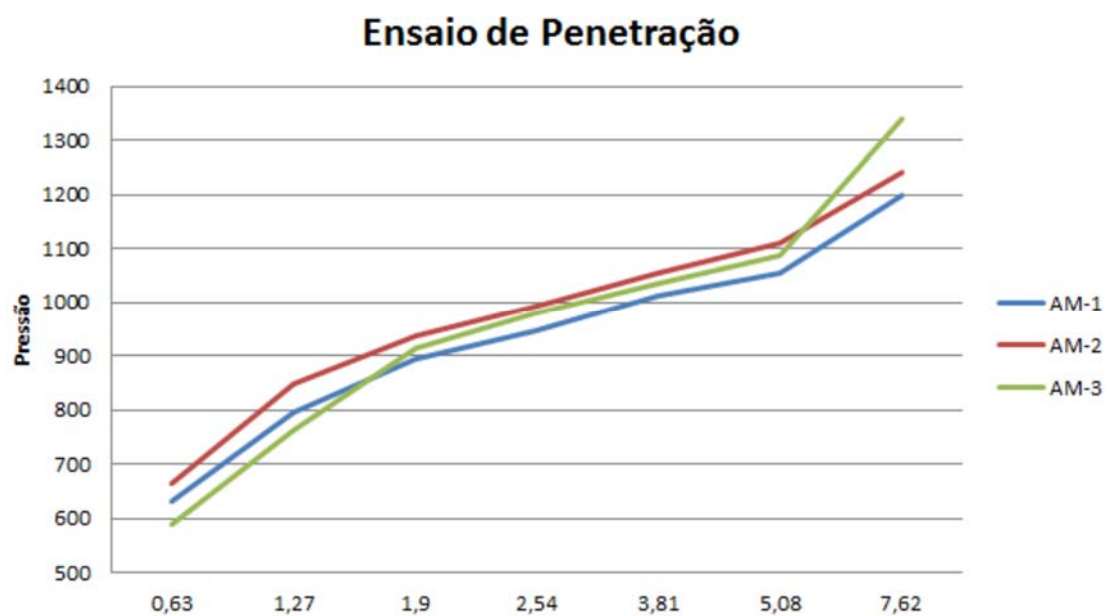
Portanto, os valores determinados para o ensaio de CBR foram:

- Cava 1: 13,73%
- Cava 2: 14,36%
- Cava 3: 14,20%
- Média adotada: 14,36%

Conforme o gráfico do Ensaio de Penetração (Figura 42), que são os resultados encontrados das amostras do CP's, praticamente não obtiveram

divergência, sendo possível encontrar assim as curvas de pressão/penetração bem similares.

Figura 41 - Resultados do ensaio de penetração.



Fonte: Santos & Guth, 2015

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O trabalho teve como objetivo caracterizar e analisar o comportamento do solo, por meio de pesquisas realizadas em campo e em laboratório, a fim de obter as características reais do comportamento do solo do Campo Experimental do Centro Universitário Assis Gurgacz, localizado no município de Cascavel/Pr. As características foram obtidas por meio de ensaios realizados em laboratório e campo, através da coleta de amostras deformadas de solo, assim como o estudo de pesquisas já realizados com o solo local, através de ensaios já realizados em campo, como de Molina & Gandin(2015), Radoll (2014), Vieira (2015) e Santos e Guth (2015).

A classificação do solo, seguindo o especificado pela NBR 7181e de acordo com a curva granulométrica foi de argila silto arenosa, sendo esta com a utilização do defloculante. Entretanto, sem a utilização desse dispersante, foi denominado como silte argilo arenoso. Em relação ao sistema unificado, obteve-se o resultado de CH que são solos argilosos muito compressíveis, ao passo que no sistema rodoviário, foi classificado como A-7-6, que é a argila siltosa medianamente plástica.

Realizado o ensaio de sondagem do tipo SPT, pode-se observar a presença de pigmentação branca a partir do 12º metro que indica um maior grau de umidade devido ao efeito de capilaridade presente nas camadas. Foi possível verificar a presença de nível d'água a 15 metros de profundidade.

Com os resultados obtidos com a sondagem, é possível se identificar os tipos de fundações mais interessantes para se utilizar na região de acordo com o disponível, considerando a água. Para edificações de pequeno porte: estacas escavadas com trado manual/mecânico ou Strauss. Já para edificações de médio/grande porte: estacas escavadas com trado mecânico, hélice contínua e tubulões a céu aberto, que são as opções interessantes a serem utilizadas. Entretanto, estacas tubuladas (hollow auger) também são opções já possíveis de serem executadas na região quando há presença de nível de água.

Dentre os dados que foram obtidos nos ensaios triaxiais, pode-se concluir que o solo em análise possui um maior ângulo de atrito e maior coesão conforme a profundidade aumenta, sendo que isso se dá pelo acréscimo do peso próprio da camada acima do solo. Para os resultados obtidos com os ensaios, pode-se chegar a

uma média, sendo o valor médio da coesão de 8,042 kN/m² e do ângulo de atrito de 16,744°, que se dá pelo acréscimo do peso próprio das camadas acima.

Os resultados obtidos nos ensaios de prova de carga demonstraram a importância de se realizar provas de carga para fundações diretas, considerando os ensaios realizados em estado *in natura* e pré-umedecidos. Radoll (2014) concluiu que os resultados que foram obtidos no resultou com uma capacidade de carga abaixo do esperado, também comprovando que a tensão admissível calculada por meio do método empírico do Nspt não condiz com a tensão admissível real que é de 27,85kPa em média, tornando o emprego de sapatas tecnicamente e economicamente inviável. Por sua vez, Vieira (2015) concluiu que para o dimensionamento de sapatas deve-se considerar a pior situação possível para a estrutura, ou seja, uma situação onde há percolação de água no solo durante um longo período.

Para os ensaios de Proctor e CBR houve-se a necessidade de realizar ensaios práticos para que se pudesse classificar os resultados em faixas diferentes de umidade, sendo assim possível arbitrar valores de CBR. Para os ensaios de Proctor a umidade ótima definida foi de 32,02%. Já para o ensaio de CBR o valor obtido médio foi de 14,36%. A densidade aparente seca média foi de 1,375g/cm³.

Para que se tenha as características do solo do CEEF de modo a confirmar tais análises e valores a fim de ser possível, são necessários a realização de mais ensaios, sendo que há novos estudos a caminho para a determinação de outros parâmetros, como determinação do coeficiente de permeabilidade, adensamento, além dos ensaios triaxiais em profundidade com adição ou não de elementos cimentantes.

É sempre importante continuar no desenvolvimento de pesquisas na área, de modo que seja possível obter dados mais confiáveis para a elaboração de projetos.

6.SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como sugestões para trabalhos futuros:

Realização de novos ensaios como determinação do coeficiente de permeabilidade, adensamento, além dos ensaios triaxiais em profundidade com adição ou não de elementos cimentantes.

Comparação desse trabalho com outro realizado em outra localização, porém, com o mesmo tipo de solo em estudo.

