



CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS

*Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 1.162, de 13/10/16, D.O.U nº 198, de 14/10/2016
ASSOCIAÇÃO EDUCACIONAL LUTERANA DO BRASIL*

Jackson Lemes Sodré

ANÁLISE DAS CORRELAÇÕES ENTRE O ENSAIO DE SPT E OS PARÂMETROS RESISTENTES DO SOLO POR MEIO DE UM CASO DE ESTUDO

Palmas – TO

2018

Jackson Lemes Sodré

ANÁLISE DAS CORRELAÇÕES ENTRE O ENSAIO DE SPT E OS
PARÂMETROS RESISTENTES DO SOLO POR MEIO DE UM CASO
DE ESTUDO

Trabalho de conclusão de curso (TCC) II elaborado e apresentado como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil pelo Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientadora: Prof.^a Dra. Elizabeth Hernández Zubeldia

Palmas – TO

2018

Jackson Lemes Sodré

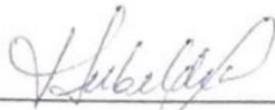
ANÁLISE DAS CORRELAÇÕES ENTRE O ENSAIO DE SPT E OS PARÂMETROS
RESISTENTES DO SOLO POR MEIO DE UM CASO DE ESTUDO

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) II
elaborado e apresentado como requisito parcial
para obtenção do título de bacharel em
Engenharia Civil pelo Centro Universitário
Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador: Prof.^a Dra. Elizabeth Hernández
Zubeldia

Entrega final em: 22 / 05 / 2018

BANCA EXAMINADORA



Prof.^a Dra. Elizabeth Hernández Zubeldia

Orientadora

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP



Prof. Msc. Edivaldo Alves dos Santos
Centro Universitário Luterano de Palmas



Prof. Euzir Pinto Chagas
Centro Universitário Luterano de Palmas

Palmas – TO

2018

DEDICATÓRIA

Enfim chegou o tão sonhado momento, “A Nossa Formatura”. Hora de agradecer a todos que nos incentivaram a estar aqui agora. Em primeiro lugar agradeço a Deus, que me deu força e resignação para passar por todos os obstáculos, não foi fácil, mais ele sempre renovou minhas esperanças. À minha família, peça chave que representa equilíbrio e exemplo, serei sempre grato, Pai Jardison da Conceição Sodré você é um exemplo de pessoa, abriu mão da sua carreira militar, para nos dar a oportunidade de estudar, eu devo tudo o que sou a você, Mãe Irani Lemes da Costa Sodré, seu afeto, preocupação e carinho são características que levo para minha vida, você mãe sempre meu modelo de equilíbrio e sabedoria, tenho muito orgulho de vocês. Agradeço o meu irmão Jardison Sodré, meu tio Junior Sodré, meus avôs Jorge Sodré e Jose Alves Carneiro, minhas avós Maria do Carmo e Ana Lemes que Deus há tem em um bom lugar, à minha esposa Ana Alice Franco Alves, por sempre está ao meu lado, a meu sogro Fernando dos Santos Alves agradeço pelo apoio e nunca vou conseguir pagar por tudo que me proporcionou durante essa caminhada, a única forma de retribuir é através da minha gratidão permanente. E todos os meus amigos de faculdade por terem dividido comigo os momentos luta, almejando sempre essa conquista. Agradeço minha orientadora Dra. Elizabeth Hernández Zubeldia por todo ensinamento, sem vocês essa vitória não seria possível. A gente sonha, Deus realiza.

RESUMO

Os ensaios SPT para a caracterização do subsolo são amplamente utilizados no Brasil e representam a principal ferramenta para a investigação geotécnica, muitas vezes sendo o único procedimento de ensaio disponível para a obtenção de parâmetros de projeto. No entanto, para o dimensionamento de estruturas de contenção ou análise de estabilidade de encostas, além de outros problemas especiais de engenharia geotécnica, os dados de SPT não fornecem os subsídios necessários para a elaboração do projeto, sendo necessário ensaios de laboratório que indiquem os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo. Diante disso, foram estudadas, fórmulas e tabelas de autores publicados na literatura que permitissem realizar as correlações entre os resultados provenientes de SPT com os parâmetros resistente dos solos coesão e ângulo de atrito. Este estudo, por sua vez, apresenta comparativos entre parâmetros de resistência a partir dados de SPT com parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo ensaiado em laboratório, com objetivo de analisar qual método se aproximaram ou qual método se afastaram dos valores ensaios em laboratório. No entanto, as fórmulas estudadas e calculadas não têm a intenção de substituir a execução de ensaios de laboratório, sendo apenas, para uma alternativa de estudo preliminares dos parâmetros de resistência dos solos. Os resultados deste estudo mostraram que, de forma geral, as fórmulas empíricas mostraram resultados razoáveis de ângulo atrito para os solos estudados. Já as fórmulas para a estimativa da coesão forneceram valores muito variáveis que, em geral, se afastaram muito do valor de coesão obtido no laboratório.

ABSTRACT

The SPT tests for the subsoil characterization are widely used in Brazil and represent the main tool for geotechnical investigation, often being the only test procedure available to obtain design parameters. However, for the design of containment structures or slope stability analysis, in addition to other special problems of geotechnical engineering, the SPT data do not provide the necessary subsidies for the design of the project, and laboratory tests are necessary to indicate the parameters of shear strength. Therefore, we have studied formulas and tables of authors published in the literature that allowed to perform the correlations between the results from SPT with the resistant parameters of cohesion and friction angle. This study, on the other hand, presents comparisons between resistance parameters from SPT data with parameters of shear strength of the soil tested in the laboratory, with the purpose of analyzing which method were approached or which method deviated from the values laboratory tests. However, the formulas studied and calculated are not intended to replace the execution of laboratory tests, but only for a preliminary study alternative of soil resistance parameters. The results of this study showed that, in general, the empirical formulas showed reasonable friction angle results for the studied soils. On the other hand, the formulas for the estimation of cohesion provided very variable values that, in general, deviated much from the cohesion value obtained in the laboratory.

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Correlações de N_{SPT} e coesão de argilas	24
Tabela 2 - Correlações de N_{SPT} e ângulo de atrito de areias	25
Tabela 3 - Valores de correlação entre SU e N_{SPT}	28
Tabela 4 - Resumo dos resultados de caracterização física	54
Tabela 5 - Resumo dos resultados de caracterização física	55
Tabela 6 - Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 12,5 KPa...57	
Tabela 7 - Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 25 KPa.....58	
Tabela 8 - Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 50 KPa.....59	
Tabela 9 - Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 100 KPa....60	
Tabela 10 - Quadro de resumo de tensões normais e tangenciais.....61	
Tabela 11 - Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 12,5 KPa.62	
Tabela 12 - Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 25 KPa....63	
Tabela 13 - Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 50 KPa....64	
Tabela 14 - Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 100 KPa..65	
Tabela 15 - Quadro de resumo de tensões normais e tangenciais.....66	
Tabela 16 - Resultados de Ângulo de Atrito através fórmulas e ensaios.....68	
Tabela 17 - Resultados de Ângulo de Atrito através fórmulas e ensaios.....69	
Tabela 18 - Resultados de coesão através fórmulas e ensaios.....71	
Tabela 19 - Resultados de coesão através fórmulas e ensaios.....73	

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Classificação unificada dos solos.....	19
Figura 2 - Amostrador padrão	21
Figura 3 -Equipamento para ensaio de percussão e medição do SPT de subsolo ...	22
Figura 4 - Equipamento de cisalhamento direto	29
Figura 5 - Localização da quadra 107 Norte Palmas-TO	30
Figura 6 - Coleta de amostra deformada.....	31
Figura 7 - Coleta da amostra indeformada.	31
Figura 8 - Amostra indeformada.....	32
Figura 9 - Amostra de solo seco.....	33
Figura 10 - Série de peneiras no agitador.	34
Figura 11 - Aparelho Casa Grande.	36
Figura 12 - Amostra sendo moldada ao lado do gabarito.....	37
Figura 13 - Material sendo transferido ao picnômetro.	39
Figura 14 - Pesagem do Picnômetro + Solo + água.....	39
Figura 15 - Corpo de prova para cisalhamento.	41
Figura 16 - Caixa de cisalhamento instalada.....	42
Figura 17 - Execução do ensaio de cisalhamento direto manual	43
Figura 18 - Corpo de prova após ruptura por cisalhamento.	43
Figura 19 - Equação de Coulomb.....	44
Figura 20 - Curva granulométrica - Amostra 1A.....	47
Figura 21 - Curva granulométrica - Amostra 2A.....	48
Figura 22 - Curva granulométrica - Amostra 1B.....	49
Figura 23 - Curva granulométrica - Amostra 2B.....	49
Figura 24 - Limite de liquidez - Amostra 1A.....	51
Figura 25 - Limite de liquidez - Amostra 2A.....	52
Figura 26 - Limite de liquidez - Amostra - 1B	52
Figura 27 - Limite de liquidez - Amostra - 2B.	53
Figura 28 - Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 12,5KPa.....	57
Figura 29 - Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 25 KPa.....	58
Figura 30 - Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 50 KPa.....	59
Figura 31 - Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 100 KPa.....	60

Figura 32 - Envoltória de resistência	61
Figura 33 - Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 12,5 KPa.	62
Figura 34 - Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 25 KPa.	63
Figura 35 - Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 50 KPa.	64
Figura 36 - Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 100 KPa.	65
Figura 37 - Envoltória de resistência	66
Figura 38 - Diferença percentual entre os valores de ângulo de atrito estimados pelos métodos empíricos e o valor obtido no laboratório da amostra A.....	68
Figura 39 - Diferença percentual entre os valores de ângulo de atrito estimados pelos métodos empíricos e o valor obtido no laboratório da amostra B.....	70

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ASTM	Standard Test Method for Boron in Water
C	Coesão do solo
DR	Densidade relativa
NBR	Norma Brasileira Registrada
N_{SPT}	Resistência a penetração
SPT	Standard Penetration Test – Índice de resistência a penetração
SU	Coesão não drenada
K	Coeficiente empírico
σ'	Tensão efetiva
\emptyset	Ângulo de atrito
σ	Tensão normal
τ	Tensão de cisalhamento

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	11
1.1. PROBLEMA DE PESQUISA	13
1.2. OBJETIVOS	13
1.2.1. Objetivo Geral	13
1.2.2. Objetivos Específicos	13
1.3. JUSTIFICATIVA	13
2. REFERENCIAL TEÓRICO	14
2.1 SOLO	14
2.1.1. Tipos de solo	15
2.2. ORIGEM DOS SOLOS.....	16
2.3. PROPRIEDADES FÍSICAS DOS SOLOS	16
2.4. MECÂNICA DOS SOLOS	17
2.5. SISTEMA UNIFICADO DE CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS - (SUCS).....	18
2.6 CARACTERÍSTICAS DO ENSAIO SPT	19
2.7. MÉTODO DE APLICAÇÃO DO TESTE SPT	20
2.8. FINALIDADE DO TESTE SPT	22
2.9. CORRELAÇÕES ENTRE N_{SPT} E OS PARÂMETROS RESISTENTE DO SOLO	23
2.9.1. Fórmulas empíricas para a estimativa dos parâmetros existente a partir do N_{SPT}	24
2.9.2. Correlações do N_{SPT} com Coesão e ângulo de atrito	24
2.9.3. Solos Não Coesivos: Método de Gibbs e Holtz (1957) associado à de Mello (1971).....	25
2.9.4. Solos Não Coesivos: Método de Skempton (1967) associado à de Mello (1971)	26

2.9.5. Solos Não Coesivos: Método de Yoshida (1988) associado a Meyerhof (1959)	26
2.9.6. Solos Não Coesivos: Correlações de N_{SPT} e ângulo de atrito pelo Método Godoy (1983) agrupado com Cintra (2003)	27
2.9.7. Solos Coesivos: Correlações de N_{SPT} e coesão dos solos coesivos Método $k \cdot N_{SPT}$ BOWLES (1997)	27
3. METODOLOGIA	30
3.1. LOCALIZAÇÃO	30
3.2. AMOSTRAGEM	30
3.3. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO FÍSICA	32
3.3.1 Ensaio de granulometria	32
3.3.2 Ensaio de umidade	34
3.3.3 Limites de atterberg	35
3.3.4 Determinação da massa específica	38
3.4. CLASSIFICAÇÃO DO SOLO A PARTIR DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO	40
3.5. ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO	40
3.6. APLICAÇÕES DAS FÓRMULAS EMPÍRICAS PARA A ESTIMATIVA DOS PARÂMETROS RESISTENTES DO SOLO A PARTIR DO N_{SPT}	45
3.7. COMPARAR OS PARÂMETROS RESISTENTES OBTIDOS NO ENSAIO COM OS CALCULADOS PELAS FÓRMULAS EMPÍRICAS	46
4. RESULTADOS E DISCUSSÃO	47
4.1 ENSAIO DE GRANULOMETRIA	47
4.1.1 Amostras de solos (A)	47
4.1.2 Amostras de solos (B)	48
4.2 ENSAIO DE UMIDADE	50
4.2.1 Amostras de solos (A)	50
4.2.2 Amostras de solos (B)	50
4.3 LIMITES DE CONSISTÊNCIA	51

4.3.1 Amostras de solos (A)	51
4.3.2 Amostras de solos (B)	52
4.4 MASSA ESPECÍFICA DOS GRÃOS	53
4.4.1 Amostras de solos (A)	54
4.4.2 Amostras de solos (B)	54
4.5 RESUMO DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO FÍSICA.....	54
4.5.1 Amostra (A)	54
4.5.2 Amostra (B)	55
4.6 CLASSIFICAÇÃO SUCS.....	55
4.6.1 Classificação amostra (A).....	55
4.6.2 Classificação amostra (B).....	56
4.7 CISALHAMENTO DIRETO.....	56
4.8 APLICAÇÕES DAS FÓRMULAS EMPÍRICAS PARA A ESTIMATIVA DOS PARÂMETROS RESISTENTES DO SOLO A PARTIR DO N_{SPT}	66
4.8.1 Ângulo de atrito	67
4.8.2 Coesão	70
5. CONCLUSÃO.....	74
5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	76
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	77
APÊNDICE	79

1. INTRODUÇÃO

O processo de verticalização das cidades e a construção de estruturas cada vez mais altas e ocupando grande quantidade de solo, trouxe naturalmente consigo, a necessidade de uso de áreas cada vez mais desfavoráveis do ponto de vista geotécnico, fazendo com que cientistas e profissionais da engenharia buscassem soluções que suprissem essa demanda.

As cidades brasileiras de grande porte ou as planejadas apresentam formas urbanas e processos de desenvolvimento similares, apesar de que algumas foram projetadas seguindo diferentes modelos de plano diretor, além de cada cidade apresentar características próprias que motivaram sua implantação ou influenciaram seu processo de povoamento, que causa o crescimento desordenado, e cada vez necessitar de engenheiros para estudar o comportamento do solo.

Nas últimas décadas o setor da construção civil vem se mostrando cada vez mais dinâmico e competitivo, onde ficou perceptível uma constante atualização nas técnicas e procedimentos construtivos além do surgimento de novos materiais e equipamentos. Esse cenário fez com que a busca por qualificação e aprimoramento profissional dos envolvidos nesse setor fosse equiparada a necessidade de adoção de parâmetros exigidos pelo mercado consumidor, onde questões como economia e racionamento aliadas à produtividade passaram a ser as palavras chaves do setor.

O SPT (Standard Penetration Test), é um teste de penetração in situ projetado para fornecer informações das características do solo para execução de atividades próprias da engenharia civil. Ele é amplamente utilizado no Brasil e representa o principal modelo de investigação geotécnica.

Em algumas regiões o SPT é o único procedimento de correções para obter características geotécnicas sendo viável para projeto de fundação, e a partir dessa investigação que se tem conhecimento do solo é definido o tipo de fundação mais adequado e economia.

Entre os pontos críticos do uso do SPT está o fato de os dados não fornecerem elementos suficientes para diferir das demais informações para projetar, exigindo teste de laboratório para obter mais informações que possam subsidiar a definição os parâmetros de resistência do solo. Por causa disso, ao longo dos anos, foram estudados métodos para permitir que as correlações entre os resultados do SPT para

os parâmetros de resistência do solo fossem então determinadas com maior aproximação na precisão.

Com o desenvolvimento das tecnologias mecânicas e de informática, modelos computacionais e robóticos foram apresentados com a finalidade de realizar os ensaios e procedimentos capazes de determinar a correlação entre os dados do SPT e os parâmetros resistentes do solo. Essa tecnologia computacional não é capaz de substituir o ser humano, tendo como finalidade apenas um meio alternativo para a obtenção dos parâmetros de solo, já que para o projeto conceitual se faz necessário a realização dos testes laboratoriais de geotécnica.

Um bom estudo geotécnico é capaz de garantir os dados e características do solo necessário à execução de trabalhos com segurança e produtividade. O teste de cisalhamento direto é aplicado para demonstrar a influência exercida por condições limitantes na estrutura pedológica a ser testada. Esses dados e considerações obtidas por meio do teste de cisalhamento direto sobre as condições de carregamento indicam que uma disposição simétrica é preferível para determinado uso.

O ensaio de cisalhamento direto é um método que medir a resistência por cisalhante, e deformação de um plano, que ocorre dois fenômenos distintos, a força por atrito entre as partículas e o interceptor coesivo, a resistência por atrito, associada ao ângulo de atrito. A força de cisalhamento medida sob a deformação do plano corresponde praticamente ao valor mínimo da resistência anisotrópica (quando as propriedades físicas do solo como dureza e resistência mecânica dependem do sentido da medição realizada).