Realização de pesquisa para apresentar ensaios complementares de caracterização, como CBR, triaxial, cisalhamento direto, além da definição dos índices físicos, em profundidades além dos 15 metros.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações - Procedimento. Rio de Janeiro, 1996.

_____. **NBR 6457**: Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1986.

_____. **NBR 6459**: Determinação do limite de liquidez - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 6484**: Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

_____. **NBR 6502**: Rochas e solos - Terminologia. Rio de Janeiro, 1995.

_____. **NBR 6508**: Grãos de solos que passam na peneira 4,8 (mm), determinação da massa específica - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 7180**: Determinação do limite de plasticidade - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 7181**: Análise granulométrica - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 7182 – Solo: Ensaio de Compactação**. Rio de Janeiro 1986.

_____. **NBR 7250**: Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos - Procedimento. Rio de Janeiro, 1982.

_____. **NBR 8036**: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios - Procedimento. Rio de Janeiro, 1983.

_____. **NBR 9895** - Solo: Índice Suporte Califórnia: Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1987.

_____. **NBR 13441**: Rochas e solos - Simbologia. Rio de Janeiro, 1995.

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Previsão e controle das fundações**. 1991. 142 p. São Paulo.

AZEREDO, H. A. **O Edifício Até sua Cobertura**. São Paulo. Ed. Edgar Blucher Ltda., 1988.

CAMPOS, G. C. **Mecânica dos Solos Ensaio de Laboratório**. São Paulo: Universidade Anhembi Morumbi, 2007.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e Suas Aplicações**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, v.3, 1987.

CINTRA, J. C. A., AOKI, N., ALBIERO, J. H. **Fundações Diretas: projeto geotécnico**. 2011. 140 p. São Paulo.

CHAVES, F.J. **Caracterização Geotécnica de Solos da Formação Barreiras da Região Metropolitana de Fortaleza para Aplicação em Obras Rodoviárias**. Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 2000.

DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. São Paulo: Thomson Learning, 2007.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER) , **Manual de Pavimentação**. 2. ed., Rio de Janeiro. Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 1996.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DOS TRANSPORTES (DNIT). **Manual de Pavimentação**. 3. ed. Rio de Janeiro, 2006.

GUEDES, Saul Barbosa. **Estudo da Viabilidade Técnica do Cone de Penetração Dinâmica (CPD), do Cone de Penetração Estática (CPE) e do Penetrômetro PANDA no Dimensionamento de Pavimentos Urbanos** / Saul Barbosa Guedes. — Campina Grande, 2008.

ORTIGÃO, J.A.R. **Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos**. 2. ed. Rio de Janeiro, 2007.

PINTO, C.S. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2002.

QUARESMA, A.R.; DÉCOURT, L.; QUARESMA FILHO, A.R.; ALMEIDA, M.S.S.; DANZIGER, F. **Investigações geotécnicas**. In: HACHICH, W.; FALCONI, F.F.; SAES, J.L.; FROTA, R.G.Q.; CARVALHO, C.S.; NIYAMA, S. (Org.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: PINI, 1998.

SCHNAID, F. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. Oficina de texto. São Paulo, 2005.

SENÇO, Wlastermiller de. **Manual de Técnicas de Pavimentação**. São Paulo: PINI, 2.v. 2001.

TSUTSUMI, M. **Mecânica dos Solos I**. Juiz de Fora, MG, 2008. Disponível na internet <<http://www.geotecnia.ufjf.br/>>. Acessado em 15 Setembro de 2015.

VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos**. São Paulo, Mcgraw-Hill do Brasil, Ed. da Universidade de São Paulo, 1977.

VELLOSO, D. de A.; LOPES, F. de R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. 2010. São Paulo.

VIEIRA, Larissa. **Análise comparativa entre a composição mineralógica de areia natural e de areia britada basáltica**. 2012, 10 f.. Trabalho de Conclusão de Curso

(Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Estadual do Oeste do Paraná, Cascavel, 2012.

DAMIM, Eduardo. **Aplicação do modelo Cam-Clay modificado ao solo de Cascavel/Pr.** 2012, 63 f.. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Faculdade Assis Gurgacz, Cascavel

BOM FIM, Helton F. **Caracterização do solo da cidade de Ubitatã/Pr a partir de amostras deformadas de solo e laudos de sondagem SPT.** 2016, Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Faculdade Assis Gurgacz, Cascavel/Pr

Santos, Cleberson J. ; Guth, Fernando. **Comparação dos resultados dos ensaios de cone de penetração estática (CPE), cone de penetração dinâmica (CPD) com california bearing ratio (CBR) em vários teores de umidade.** 2015, Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Faculdade Assis Gurgacz, Cascavel/Pr

Radoll, Josiane. **Aplicação de fundações rasas para o solo de Cascavel-Pr.** 2014, Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Faculdade Assis Gurgacz, Cascavel/Pr

Vieira, Michele K. **Análise do Efeito da Colapsibilidade em Fundações Rasas no solo de Cascavel/Pr.** 2015, Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Faculdade Assis Gurgacz, Cascavel/Pr

Teixeira, Raquel S.; Miguel, Miriam G.; Costa Branco, Carlos J. M.; Pinese, José P. P.; **Caracterização geológico-geotécnica do campo experimental de engenharia geotécnica da Universidade Estadual de Londrina (UEL).** 2003