O método analítico é introduzido para testes diretos de cisalhamento com base na relação entre a resistência ao cisalhamento do solo e a dilatação apresentada. Esta análise fornece controle independente de análises convencionais e uniformidade de dados quando comparado a outras metodologias de avaliação do solo.

A força de cisalhamento medida sob a deformação do plano corresponde praticamente ao valor mínimo da resistência anisotrópica. É recomendável uma modificação muito simples do aparelho normal usado para testes diretos de cisalhamento de laboratório, ao fazer sugestões para a análise de dados de teste normais.

A partir das confrontações de dados relativos ao SPT e parâmetros resistentes do solo, permite-se que as correlações com base nos dados descritivos do solo possam ser aferidas tendo como referência os limites padrão e o próprio banco de

dados do SPT já apontado. Dessa forma o presente estudo buscará demonstrar através de análise do SPT por meio de um estudo de caso evidenciando a correlação entre o método SPT e os parâmetros resistentes do solo de cisalhamento direto.

1.1. PROBLEMA DE PESQUISA

Quais correlações de SPT são apropriadas para estimar os parâmetros resistentes do solo do caso de estudos?

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo Geral

Analisar validade das correlações entre o SPT e os parâmetros resistentes do solo, por meio de casos estudo.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Classificar duas amostras de solo, a partir de ensaios de laboratório;
- Realizar um comparativo entre as correlações publicadas na literatura;
- Obter os parâmetros resistentes de duas amostras de solo por meio do ensaio de cisalhamento direto;
- Comparar os parâmetros obtidos no ensaio de cisalhamento direto, com os parâmetros calculados por meio de correlações a partir de valores de NSPT.

1.3. JUSTIFICATIVA

Palmas é a mais nova capital planejada do país e vem experimentando uma fase de expansão territorial, com acelerado desenvolvimento das atividades industriais e comerciais. Por consequência dos fatores sócio demográficos pelos quais passou a cidade, um natural processo de verticalização habitacional também tem sido percebido na capital, onde podem ser vistos vários empreendimentos de incorporação de prédios comerciais e residenciais.

Com isso, a preocupação dos profissionais da engenharia que atuam na cidade de Palmas tem sido cada vez mais voltada para as questões geotécnicas, já que a região em que se encontra a capital é composta por solos de diversas naturezas constitutivas.

Dessa forma, o presente estudo se justifica pela importância da temática aqui abordada para toda a sociedade, já que a determinação dos dados geotécnicos dos solos proporciona economia, segurança e agilidade em toda a cadeia envolvida nos processos construtivos, revertendo-se em qualidade, menor custo e produtividade, que são benefícios sentidos diretamente por todos os envolvidos nesse setor produtivo. Para o acadêmico pesquisador a partir da identificação dos parâmetros resistentes do solo garantidos por uma execução de SPT será possível ampliar os conhecimentos necessários e de maior relevância para uma atuação segura e tecnicamente eficiente junto ao mercado de trabalho.

Para a comunidade acadêmica a pesquisa a ser implementada servirá de base para a formulação de outros estudos acadêmicos nessa mesma temática ou ainda, no aprofundamento da questão levantada como proposta de pesquisa por este autor.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 SOLO

Segundo Caputo (1988), classifica os solos como materiais resultantes do processo de intemperismo ou da meteorização das rochas, que por decomposição química ou pelo processo mecânico através de agentes como a água, temperatura, vegetação e vento, formam partículas grossas, intermediárias e finas. Entre estes agentes, a água é o que mais modifica as rochas através de seus mecanismos de oxidação, hidratação, carbonatação e efeitos químicos, não somente a composição química, mas também a forma e o tamanho dos grãos interferem na maioria das propriedades do solo.

O solo apresenta faixas granulométricas variadas, conforme as predominâncias do seu tamanho são geralmente classificadas como pedregulho, areia, silte ou argila, dentre estas a última é a que apresenta frações mais finas, normalmente com partículas menores que 2 μm , outra classificação muito utilizada é

com relação a sua origem, os solos residuais são aqueles que após o intemperismo permanecem no local da rocha de origem. Os sedimentares são os que sofrem ação dos agentes transportadores e os orgânicos são formados pela decomposição de matéria vegetal (DAS, 2011).

A Mecânica dos Solos é o ramo da engenharia civil que lida com o comportamento mecânico do solo e materiais similares quando são comprimidos ou cortados ou ainda quando os líquidos fluem através deles. O estudo das propriedades físicas do solo, especialmente aquelas propriedades que afetam sua capacidade de suportar peso, como conteúdo de água, densidade, força, etc (FERNANDES, 2014).

2.1.1. Tipos de solo

Conforme explica Massad (2010), existem três tipos básicos de solo na natureza, que são a areia, o silte e a argila, porém, a maioria dos solos é composta por uma combinação de diferentes tipos. Como eles se misturam, determinarão a textura do solo, aparência e comportamento, como descrito a seguir:

- A areia é composta por pequenas partículas de rocha decomposta. Algumas variedades de areia são bastante grossas e soltas, de modo que a água é capaz de escorrer facilmente através delas. Para a engenharia esse é o padrão de areia ideal, já que privilegia a drenagem da água que por ela passa.

- O silte é um tipo de solo que se caracteriza pela sua composição de grãos finos, e por manter melhores níveis de umidade que a areia. Os solos siltosos se encontram em uma categoria entre os arenosos e os argilosos, sendo considerado um material intermediário para esses materiais mais nobres, do ponto de vista do uso em obras de terraplenagem e pavimentação. O silte não apresenta boa coesão nem plasticidade e por isso não é aplicado em obras de solos.

- A argila é um material originário de uma rocha natural ou material de solo que combina um ou mais minerais de argila com vestígios de óxidos metálicos e matéria orgânica. Os depósitos de argila geológica são compostos principalmente de minerais de filossilicato contendo quantidades variáveis de água presas em sua estrutura mineral. As argilas são materiais plásticos devido ao seu teor de água e tornam-se duras, quebradiças e não plásticas após a secagem ou a queima.

2.2. ORIGEM DOS SOLOS

Segundo Reinert e Reichert (2006) todos os solos se originam direta ou indiretamente das rochas e estes são classificados de acordo com seu modo de formação. Por uma combinação de processos físicos e químicos, as massas de rocha são reduzidas a partículas que variam em tamanho até 0,001 mm. Os solos resultam quando as coleções dessas partículas são realocadas, muitas vezes em corpos d'água, e são compactadas e consolidadas por deposições cíclicas ao longo do tempo.

A natureza do solo com compactação subsequente depende não apenas das rochas originárias, mas também dos processos e condições de desintegração, transporte e deposição, que se integram entre si ao longo do tempo, e por isso a necessidade de se conhecer as propriedades minerais e orgânicas.

Para a engenharia civil, a principal característica a se compreender quanto a formação e a natureza dos solos é a questão do entendimento quanto as suas propriedades físicas e seu comportamento sob carga.

O uso do solo na engenharia é diferente dos demais materiais, pois este não é empregado da mesma forma que é transportado, movimentado ou removido. Os solos também são materiais altamente variáveis e complexos, possuindo propriedades de engenharia que podem ter uma ampla gama de valores possíveis. Assim, no início de qualquer processo de projeto, os solos devem ser descritos com precisão e sistematicamente. A classificação do solo faz parte da descrição, que tem como principais componentes:

- A natureza do solo: forma, tamanho e distribuição de partículas;
- O estado do solo: densidade, densidade relativa, teor de água;
- O tecido do solo: homogeneidade ou sequências de camada, cimentação.

2.3. PROPRIEDADES FÍSICAS DOS SOLOS

Segundo Michereff, Andrade e Menezes (2005) as propriedades físicas básicas dos solos são aquelas necessárias para definir seu estado físico. As três fases constituintes (sólido, líquido e gasoso) devem ser quantificadas e as relações entre elas expressas em termos numéricos para permitir que as mudanças no estado físico sejam medidas. É utilizado um modelo de solo em que as fases sólidas (rocha ou

partículas minerais) possuem uma unidade de volume. Os volumes e massas da água e do conteúdo estão relacionados a este volume sólido da unidade. Densidade ou peso unitário e teor de água são medidas importantes de estado físico.

2.4. MECÂNICA DOS SOLOS

A mecânica dos Solos é a ciência numérica que utiliza princípios de mecânica em engenharia, como mecânica dos fluidos ou mecânica de materiais, e foi primeiramente citada por Coulomb, 1773 na *French Royal Engineers*, para resolver problemas relacionados ao uso do solo. Essa ciência da engenharia estuda e define principalmente termos como a resistência ao cisalhamento, a permeabilidade, o ângulo de atrito, o estado crítico, o estresse efetivo, a consolidação, a estabilidade da inclinação, a pressão da terra e etc.

Assim como outros materiais de construção, os solos têm sua própria análise científica em relação às suas habilidades quando submetido as forças e esforços solicitantes. Ser a construção mais antiga e, provavelmente, o solo material de engenharia é um dos campos mais complexos da engenharia civil, na medida em que, quando se trata do fator de segurança em design, qualquer contato direto com solos, por exemplo, fundações ou construções baseadas em solo, por exemplo, aterros, requer um fator de segurança significativamente maior comparado com outros materiais de construção, ou seja, a incerteza na análise e no projeto do solo é maior. Estes são provavelmente resultantes da forma como o solo se origina.

A utilização do solo como elemento principal da construção remonta à primeira civilização quando a Suméria construiu Ur, primeira cidade da história, no sul da Mesopotâmia, perto da foz do rio Eufrates. Eles usaram tijolos para construir suas primeiras casas e, mais cedo, eles construíram aterros e barragens para direcionar a água para irrigação. A história ocidental do reconhecimento, o solo como elemento principal, remonta aos romanos, no primeiro século aC, quando seus engenheiros usaram as experiências de teste e erro para construir fundações.

Atualmente o solo e as rochas são materiais de grande importância, empregados na construção civil em geral. É usado ou em seu estado natural ou com melhorias, como compactação, reforço e etc., como componente principal, como em barragens, aterros e rodovias ou como elemento de suporte em todas as construções, ou seja, suporte de fundação.

2.5. SISTEMA UNIFICADO DE CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS - (SUCS)

O Sistema Unificado de Classificação de Solo é baseado no sistema de classificação de aeródromo desenvolvido por Arthur Casagrande durante a Segunda Guerra Mundial. Com algumas modificações foi adotada em conjunto por várias agências governamentais dos EUA em 1952. Foram feitos refinamentos adicionais e atualmente está padronizado como ASTM D 2487-93. É usado nos EUA e em grande parte do mundo para trabalhos geotécnicos, além de estradas e rodovias.

No sistema unificado, os solos são designados por um símbolo de duas letras: o primeiro identifica o componente primário do solo e o segundo descreve seu tamanho de grão ou características de plasticidade. Por exemplo, uma areia mal classificada é designada SP e uma argila de baixa plasticidade é CL. São utilizados cinco símbolos de primeira letra:

- G (Gravel) para cascalho
- S (Sand) para areia
- M (Silt) para Silte
- C (Clay) para argila
- O (Organic) para solo orgânico
- W (Well Graded) Bem graduada
- P (Pura) Mal Graduada
- WS (Well Sand) Areia bem-classificada

O SUCS classifica os solos em três amplas categorias (Figura 1). No primeiro grupo são categorizados os solos grossos, grãos com diâmetro maior que 0,075 mm (mais de 50% de material retido na peneira Número 200), se enquadrando os pedregulhos e as areias.

Pedregulhos: GW, GC, GP e GM

Areias: SW, SC, SP e SM

No segundo grupo são classificados os solos finos, grãos com diâmetro menor que 0,075 mm (50% ou mais de material passante na peneira Número 200), que são siltes ou argilas de baixa compressibilidade ($LL < 50$) ou alta compressibilidade ($LL > 50$).

Solos de baixa compressibilidade: ML, CL e OL

Solos de alta compressibilidade: MH, CH e OH

No terceiro grupo os solos altamente orgânicos, material de cor escura e odor orgânico, como as turfas, terra preta, outros... representados pelo prefixo Pt (DAS, 2007).

Figura 1: Classificação unificada dos solos

Critérios para atribuição dos símbolos de grupo				Símbolo de grupo
Solos grossos Mais de 50% de material retido na peneira Nº 4	Pedregulhos Mais de 50% da fração grossa retida na peneira Nº 4	Pedregulhos Puros	$C_u \geq 4$ e $1 \leq C_c \leq 3^c$	GW
		Menos de 5% de grãos finos ^a	$C_u < 4$ e/ou $1 > C_c > 3^c$	GP
		Pedregulhos com Finos	$IP < 4$ ou representado abaixo da linha "A" (Figura 4.2)	GM
		Mais de 12% de grãos finos ^{a,d}	$IP > 7$ e representado na ou acima da linha "A" (Figura 4.2)	GC
	Areias 50% ou mais da fração grossa passam na peneira Nº 4	Areias Puras	$C_u \geq 6$ e $1 \leq C_c \leq 3^c$	SW
		Menos de 5% de finos ^b	$C_u < 6$ e/ou $1 > C_c > 3^c$	SP
		Areias com Finos	$IP < 4$ ou representado abaixo da linha "A" (Figura 4.2)	SM
		Mais de 12% de finos ^{b,d}	$IP > 7$ e representado na ou acima da linha "A" (Figura 4.2)	SC
Solos finos 50% ou mais passam na peneira Nº 200	Siltes e argilas Limite de Liquidez inferior a 50	Inorgânico	$IP > 7$ e representado na ou acima da linha "A" (Figura 4.2) ^f	CL
		Orgânico	$IP < 4$ ou representado abaixo da linha "A" (Figura 4.2) ^f	ML
	Siltes e argilas Limite de liquidez 50 ou superior	Inorgânico	$\frac{\text{Limite de liquidez - seco em estufa}}{\text{Limite de liquidez - não seco}} < 0,75$; veja a Figura 4.2; zona OL	OL
			IP representado na ou acima da linha "A" (Figura 4.2)	CH
		Orgânico	IP representado abaixo da linha "A" (Figura 4.2)	MH
			$\frac{\text{Limite de liquidez - seco em estufa}}{\text{Limite de liquidez - não seco}} < 0,75$; veja Figura 4.2; zona OH	OH
Solos Altamente Orgânicos	Matéria primariamente orgânica, de cor escura e odor orgânico			Pt

^a Pedregulhos com 5 a 12% de finos requerem os símbolos duplos: GW-GM, GW-GC, GP-GM, GP-GC.
^b Areias com 5 a 12% de finos requerem os símbolos duplos: SW-SM, SW-SC, SP-SM, SP-SC.
^c $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$
^d Se $4 \leq IP \leq 7$ e é representado na área hachurada na Figura 4.2, use o símbolo duplo GC-GM ou SC-SM.
^e Se $4 \leq IP \leq 7$ e é representado na área hachurada na Figura 4.2, use o símbolo duplo CL-ML.

Fonte: DAS (2011).

2.6 CARACTERÍSTICAS DO ENSAIO SPT

O Standard Penetration Test, mais conhecido pela sigla SPT, é o ensaio in situ de penetração dinâmica mais usado em todo mundo (Matos Fernandes, 2011). Este ensaio tem como objetivo determinar, em profundidade, a resistência dos solos à penetração dinâmica de um amostrador normalizado, através do número de pancadas necessárias para este penetrar no terreno um determinado comprimento (N_{SPT}), permitindo simultaneamente a sua identificação através da análise das amostras de

solo remexidas retiradas do amostrador, possibilitando assim o reconhecimento geotécnico do solo.

O SPT é utilizado principalmente para determinar os parâmetros de resistência e de deformação de solos sem coesão (solos granulares), podendo também ser utilizado em outros tipos de solos, como por exemplo, para a determinação da consistência em solos coesivos (solos argilosos) bem como a caracterização de rochas brandas.

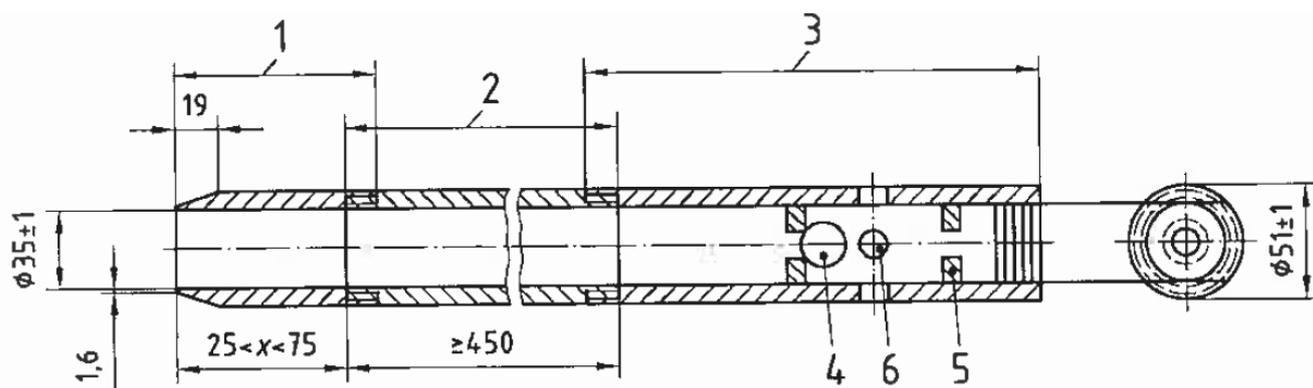
A vantagem deste ensaio é conseguir associar a resistência à penetração e a recolha de amostras ao longo de um perfil geotécnico. É um ensaio simples de se realizar, tendo como principais limitações o uso de correlações empíricas para parametrização geotécnica que podem variar muito com o tipo de maciço e com o tipo de equipamento utilizado (Viana da Fonseca, 1996).