ANEXO 1

Processo para identificação no campo					Grupo	Designação característica		
SOLOS DE GRANULAÇÃO GROSSA Mais de metade é maior que a abertura da peneira de malha n.º40	PEDREGULHOS Mais de metade da fração grosseira e maior que a # n.º10	PEDREGULHOS PUROS (pouco ou nenhum fino)	Grãos cobrindo toda a escala de granulação com quantidade substancial de todas as partículas		GW	Pedregulhos bem graduados, misturas de areia e pedregulho com pouco ou		
			Predominância de um tamanho de grão ou graduação falhada (ausência de alguns tamanhos de grão)		GP	Pedregulhos mal graduados, misturas de pedregulho e areia com pouco ou nenhum		
			Finos não plásticos (ML ou MH).		GF	Pedregulhos siltoso misturas de pedregulho, areia e silte mal graduados.		
			Finos plásticos(CL ou CH)		GC	Pedregulhos argilosos, misturas de pedregulho, areia e argila bem graduados.		
	AREIAS Mais de metade da fração grosseira menor que a #n.º 10	AREIAS PURAS (pouco ou nenhum fino)	Grãos cobrindo toda a escala de granulação com quantidade substancial de todas as partículas		SW	Areias bem graduadas, areias pedregulhosas, com pouco ou nenhum fino.		
			Predominância de um grão ou graduação falhada		SP	Areias mal graduadas, areias pedregulhosas, com pouco ou		
		AREIAS COM FINOS (Quantidade apreciável de)	Finos não plásticos (ML ou MH)		SF	Areias siltosas, misturas mal graduadas de areia e silte.		
			Finos plásticos(CL ou CH ou OH)		SC	Areias argilosas, misturas bem graduadas de areia e		
			Processo de identificação executado sobre a fração <# nº40					A abertura da malha # nº 200corresponde aproximadamente à menor partícula visível a olho nu.
			ENSAIOEXPEDITO 	RESISTENCIA a SECO (esmagamento)	DILATÂNCIA (DILAÇÃO)	RIGIDEZ (consistência na proximidade do		
SOLOS DE GRANULAÇÃO FINA Mais que a metade do material é menor que a abertura de malhada # 200	SILTOS ARGILAS Limite de Liqueidez menor que 50	nenhuma a pequena	rápida a lenta	nenhuma	ML	Siltos inorgânicos e areias muito finas, alteração de rocha, areias finas, siltosas ou argilosas com pequena plasticidade.		
		Média a elevada	Nenhuma a muito lenta	Média	CL	Argilas inorgânicas de baixa e média plasticidade, argilas pedregulhosas, argilas arenosas, argilas siltosas, argilas magras.		
		Pequena à média	lent	pequena	OL	Siltos orgânicos e siltes argilosos orgânicosde baixa plasticidade.		
	SILTOS ARGILAS Limite de liquidez que 50	Pequena a média	Lenta a nenhuma	Pequena a média	MH	Siltos inorgânicos, micáceos ou diatomáceos, finos arenosos ou solos siltosos, siltes elásticos.		
		Elevada a muito	nenhuma	Elevada	CH	Argilas inorgânicas de alta plasticidade, argilas gordas.		
		Média a elevada	Nenhuma a muito lenta	Pequena a média	OH	Argilas orgânicas de média e alta plasticidade.		
	TURFAS	Facilmente identificáveis pela cor, cheiro, porosidade e freqüentemente pela				Pt	Solos com elevado teor de matéria orgânica	

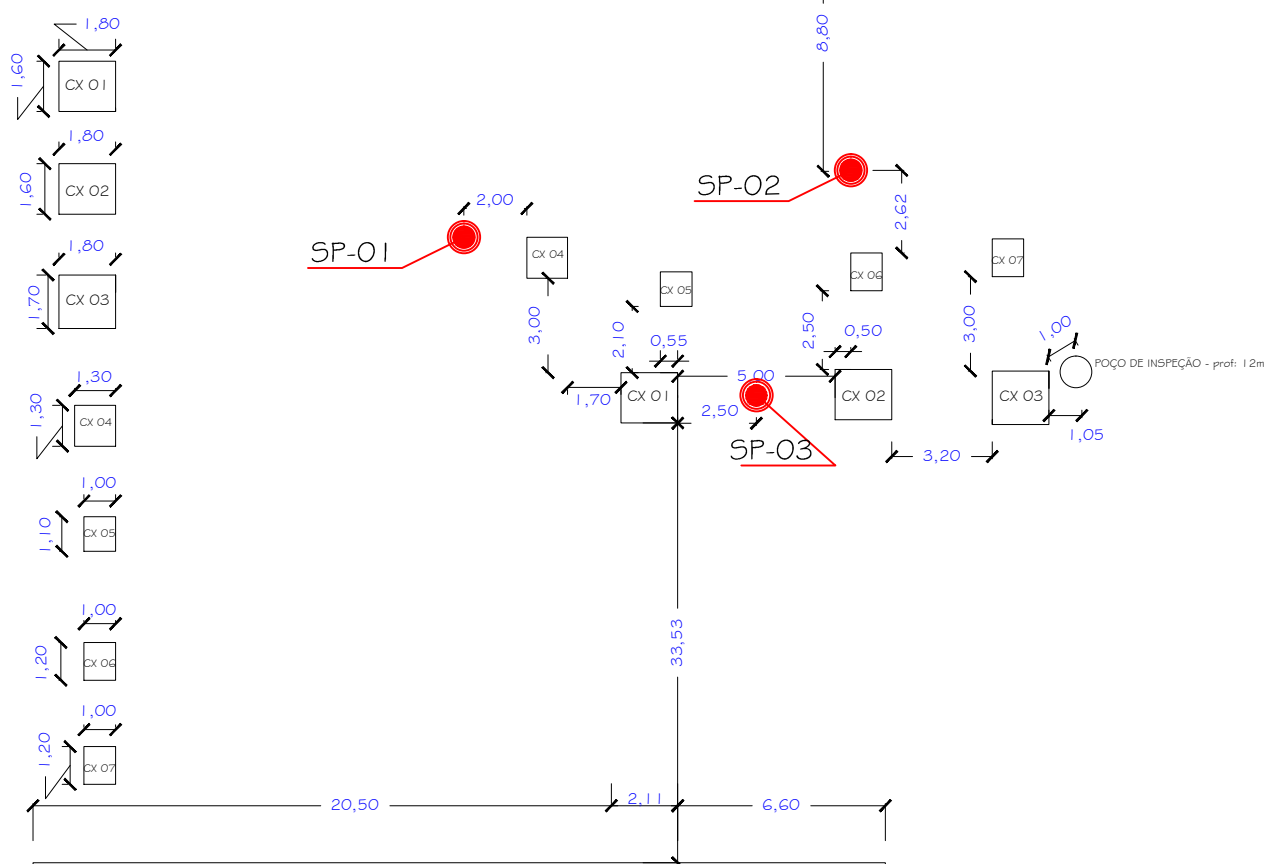
(Fonte: ASTM, 1983).

<u>CLASSIFICAÇÃOGERAL</u>	MATERIAIS GRANULARES (35%OUMENOSPASSANDONAPENEIRAN ⁰ .200)							MATERIAISSILTO-ARGILOSOS (MAISDE 35% PASSANDO NA			
Classificação em Grupos	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Granulometria: % passando na peneira: Nº.10 (2,0 mm.)	50máx. 30máx. 15máx.	30máx. 25máx.	51mín. 10máx.	35máx.	35máx.	35máx.	35máx.	36mín.	36mín.	36mín.	36mín.
Característica da fração passando na peneira no.40: Limite de Liquidez(%) Índice de Plasticidade(%)											
Índice de Grupo(IG)	0	0	0	0	0	4 máx.	4 máx.	8 máx.	41mín. 10 máx. 12 máx.	16máx.	20máx.
Materiais constituintes	Fragmentos de pedra, pedregulho		Areia fina	Pedregulhoso areia siltosas ou argilosas				Solos siltosos		Solos argilosos	
Comportamento como	Excelente a bom							Sofrível a mau			
*O IP do grupo A-7-5 é igual ou menor do que o LL menos 30;se maior será A-7-6.											



AVENIDA TITO MUFFATO

ALINHAMENTO PREDIAL



Obs:

OBRA:
CENTRO UNIVERSITÁRIO DA FUNDAÇÃO ASSIS GURGACZ

CONTEÚDO:
MAPA CAMPO EXPERIMENTAL DE ENGENHARIA DA FAG

LOCAL
CASCAVEL

ESCALA

FOLHA No.