2.7. MÉTODO DE APLICAÇÃO DO TESTE SPT

A aplicação da sondagem inicia-se com a perfuração da primeira camada de solo – 1 m de espessura – com o uso de trado-concha ou escavadeira manual. A partir desse ponto a perfuração deve ser realizada com trado helicoidal, quando estiver acima do nível da água e, através do trépano de lavagem após o nível de água ou quando a perfuração com o trado foi muito difícil. A composição da perfuração é constituída por hastes metálicas com diâmetro nominal de 25 mm e peso teórico de 32 N/m. Os segmentos de hastes (1 m ou 2 m) devem ser acoplados entre si por meio de roscas e luvas. As amostras e leituras do ensaio são realizadas por meio da cravação de um amostrador padrão (ABNT, 2001).

O amostrador padrão possui três partes: cabeça, corpo e sapata. É constituído de um tubo de 50,8 mm de diâmetro externo e 34,9 mm de diâmetro interno, e com comprimento mínimo de 457 mm. Na Figura 2 está apresentado um esquema de um amostrador utilizado para realização de ensaios SPT (LOBO, 2005).

Figura 2: Amostrador padrão



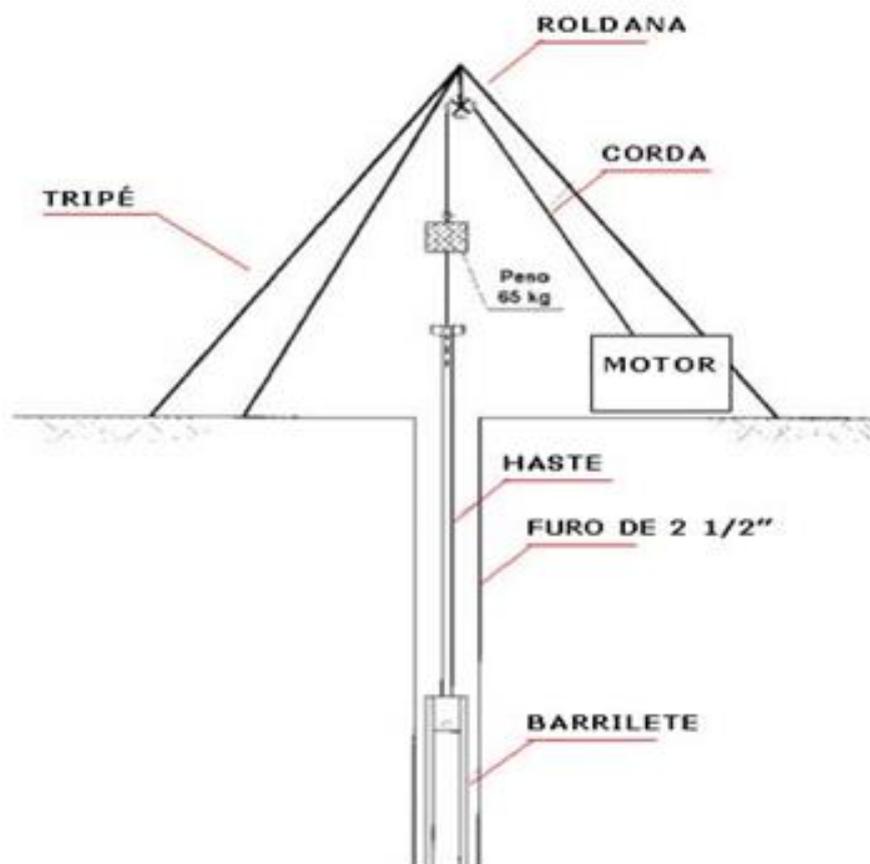
Fonte: LOBO (2005).

Legenda:

- | | |
|-----------------------------|------------------------------------|
| 1 – Ponteira; | 4 – Válvula antirretorno; |
| 2 – Tubo central bipartido; | 5 – Cavilas de retenção da esfera; |
| 3 – Cabeça; | 6 – Orifício de ventilação; |

Segundo Velloso e Lopes (2012), o procedimento de sondagem a percussão é realizado em duas etapas distintas. Etapa de avanço, onde o furo é realizado com a utilização de um trado manual até se encontrar o nível da água ou até atingir uma camada impenetrável ao trado e, a partir daí o avanço do furo segue com o uso do trépano e circulação de água, em um processo chamado de lavagem – sendo o trépano uma ferramenta com a largura do furo e com ponta biselada, usado para desagregar o material do fundo do furo de sondagem. O ensaio SPT é a etapa de percussão para a obtenção do número de golpes, que é realizada pela cravação do amostrador. Para cada metro sondado, 45 cm são realizados à percussão e 55 cm no procedimento de avanço - seja com trado manual ou com trépano. Na Figura 3 está mostrado, de forma esquemática o procedimento de ensaio SPT.

Figura 3: Equipamento para ensaio de percussão e medição do SPT de subsolo.



Fonte: Velloso e Lopes (2012).

2.8. FINALIDADE DO TESTE SPT

O objetivo principal do teste é fornecer uma indicação da densidade relativa de depósitos granulares, como areia e cascalho, dos quais é praticamente impossível obter amostras não saturadas.

O SPT é um bom indicador do comportamento do solo, sendo a resistência à penetração, por ele obtida, um índice empregado com frequência em projetos de fundação e que, juntamente com a identificação visual do solo, servindo de base, por exemplo, para a escolha do tipo da fundação PINTO (2006).

O grande mérito do teste, e o principal motivo do seu uso generalizado é que é simples e barato. Os parâmetros de resistência do solo que podem ser inferidos são aproximados, mas podem dar um guia útil nas condições do solo onde pode não ser possível a obtenção de amostras de poços de qualidade adequada como cascalhos, areias, sedimentos, argila contendo areia ou cascalho e rocha fraca.

Em condições em que a qualidade da amostra não saturadas é suspeita, por exemplo, argilas muito limpas ou muito arenosas, ou argilas duras, muitas vezes é vantajoso alternar a amostragem com testes de penetração padrão para verificar a força. Se as amostras forem detectadas como inaceitavelmente saturadas, pode ser necessário usar um método diferente para medir a força, como o teste da placa.

Quando o teste é realizado em solos granulares abaixo da água subterrânea nível, o solo pode se afrouxar. Em determinadas circunstâncias, pode ser útil continuar a conduzir o amostrador para além da distância especificada, adicionando mais barras de perfuração conforme necessário. Embora este não seja um teste de penetração padrão e não deve ser considerado como tal, ele pode, pelo menos, indicar se o depósito é realmente tão solto quanto o teste padrão pode indicar.

A utilidade dos resultados do SPT depende do tipo de solo, com areias de grão fino dando os resultados mais úteis, com areias mais grossas e areias sedosas dando resultados razoavelmente úteis e argilas e solos granulares produzindo resultados que podem ser muito pouco representativos do solo verdadeiro condições. Os solos em áreas áridas, podem apresenta cimentação natural. Esta condição aumentará frequentemente o valor de penetração padrão.

2.9. CORRELAÇÕES ENTRE N_{SPT} E OS PARÂMETROS RESISTENTE DO SOLO

Tendo em vista a prática usual da realização de ensaios SPT para a caracterização do subsolo de obras de engenharia, é muito comum a adoção de métodos de correlação entre resultados de ensaios SPT com parâmetros de resistência ao cisalhamento de solos, ângulo de atrito interno para areias e coesão não drenada para argilas.

Essas correlações são recomendadas apenas para as fases de pré-projeto e projeto básico, pois apesar dos métodos de correlação estarem consolidados no meio geotécnico, eles não devem substituir os ensaios de laboratório.

Segundo Schnaid (2000) o ensaio SPT se constitui em medir a resistência dinâmica do solo utilizando uma sondagem de simples reconhecimento, mas apesar de sua simplicidade e o baixo custo de aplicação, os resultados de resistência à penetração obtida pelo ensaio podem ser correlacionados através análises empíricas com características geotécnicas do solo importantes para o pré-projeto e projeto

básico. Tais análises consistem em obter duas características do solo, ângulo de atrito e coesão.

2.9.1. Fórmulas empíricas para a estimativa dos parâmetros existente a partir do N_{SPT}

As fórmulas empíricas, tem como objetivo principal a realizar correlações dos parâmetros de resistência do solo, coesão e ângulo por meio de dados de ensaios SPT e comparar com resultados de cisalhamento direto feito.

Em seguida são apresentadas as equações, tabelas que tem a correlações com N_{SPT} e os parâmetros do solo, com autores renomados na literatura.

2.9.2. Correlações do N_{SPT} com Coesão e ângulo de atrito

Alonso (1943) apresenta duas Tabelas que tem correlação do SPT e coesão para solos argilosos Tabela 1, e correlações SPT com ângulo de atrito para solos arenosos Tabela 2. Esses valores podem ser usados como parâmetros geotécnicos.

Tabela 1: Correlações de N_{SPT} e coesão de argilas

Argilas	Standart Penetration Testt (SPT)	Coesão c (kPa)
Muito mole	< 2	< 10
Mole	2 a 4	10 a 25
Média	4 a 8	25 a 50
Rija	8 a 15	50 a 100
Muito rija	15 a 30	100 a 200
Dura	> 30	> 200

Fonte: Alonso (1943).

Tabela 2: Correlações de N_{SPT} e ângulo de atrito de areias

Areias	Standart Penetration Testt (SPT)	ângulo de atrito ϕ (°)
Fofa	< 4	< 30
Pouco compacta	4 a 10	30 a 35
Medianamente compacta	10 a 30	35 a 40
Compacta	30 a 50	40 a 45
Muito compacta	> 50	> 45

Fonte: Alonso (1943).

2.9.3. Solos Não Coesivos: Método de Gibbs e Holtz (1957) associado à de Mello (1971)

A equação 1 apresenta uma correlação entre os valores de N_{SPT} e densidade relativa proposta por Gibbs e Holtz (1957).

Conhecendo a densidade relativa é possível calcular o ângulo de atrito pela equação 2 proposto pela formulação DE MELLO (1971). Com essas fórmulas agrupadas é possível obter o ângulo de atrito para solos não coesivos.

$$Dr = \left(\frac{N_{SPT}}{0,23 \cdot \sigma' + 16} \right)^{1/2} \quad (\text{GILBBS E HOLTZ 1957}) \quad (1)$$

$$(1,49 - Dr) \times \text{TAN}(\phi') = 0,712 \quad (\text{DE MELLO, 1971}) \quad (2)$$

Onde:

Dr : é a densidade relativa da areia;

σ' : é a tensão efetiva na camada;

$N_{SPT,60}$: é o valor do N_{SPT} corrigido para uma eficiência de 70% (Gibbs e Holtz 1957);

ϕ' : é o valor do ângulo de atrito interno obtido por meio da correlação.

2.9.4. Solos Não Coesivos: Método de Skempton (1967) associado à de Mello (1971)

A equação 3 apresenta uma correlação entre os valores de N_{SPT} e densidade relativa proposta por Skempton (1967).

Conhecendo a densidade relativa é possível calcular o ângulo de atrito pela equação 2 proposto pela formulação DE MELLO (1971). Com essas fórmulas agrupadas é possível obter o ângulo de atrito para solos não coesivos.

$$DR = \left(\frac{N_{SPT}}{0,28 \cdot \sigma' + 27} \right)^{1/2} \quad (\text{SKEMPTON 1967}) \quad (3)$$

$$(1,49 - Dr) \times \text{TAN}(\phi') = 0,712 \quad (\text{DE MELLO, 1971}) \quad (2)$$

Onde:

Dr : é a densidade relativa da areia;

σ' : é a tensão efetiva na camada;

$N_{SPT,60}$: é o valor do NSPT corrigido para uma eficiência de 55% (Skempton 1967);

ϕ' : é o valor do ângulo de atrito interno obtido por meio da correlação.

2.9.5. Solos Não Coesivos: Método de Yoshida (1988) associado a Meyerhof (1959)

Foi feita uma associação dos métodos Yoshida (1988) com Meyerhof (1959) para obter o ângulo de atrito interno para solos não coesivos com base nos valores de N_{SPT} .

Yoshida (1988) apresenta um método para obtenção da densidade de areia, por meio de uma relação entre $N_{SPT,60}$ e pressão efetiva do solo, apresentado a equação 4. E a relação entre densidade de areia e ϕ' é obtida conforme proposto por Meyerhof (1959) a equação 5.

$$Dr = 25 * \sigma'^{-0,012} * N_{spt,60}^{0,46} \quad (\text{Yoshida 1988}) \quad (4)$$

$$\phi' = 28 + 0,15 * Dr \quad (\text{Meyrhof 1959}) \quad (5)$$

Onde:

D_r é a densidade relativa da areia;

σ' é a tensão efetivo na camada;

$N_{SPT,60}$ é o valor do N_{SPT} corrigido para uma eficiência de 60%;

ϕ' é o valor do ângulo de atrito interno obtido por meio da correlação.

2.9.6. Solos Não Coesivos: Correlações de N_{SPT} e ângulo de atrito pelo Método Godoy (1983) agrupado com Cintra (2003)

A equação 6 de Godoy (1983), apresenta uma correlação entre o valor de SPT e ângulo de atrito interno para solos não coesivos.

$$\phi' = 28^\circ + 0,2N \quad (\text{Godoy 1983}) \quad (6)$$

2.9.5. Solos não coesivos: Correlações de N_{SPT} e ângulo de atrito pelo Método Teixeira (1996), agrupado com (Cintra 2003)

A equação 7 de Teixeira (1996), apresenta uma correlação entre o valor de SPT e ângulo de atrito interno para solos não coesivos.

$$\phi' = \sqrt{20N} + 15 \quad (\text{Teixeira 1996}) \quad (7)$$

2.9.7. Solos Coesivos: Correlações de N_{SPT} e coesão dos solos coesivos Método $k \cdot N_{SPT}$ BOWLES (1997)

Segundo Bowles (1997), a correlação entre resistência não drenada e N_{SPT} , tem uma forma padrão de acordo com a Equação 8, o valor de k é um coeficiente empírico obtido por meio de estudos de laboratório com ensaios de campo.

Mello (1971) indica que os valores de k podem variar entre uma faixa de valores de 0,4 a 20. Bowles (1997) indica que $k = 12$ pode ser utilizado.

Look (2007) indica que os valores de k não são constantes e o mesmo deve ser ajustado conforme a variação do N_{SPT} , com isso ele criou a Tabela 3 que tem correlação entre coesão não drenada (SU) e N_{SPT} , que estima um intervalo dos parâmetros da coesão não drenada.

$$S_u = K \cdot N_{spt,60} \quad (\text{Bowles 1997}) \quad (8)$$

Onde:

S_u = coesão não drenada

O valor de k é um coeficiente empírico

Tabela 3: Valores de correlação entre S_u e N_{SPT} .

Consistência	$N_{SPT,60}$	S_u (kPa)
Muito Mole	<2	0-12
Mole	2-5	12-25
Média	5-10	25-50
Rija	10-20	50-100
Muito Rija	20-40	100-200
Dura	>40	>200

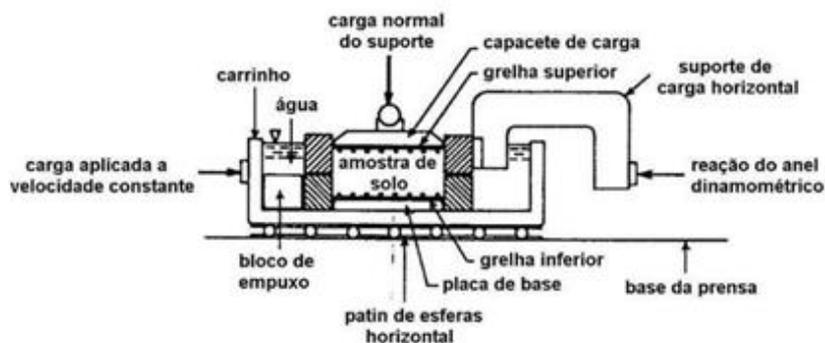
Fonte: Look (2007).

2.10. CISALHAMENTO DIRETO

O teste de cisalhamento direto é um modelo de avaliação laboratorial usado na engenharia para medir as propriedades de resistência ao cisalhamento do solo. Não existe norma brasileira para o ensaio de cisalhamento direto, portanto no Brasil é utilizada a ASTM D3080 para executar o ensaio.

Segundo Caputo (1988), o ensaio de cisalhamento direto da Figura 4 é o mais antigo procedimento, e baseia-se no critério de Coulomb. O teste é realizado em três ou quatro amostras de solo não saturados. Um espécime é colocado em uma caixa de cisalhamento que possui dois anéis empilhados para manter a amostra; o contato entre os dois anéis está aproximadamente na altura média da amostra. Um estresse de confinamento é aplicado verticalmente ao espécime e o anel superior é puxado lateralmente até a amostra falhar, ou através de uma estirpe especificada.

Figura 4: Equipamento de cisalhamento direto



Fonte: Sousa Pinto (2006).

A carga aplicada e a tensão induzida são registradas em intervalos frequentes para determinar uma curva tensão-deformação para cada estresse de confinamento. Vários espécimes são testados em diferentes tensões de confinamento para determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento, a coesão do solo (c) e o ângulo de atrito interno, comumente conhecido como ângulo de fricção. Os resultados dos testes em cada amostra são plotados em um gráfico com o estresse de pico (ou residual) no eixo y e a tensão de confinamento no eixo dos x . A interceptação y da curva que corresponde aos resultados do teste é a coesão, e a inclinação da linha ou curva é o ângulo de fricção.