FUROS

DATA
28/10/2016

01



FACULDADE ASSIS GURGACZ

FACULDADE ASSIS GURGACZ

A FACULDADE DA SUA VIDA

Informações gerais			RESULTADOS DOS ENSAIOS "SPT-T"										DESCRIÇÃO DO SUBSOLO				
Cotas (m) em rel.à R.N.	Avanço do furo	Revestimento	n.º de golpes pela penetração (cm)			N	T _{máximo}	T _{mínimo}	N — (n.º de golpes) T _{máx} ---- (kgf.m)			Prof. (m) N.A.	Amostr. (cm)	Posição e n.º das amostras	Prof. (m) das camadas	ANÁLISE VISUAL-TÁTIL	
100,0	TH* 1,00	1,00	1 15	1 15	1 15	2,0							0			ARGILA SILTOSA MARROM AVERMELHADA MUITO MOLE A MÉDIA	
			1 15	1 15	1 15	2,0							3,0	1			
			1 15	1 15	1 15	2,0							4,0	2			
			1 15	1 15	1 15	2,0							3,0	3			
			1 15	1 15	1 15	2,0							3,0	4			
95,0	TH		1 15	2 15	3 15	5,0							7,0	5			
			4 15	4 15	5 15	9,0							5,0	6			
			3 15	3 15	3 15	6,0							10,0	7			
			2 15	2 15	2 15	4,0							15,0	8			
		9,00	5 15	6 15	6 15	12,0							7,0	9			
90,0			6 15	7 15	7 15	14,0							7,0	10		ARGILA SILTOSA MARROM AVERMELHADA RIJA A DURA PERCOLAÇÕES BRANCAS	
			7 15	8 15	9 15	17,0							6,0	11			
		CA	9 15	11 15	12 15	23,0							6,0	12			
			12 15	15 15	15 15	30,0							5,0	13			
			17 15	17 15	18 15	35,0							5,0	14			
85,0		17,00	21 15	22 15	23 15	45,0							7,0	15			
														16		TERMINO DA SONDAAGEM	
														17			
														18			
														19			
80,0														20			

Foi encontrado a 12 metros em 10/11/2014

Legenda:

TH*=trado hel. D=76 mm
TH=trado hel. D=57 mm
CA=circulação d'água
R.N.=conforme locação
N.A.=após estabilização
+SP=furos de sondagem



FACULDADE ASSIS GURGACZ

A FACULDADE DA SUA VIDA

Relatório individual de sondagem

relatório: **RSP- FAG** furo: **SPT01**

Contratante: **Faculdade Assis Gurgacz**

Obra: **Caracterização Geotécnica**

Local: **Cascavel/PR**

Revestimento:	R.N. (m):	100,00	início:	10/11/2014
De=73,0mm Di=63,5mm	Cota (m) furo:	100,00	termino:	10/11/2014
Amostrador: Raymond	Escala vertical:	1/100	Visto:	Maycon
De=50,8mm Di=34,9mm				

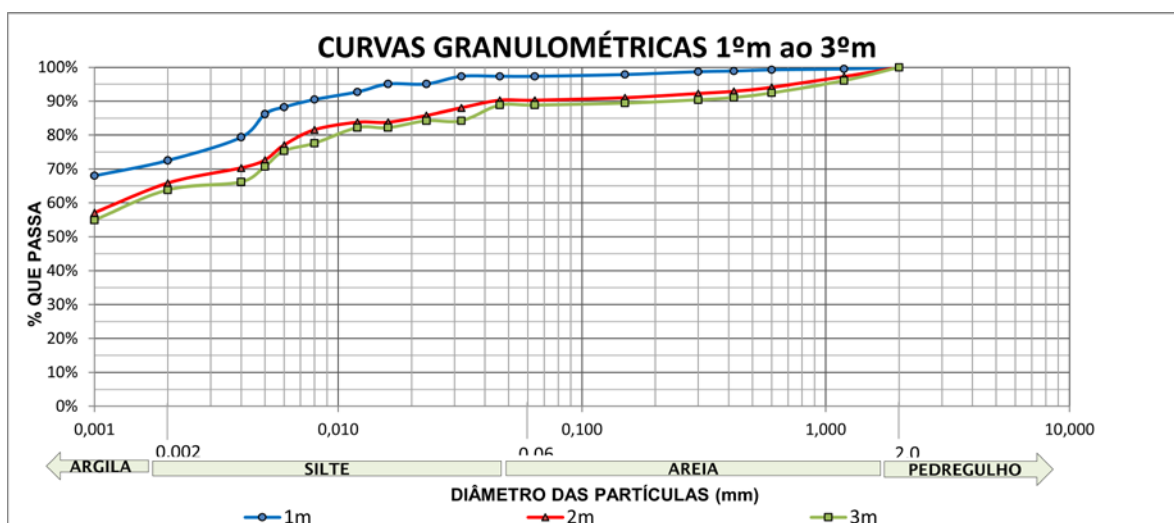


Informações gerais			RESULTADOS DOS ENSAIOS "SPT-T"										DESCRIÇÃO DO SUBSOLO				
Cotas (m) em rel. R.N.	Avanço do furo	Revestimento	n.º de golpes pela penetração (cm)			N	T _{máximo}	T _{mínimo}	N — (n.º de golpes) T _{máx} ---- (kgf.m)				Prof. (m) N.A.	Amostra (cm)	Posição e n.º das amostras	Prof. (m) das camadas	ANÁLISE VISUAL-TÁTIL
100,0	TH* 1,00	1,00	1 24	1 21	1 20	1,4									0		ARGILA SILTOSA MARROM AVERMELHADA MUITO MOLE A MÉDIA
			1 25	1 20	1 20	1,4								16,0	1		
			2 25	1 15	2 17	2,7								17,0	2		
			2 15	2 21	2 18	3,1								14,0	3		
			2 15	2 21	2 18	3,1								15,0	4		
95,0			1 22	3 23	3 18	3,9								19,0	5		
			4 17	4 18	4 16	7,1								18,0	6		
			4 18	3 15	4 18	6,4								13,0	7		
			4 16	4 15	5 18	8,2								14,0	8		
			3 19	3 15	3 18	5,4								15,0	9		
90,0	TH		7 15	6 15	6 16	11,6								19,0	10	10,00	ARGILA SILTOSA MARROM AVERMELHADA RIJA
			7 15	6 15	6 16	11,6								19,0	11		
			6 15	7 16	7 15	13,5								18,0	12	12,00	
			12 15	12 15	11 15	23,0								19,0	13		ARGILA SILTOSA MARROM AVERMELHADA RIJA A DURA PERCALAÇÃO BRANCA
			11 15	12 15	12 15	24,0								17,0	14		
85,0			11 15	15 15	16 15	31,0								16,0	15		
			12 15	12 15	13 15	25,0								19,0	16		
			14 15	19 15	18 15	37,0								14,0	17		
			26 15	29 15	27 15	56,0								12,0	18	18,45	
80,0															19		TERMINO DA SONDAGEM Impenetrável a percussão Impenetravel N45 > 50 golpes
															20		
Foi encontrado a 15 metros em 10/09/2016																	
Legenda:													Relatório individual de sondagem				
TH*=trado hel. D=76 mm													relatório: RSP- FAG furo: SPT02				
TH=trado hel. D=57 mm													Contratante: Faculdade Assis Gurgacz				
CA=circulação d'água													Obra: Caracterização Geotécnica				
R.N.=conforme locação													Local: Cascavel/PR				
N.A.=após estabilização													Revestimento:				
													De=73,0mm Di=63,5mm		R.N. (m): 100,00	início: 10/09/2016	
													Amostrador: Raymond		Cota (m) furo: 100,00	termínio: 10/09/2016	
													De=50,8mm Di=34,9mm		Escala vertical: 1/100	Visto: Maycon	

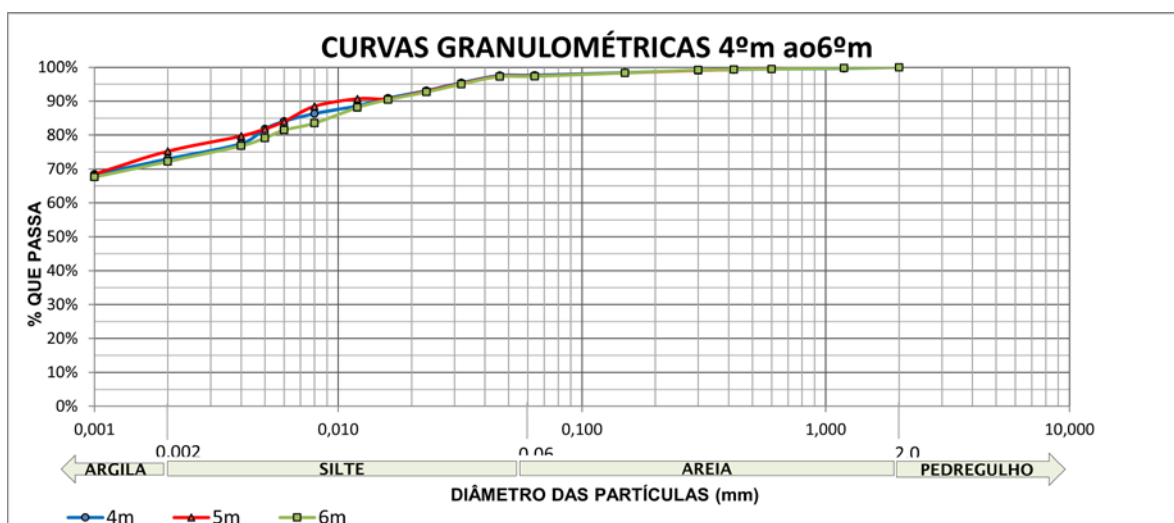
Informações gerais				RESULTADOS DOS ENSAIOS "SPT-T"										DESCRIÇÃO DO SUBSOLO			
Cotas (m) em rel. à R.N.	Avanço do furo	Revestimento	n.º de golpes pela penetração (cm)	N	T _{máximo}	T _{mínimo}	N (n.º de golpes) T _{máx} (kgf.m)					Prof. (m) N.A.	Amostra (cm)	Posição e n.º das amostras	Prof. (m) das camadas	ANÁLISE VISUAL-TÁTIL	
100,0	TH* 1,00	1,00	1 24	1 17	1 15									0		ARGILA SILTOSA MARROM AVERMELHADA MUITO MOLE A MÉDIA	
			1 22	1 16	1 15								16,0	1			
			2 21	2 20	2 22								17,0	2			
			2 18	2 18	2 17								14,0	3			
			2 18	2 18	2 17								15,0	4			
95,0			1 18	2 18	2 16								19,0	5			
			3 17	3 15	5 18								18,0	6			
			4 17	3 16	4 15								13,0	7			
			3 18	3 18	2 16								14,0	8			
			7 16	7 17	7 16								15,0	9	9,00		
90,0			5 16	5 16	6 17								19,0	10	ARGILA SILTOSA MARROM AVERMELHADA MÉDIA		
			5 16	5 17	5 16								19,0	11			
			8 19	8 17	7 17								18,0	12	12,00	ARGILA SILTOSA MARROM AVERMELHADA RIJA A DURA PERCALAÇÃO BRANCA	
			15 16	15 15	13 15								19,0	13			
			18 15	17 15	18 15								17,0	14			
85,0		15,00	25 15	29 15	28 15								16,0	15	15,45	TERMINO DA SONDAGEM Impenetrável a percussão Impenetravel N45 > 50 golpes	
													19,0	16			
													14,0	17			
													12,0	18			
														19			
80,0														20			
Foi encontrado a 15 metros em 10/09/2016																	
Legenda: TH*=trado hel. D=76 mm TH=trado hel. D=57 mm CA=circulação d'água R.N.=conforme locação N.A.=após estabilização																	
Relatório individual de sondagem																	
relatório: RSP- FAG furo: SPT03																	
Contratante: Faculdade Assis Gurgacz																	
Obra: Caracterização Geotécnica																	
Local: Cascavel/PR																	
Revestimento:										R.N. (m):		100,00		início:		10/09/2016	
De=73,0mm Di=63,5mm										Cota (m) furo:		100,00		término:		10/09/2016	
Amostrador: Raymond										Escala vertical:		1/100		Visto:		Maycon	
De=50,8mm Di=34,9mm																	

Apêndice 1

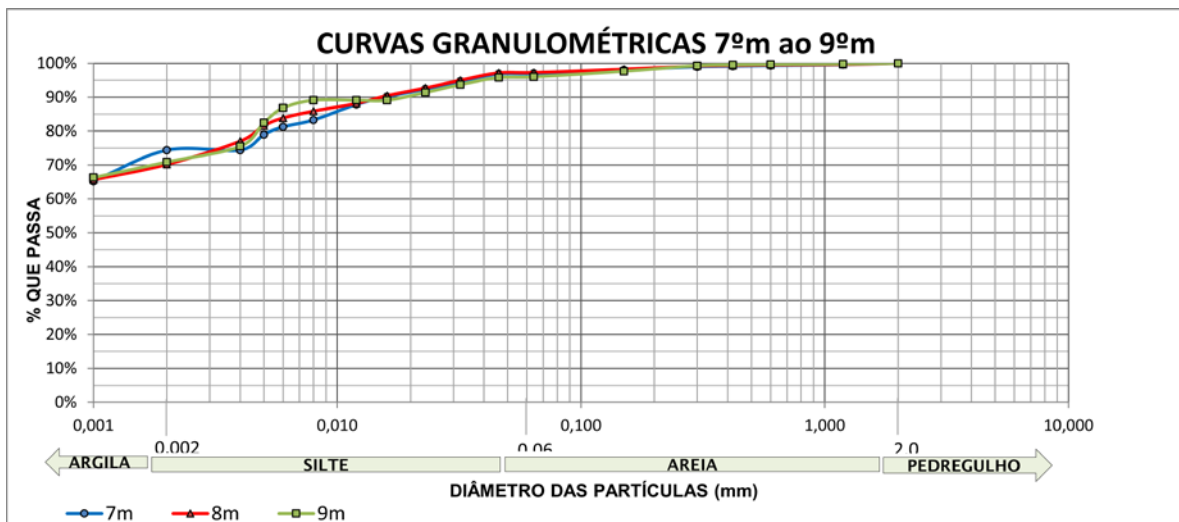
CURVAS GRANULOMÉTRICAS - COM DEFLOCULANTE