Os testes diretos de cisalhamento podem ser realizados em várias condições. A amostra normalmente está saturada antes do teste ser executado, mas pode ser executado no conteúdo de umidade *in situ*. A taxa de tensão pode ser variada para criar um teste de condições não drenadas ou drenadas, dependendo se a estirpe é aplicada lentamente o suficiente para água na amostra para evitar a acumulação de pressão de poro-água. É necessário o uso de equipamento de teste de cisalhamento direto para realizar a avaliação. O teste usando o equipamento específico para avaliação do cisalhamento direto determina a resistência ao cisalhamento em solo drenado consolidado de um material testado.

As vantagens do teste de cisalhamento direto em relação a outros testes de cisalhamento são a simplicidade de instalação e equipamentos utilizados e a capacidade de testar sob diferentes condições de saturação, drenagem e consolidação. Essas vantagens devem ser comparadas com a dificuldade de medir a pressão da água dos poros quando se ensaiam em condições não drenadas, e possíveis resultados falsos de forçar o plano de falha a ocorrer em um local específico.

3. METODOLOGIA

Esta pesquisa é de caráter experimental, com a finalidade de desenvolver comparativos das correlações entre os dados de ensaios SPT e os parâmetros de resistência ao cisalhamento de solos. Ela foi realizada como continuidade de outras pesquisas realizadas no CEULP/ULBRA, especificamente foram usados o material de Bossonaro (2017) e Carvalho (2017). Que estudaram o potencial de colapso no solo.

3.1. LOCALIZAÇÃO

Foram retiradas amostras indeformadas de dois empreendimentos localizados na quadra 107 N e 110 N. (Figura 5) se mostra a localização do empreendimento do caso de estudo da quadra 107 N, enquanto o local da quadra 110 N não será identificado a pedido da construtora.

Também foi retirado material em amostras deformadas para a realização de ensaios de caracterização física (granulometria, Limites de Atterberg, umidade).

Figura 5: Localização da quadra 107 Norte Palmas-TO



Fonte: Google Maps, (2017).

3.2. AMOSTRAGEM

Para a execução dos ensaios foi necessária a retirada de amostras indeformadas e deformadas em conformidade com a NBR 9604/1986. As amostras deformadas (Figura 6) foram captadas em dois pontos na 107 norte, amostra (A) Bossonaro (2017), 110 norte, amostra (B) Carvalho (2017), para assim obter maior precisão nos resultados, cada amostra com cerca de 5 Kg.

Figura 6: Coleta de amostra deformada.



Fonte: Autor (2018).

A amostra indeformada (Figura 7 e 8) foi obtida em dois pontos de estudos, a mesma foi obtida com a penetração de uma caixa de chapa metálica pré-fabricada com dimensões de 30x30x30 cm, sem tampa e fundo, em seguida foi retirada a terra das laterais da amostra e cortada no fundo com um arame cozido em seguida toda a caixa foi envolvida em papel filme, na realização do ensaio no laboratório iniciar o processo de impermeabilização da mesma com talargaça e parafina, para mante as condições naturais do solo, para a retirada dos corpos de prova para a realização do ensaio de cisalhamento direto.

Figura 7: Coleta da amostra indeformada.



Fonte: Autor (2018)

Figura 8: Amostra indeformada.



Fonte: Autor (2018)

Amostra (A) foram retiradas aproximadamente 1 m² da superfície e 1,20 m de profundidade e a amostra (B) foram retirados 1,35 m de profundidade em relação a superfície. Os materiais utilizados foram: enxada, pá, alavanca, picareta, espátula, colher de pedreiro, caixa de chapa metálica, papel filme, arame cozido e saco plástico, as amostras foram retiradas conforme a NBR 9604/1986 para assim eliminar o solo contaminado da superfície.

3.3. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO FÍSICA

Os ensaios de caracterização dos índices físicos, da amostra de solo (A) e amostra de solo (B), foram realizados de acordo com a sistemática das normas brasileiras: NBR 7181/2016 para a granulometria; NBR 6459/2016 para os limites de liquidez, NBR 7180/2016 para os limites de plasticidade, anexo B da NBR 6458/2016 para a massa específica e o anexo A da NBR 6457/2016 para determinação do teor de umidade do solo.

3.3.1 Ensaio de granulometria

Os ensaios de granulometria foram realizados de acordo com a NBR 7181/2016, que classifica o solo quanto a sua dimensão através do peneiramento, o objetivo primordial desse ensaio de granulometria foi obter a curva granulométrica de um solo.

Os aparelhos e matérias utilizados para a realização do ensaio foram: amostra de solo, balança de precisão 0,1g, série de peneiras ABNT, agitador de peneiras, recipiente para armazenar a amostra, relógio, estufa.

Preparação da amostra de solo, no laboratório, foi realizado a secagem de solo ao ar, desmanche dos torrões e, em seguida, foi feito homogeneizasse do material, pesou-se a amostra de solo seco ao ar (Figura 9) e foi peneirado o material na #10 (2,00mm), o material que ficou retido foi denominado solo grosso, o passante como solo fino.

Figura 9: Amostra de solo seco.



Fonte: Autor (2018).

O procedimento experimental foi o peneiramento do grosso é realizado utilizando-se a quantidade de solo que ficou retida na #10 (2,00mm), em seguida, foi lavado o material na #10 e colocado na estufa para retirada da umidade. As peneiras de aberturas maiores e igual a #10 foram colocadas uma sobre as outra com as aberturas das malhas crescendo de baixo para cima, em seguida foi feito a vibração de um conjunto de peneiras, simultaneamente. Foi pesado a fração que ficou retidas em cada peneira, até chegar na #10 (2,00mm).

O peneiramento fino foi realizado com 120g de solo que passou na #10 (2,00mm), em seguida, foi despejado o material na #200 (0,075mm), foi lavado e colocado na estufa para a perda de umidade, foram juntadas e empilhadas as peneiras de aberturas entre #10 (2,00mm) e #200 (0,075mm), em seguida colocou o material

seco no conjunto de peneiras para agitar Figura 10. Foi pesado a fração de solo retida em cada peneira.

Figura 10: Série de peneiras no agitador.



Fonte: Autor (2018).

Para amostra (A) e amostra (B), foram calculadas e traçadas as curvas de distribuição granulométrica, realizando marcações no eixo das abcissas, em escala logarítmica, os “diâmetros” das partículas e no eixo das ordenadas, em escala natural, os percentuais das partículas menores do que os diâmetros considerados, isto é, os percentuais de solo que passam nas peneiras.

3.3.2 Ensaio de umidade

Este ensaio foi conduzido pela NBR-6457/2016 - Determinação do Teor de Umidade do Solo, teve o objetivo de quantificar a presença de líquido na amostra de solo. Os materiais utilizados foram: peneiras 19mm e 4,8mm, estufa, balança de precisão de 0,1g, bandeja metálica grande, cápsulas Metálicas, almofariz (ou pilão), mão de grau, três cápsulas de alumínio.

Inicialmente foram pesadas as cápsulas para obter sua tara, em seguida foi disposto a amostra dentro da cápsula e pesadas novamente, foram repetidos esse procedimento com todas as três amostras e, posteriormente, realizou a lavagem das três cápsulas e colou-se à estufa, onde permaneceu por 24 horas. Após esse período, as águas higroscópicas, capilares e livres contidas nas amostras foram evaporados e, obteve os três pesos do solo. Com isso o resultado final foi a média aritmética do

resultado das três amostras, sendo calculado o teor de umidade do solo, pela a Equação 9:

$$W_o = \frac{M_1 - M_2}{M_2 - M_3} \times 100 \quad (9)$$

Onde:

W_o Teor de umidade (%);

M_1 Massa do solo úmido (g);

M_2 Massa do solo seco (g);

M_3 Massa da capsula metálica (g).

3.3.3 Limites de atterberg

O limite de liquidez tem como objetivo, à passagem do estado plástico para o estado líquido devido à elevação da umidade, a normativa que realizou este ensaio foi a NBR 6459/2016 – Determinação do Limite de Liquidez de Solos, que determina o (LL) em função do número de golpes no aparelho Casagrande.

Os equipamentos utilizados para ensaio foram: balança de precisão de 0,1g, estufa para secagem dos CPs, recipiente de porcelana, placa de vidro, garrafa plástica, espátula, cinzéis, cápsulas para a determinação da umidade, aparelho Casagrande.

Iniciou-se o ensaio através da adição de água em uma parcela do solo previamente separada e utilizou-se 200g de solo. Foi misturado até a sua homogeneização e então, transferida para a concha de Casagrande (Figura 11). Em seguida, realizou-se o ensaio com uma altura da queda concha de 1,0 cm, com frequência de duas quedas por segundo e através do cinzel foi realizada uma ranhura em sua parte central.

Figura 11: Aparelho Casa Grande



Fonte: Autor (2018).