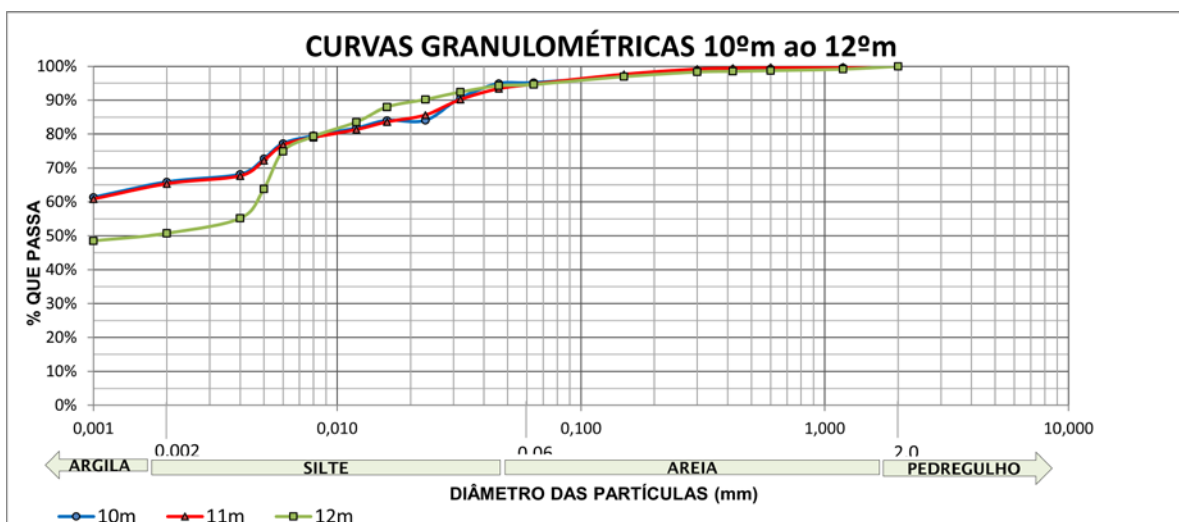
Profundidade (m)	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Pedregulho (%)
1	71,86	25,47	2,67	0
2	64,59	25,69	9,73	0
3	62,04	26,79	11,17	0



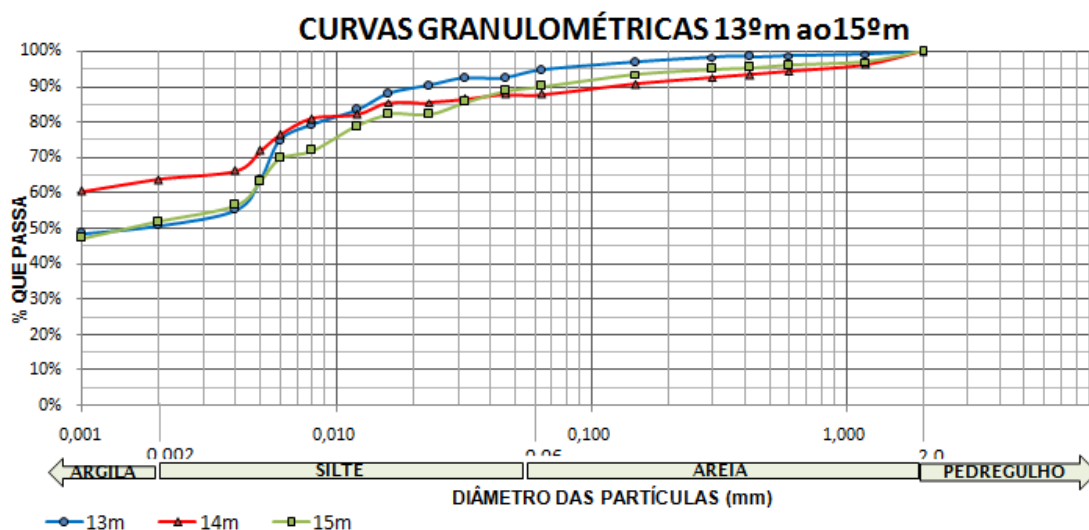
Profundidade (m)	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Pedregulho (%)
4	72,55	24,86	2,58	0
5	74,98	22,23	2,68	0
6	71,53	25,34	3,13	0



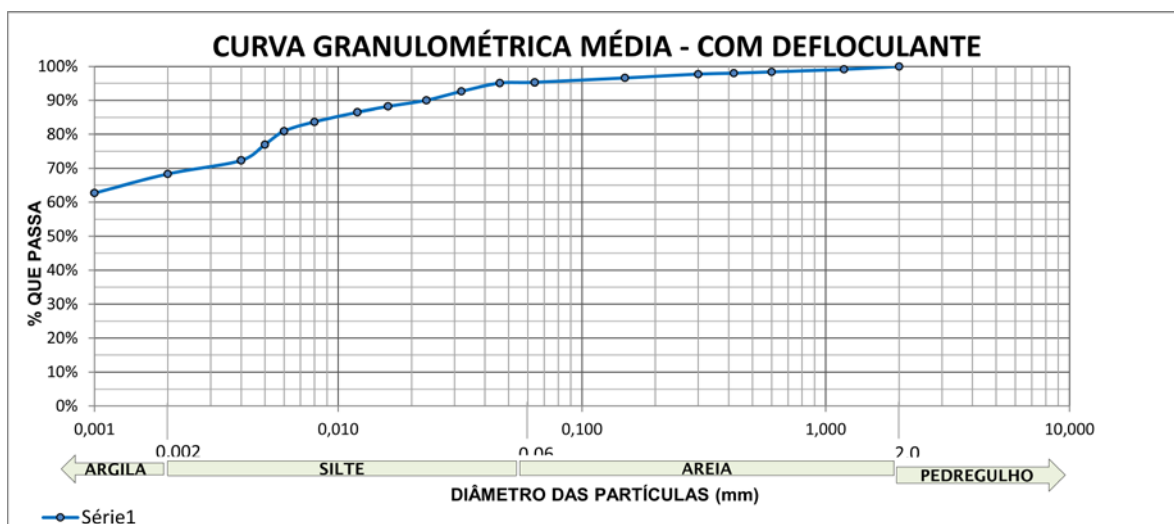
Profundidade (m)	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Pedregulho (%)
7	73,29	23,39	3,33	0
8	69,63	27,63	2,74	0
9	70,18	25,83	3,99	0



Profundidade (m)	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Pedregulho (%)
10	65,34	29,14	5,51	0
11	64,80	29,20	6,00	0
12	50,44	44,15	5,41	0



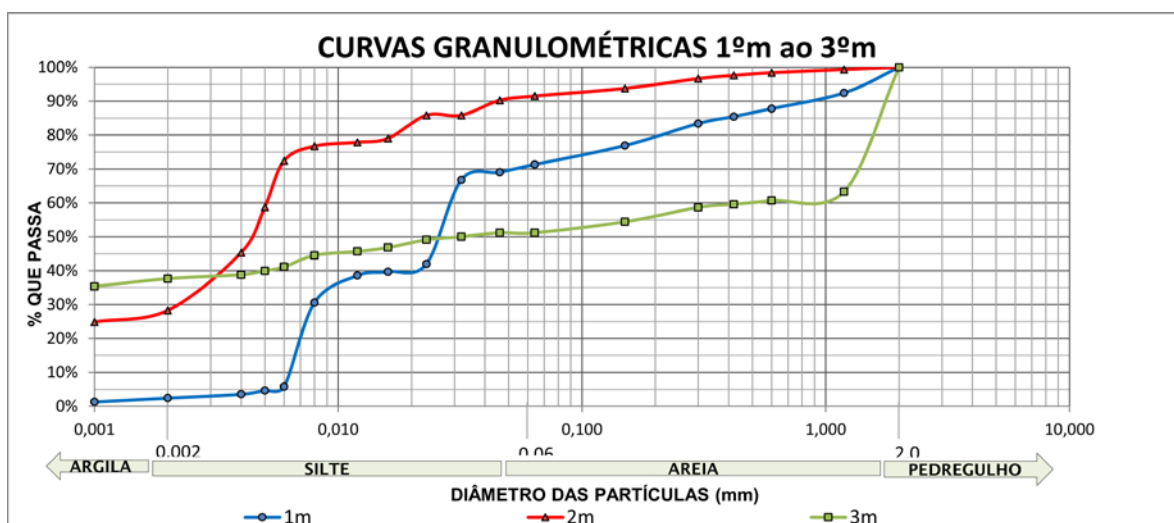
Profundidade (m)	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Pedregulho (%)
13	45,61	40,69	13,70	0
14	62,39	25,36	12,24	0
15	50,22	39,26	10,52	0



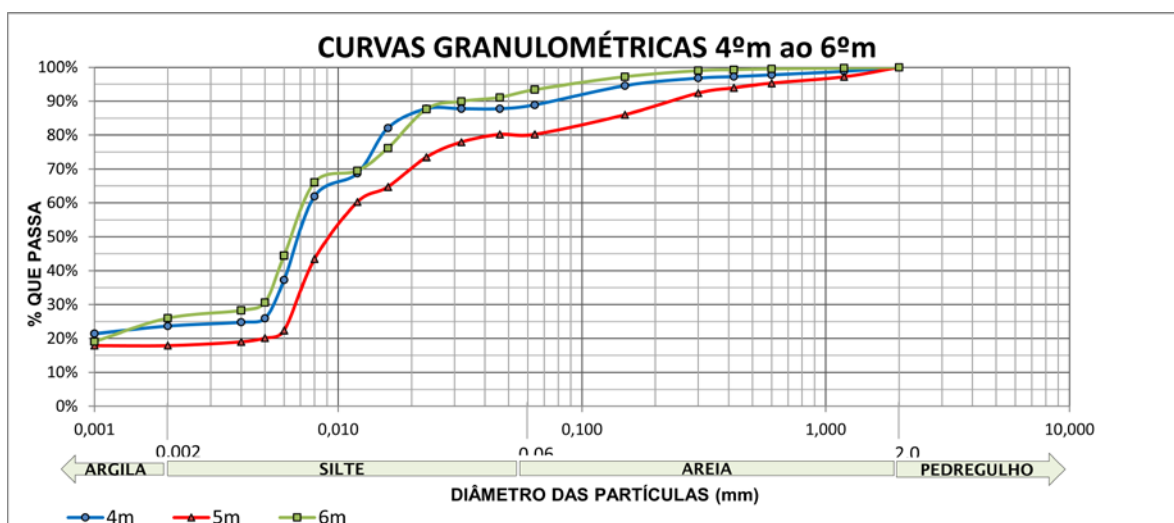
Profundidade (m)	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Pedregulho (%)
MÉDIA	64,63	29,01	6,36	0,00

Apêndice 2

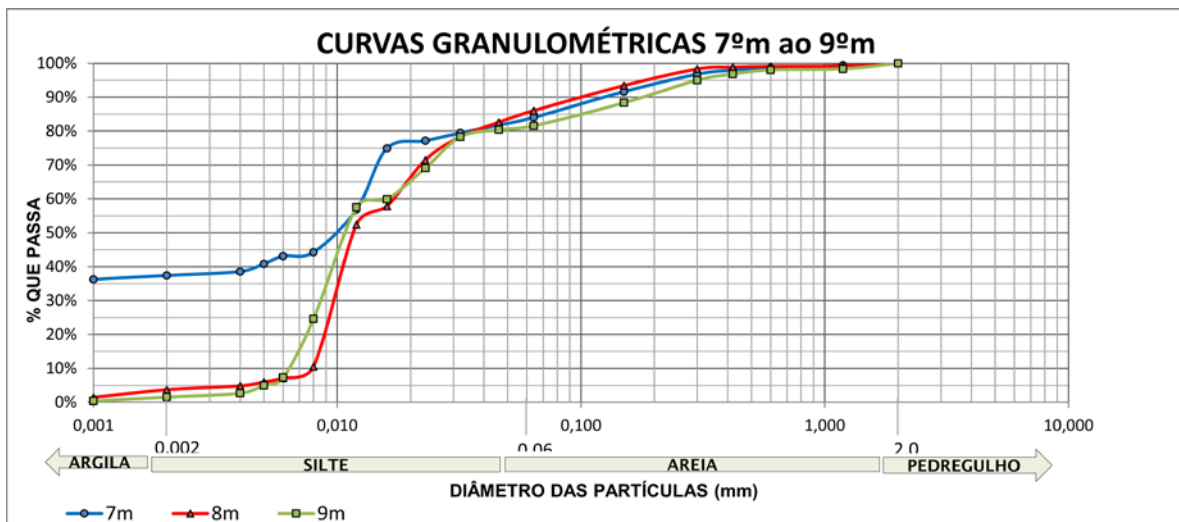
CURVAS GRANULOMÉTRICAS - SEM DEFLOCULANTE



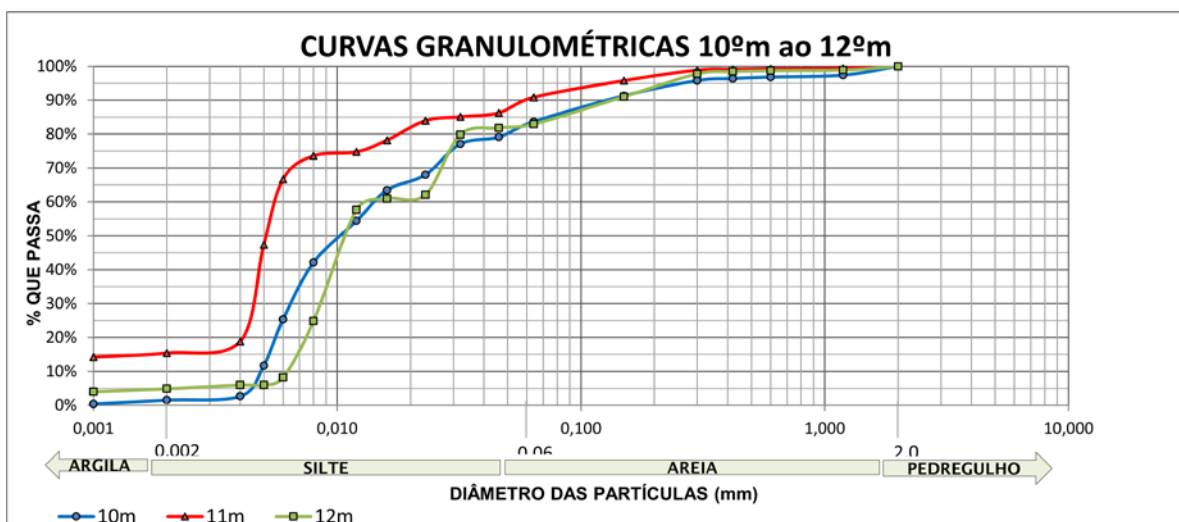
Profundidade (m)	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Pedregulho (%)
1	1,88%	68,65%	29,48%	0,00%
2	26,67%	62,41%	10,91%	0,00%
3	36,69%	13,68%	49,64%	0,00%



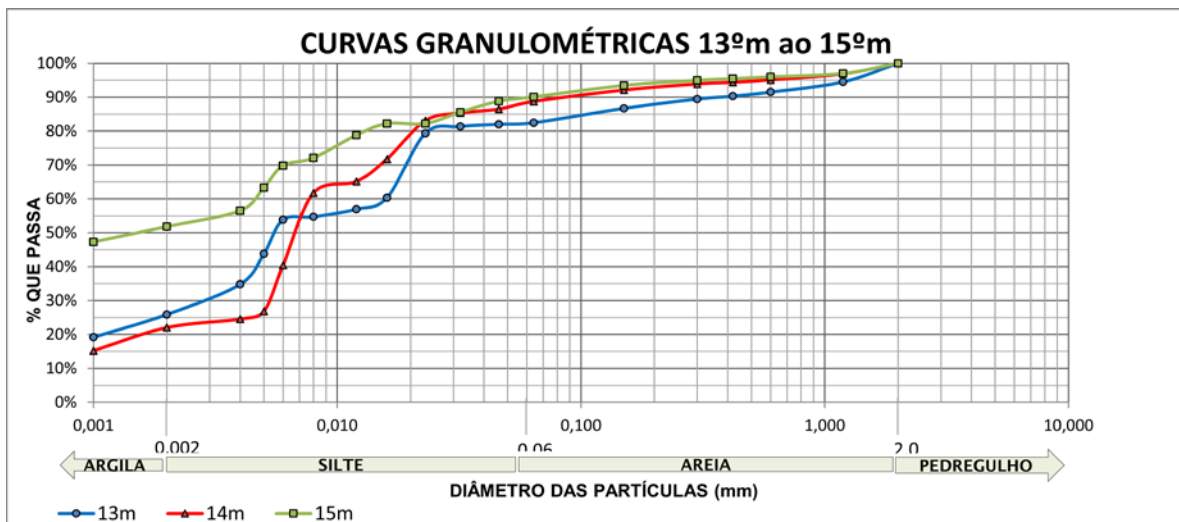
Profundidade (m)	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Pedregulho (%)
4	22,62%	65,83%	11,55%	0,00%
5	17,92%	62,28%	19,80%	0,00%
6	22,60%	69,88%	7,52%	0,00%



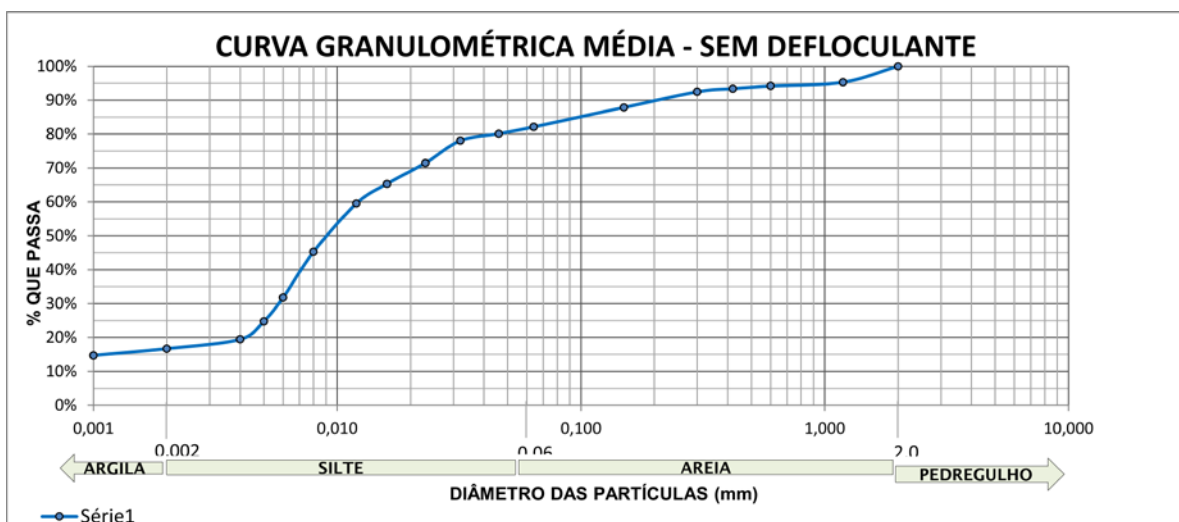
Profundidade (m)	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Pedregulho (%)
7	36,84%	45,84%	17,32%	0,00%
8	2,66%	82,55%	14,79%	0,00%
9	0,95%	80,19%	18,86%	0,00%



Profundidade (m)	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Pedregulho (%)
10	1,01%	81,56%	17,43%	0,00%
11	14,84%	74,29%	10,87%	0,00%
12	4,55%	78,19%	17,25%	0,00%



Profundidade (m)	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Pedregulho (%)
13	23,17%	59,02%	17,81%	0,00%
14	18,56%	69,43%	12,00%	0,00%
15	29,62%	58,73%	11,64%	0,00%



Profundidade (m)	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Pedregulho (%)
MÉDIA	17,37%	64,84%	17,79%	0,00%