Foram contados os golpes necessários para fechar a parte central da ranhura do solo em aproximadamente amostra (A) com 13 mm e amostra (A) com 14 mm e então tomado o teor de umidade do solo. Através dos resultados de umidade e de número de golpes, foi plotado um gráfico e feita uma regressão linear dos pontos onde o (eixo y) com o número de golpes e (eixo x) o teor de umidade. O LL consiste no teor de umidade em que os solos se encontram para que com 25 golpes seja fechada a ranhura aberta no solo para execução do ensaio. Este valor é tipicamente determinado a partir de uma equação linear, em que o número de golpes é apresentado em uma escala logarítmica.

A transição do estado plástico para o estado semi-sólido é determinada pelo limite de plasticidade (LP). O ensaio é normatizado pela NBR-7180/2016 - Determinação do Limite de Plasticidade de Solos.

Para realização do ensaio do limite de plasticidade, foram utilizados os seguintes materiais: placa de vidro fosco, espátula, balança de precisão de 0,1g, estufa, vasilhame de porcelana, gabarito de formato cilíndrico e amostras de solo.

Inicialmente, foi feito o rolamento com a palma da mão, com um bastão moldado de solo com aproximadamente 10 cm de comprimento e 3 mm de diâmetro em uma placa de vidro (Figura 12), até que a perda de umidade resulte em trincas que chegar às dimensões estabelecidas, logo em seguida acrescentar água, homogeneizar novamente e então repetir todo o processo.

Figura 12: Amostra sendo moldada ao lado do gabarito



Fonte: Autor (2018).

A atividade finalizou-se quando a amostra se dividiu em pequenos fragmentos com as dimensões estabelecidas, que então foram dispostos em um recipiente, depois aferido o peso e por fim as amostras levadas para estufa com temperatura entre 105 e 110°C por 24 horas para verificar a umidade. O procedimento foi feito cinco vezes para amostra (A) e cinco vezes para amostra (B).

A média dos valores de umidade deverá ser calculada aceitando valores cuja variação seja de até 5% da média, esse valor encontrado é o (LP).

O índice de plasticidade foi determinado em função do limite de liquidez e do limite de plasticidade através da seguinte equação 10:

$$IP = LL - LP \quad (10)$$

O IP procura medir a plasticidade do solo e representa a quantidade de água necessária a acrescentar ao solo para que este passe do estado plástico para o líquido. Segundo Caputo (1988) é possível classificar o solo através do IP da seguinte maneira:

- IP = 0 → Não Plástico;
- 1 < IP < 7 → Fracamente Plásticos
- 7 < IP < 15 → Mediamente Plásticos
- IP > 15 → Altamente Plásticos.

3.3.4 Determinação da massa específica

Este ensaio foi realizado com base na NBR-6458/2016 - Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, que objetiva a determinar a massa específica dos grãos. O ensaio é necessário para a determinação do índice de vazios e demais índices físicos do solo. Os materiais utilizados nesse ensaio foram: recipientes pequenos e grandes de porcelana, aparelhos de dispersão, fogareiro (banho-Maria), balança de precisão de 0,1g, funil de vidro, termômetro, espátulas, pinceta com água destilada, picnômetro de 500 cm³, peneira abertura 4,8 mm e amostra de solo.

Os ensaios se inicia com cerca de 50 gramas da amostra de solo seco, foram utilizados para os ensaios, da amostra (A) e da amostra (B), em seguida foi adicionado água destilada, até que o material estivesse em completa imersão para a sua homogeneizado, permanecendo durante 12 horas no mínimo, posteriormente foi anotado a M1.

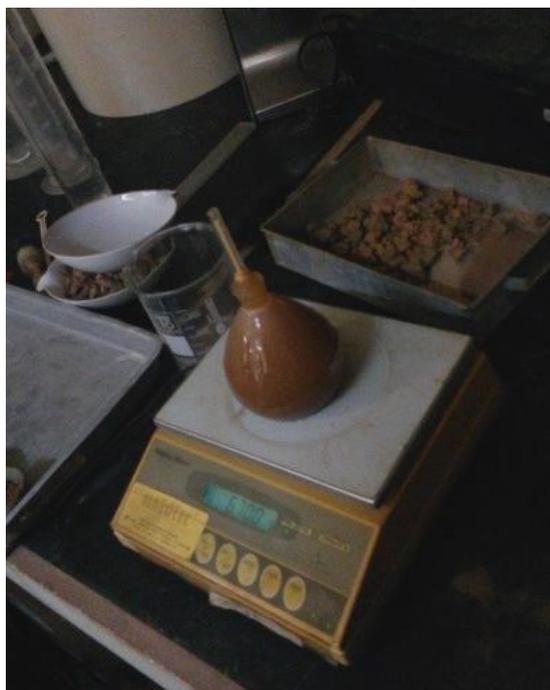
Foi adicionada a amostra, no picnômetro, com auxílio do funil de vidro, lavando-se o copo de dispersão e o funil com água destilada para completa remoção do material, acrescentando água para que não ocorresse perda de material (Figura 13). Em seguida acrescentou-se água destilada no picnômetro e foi levado para banho-maria durante 30 min, adicionando água destilada para compensar a evaporação, para eliminar as bolhas de ar do interior do picnômetro. Deixou-se o picnômetro em repouso até que voltasse para temperatura ambiente, logo em seguida, os conjuntos de picnômetro + solo + água, foram pesados (Figura 14) e anotou-se como M2.

Figura 13: Material sendo transferido ao picnômetro.



Fonte: Fonte: Autor (2018).

Figura 14: Pesagem do Picnômetro + Solo + água.



Fonte: Autor (2018).

Por fim foram determinados, com resolução de 0,1°C, a temperatura T da massa do picnômetro cheio de água até a marca de referência, e anotou-se como M3, para se obter o resultado final, da massa específica foi utilizado a equação 11.

$$\delta = \frac{M1 \times \frac{100}{100+w}}{\left[M1 \times \frac{100}{100+w} \right] + M3 - M2} \times \delta T \quad (11)$$

Onde:

δ = Massa específica dos grãos do solo (g/cm³)

δT = Massa específica da água na temperatura T de ensaio, obtida na Tabela da NBR 6508/84

w = Umidade inicial da amostra (%)

M1 = Massa do solo úmido (g)

M2 = Massa do balão + solo úmido + água na temperatura T de ensaio (g)

M3 = Massa de calibração do Balão + água na temperatura de ensaio (g)

3.4. CLASSIFICAÇÃO DO SOLO A PARTIR DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO

A partir dos ensaios de caracterização (Limites de Atteberg e granulometria) foi realizada a classificação do solo pelo método SUCS apresentado no item 2.5, de forma a determinar a influência das frações finas e grossas no solo. Isto permitiu identificar as fórmulas e correlações apropriadas para o tipo de solo, coesivo ou granular, que foram estudados

3.5. ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Os ensaios foram realizados conforme a ASTM D 3080 (Standard Test Method for Boron in Water), pois não existe norma brasileira específica para o referido ensaio, que consiste na aplicação de um plano de cisalhamento ao corpo de prova devidamente acomodado na caixa bipartida.

Os ensaios de cisalhamento direto, foram utilizados, 4 corpos de prova para amostra (A) e 4 corpos de prova para amostra (B), que foram submetidos aos testes em condição saturada, por se tratar da condição mais desfavorável, através da

obtenção de corpos de prova indeformados, a partir da amostra indeformada retirada em campo, onde o processo de confecção do corpo de prova para ensaio, deu-se início da seguinte forma, o cravamento dos moldes de 6 x 6 cm (Figura 15).

Figura 15: Corpo de prova para cisalhamento.



Fonte: Autor (2018).

Dando início aos ensaios, foi instalado a caixa de cisalhamento (onde se encontrava o corpo de prova acomodado entre as pedras porosas e as placas dentadas) na prensa hidráulica de tal forma que o corpo de prova foi mantido entre a borda inferior e superior da caixa de cisalhamento (Figura 16).

Figura 16: Caixa de cisalhamento instalada.



Fonte: Autor (2018).

Ao longo do ensaio foram aplicadas as seguintes tensões normais: 12,5; 25; 50; 100 KPa. Os corpos de prova foram submetidos a uma velocidade de deslocamento horizontal de (0,044mm/min), que se permaneceu constante até a ruptura do mesmo por cisalhamento. Durante o ensaio foram observados os deslocamentos horizontais e a deformação do anel dinamométrico, que foram utilizados para a elaboração da curva tensão cisalhante x deslocamento horizontal e posteriormente o ajuste linear da curva de tensão cisalhamento x tensão normal que permitiu obter o ângulo de atrito e os valores de coesão do material (corpo de prova), que será apresentado no item 4. A Figura 17 podemos observar a realização do ensaio de cisalhamento direto manual e a Figura 18, observamos um corpo de prova que sofreu a ruptura por cisalhamento.

Figura 17: Execução do ensaio de cisalhamento direto manual



Fonte: Autor (2018).

Figura 18: Corpo de prova após ruptura por cisalhamento.



Fonte: Autor (2018).

Os principais objetivos desses ensaios foram para obter:

c – coesão do solo

σ - tensão normal total

u – tensão neutra

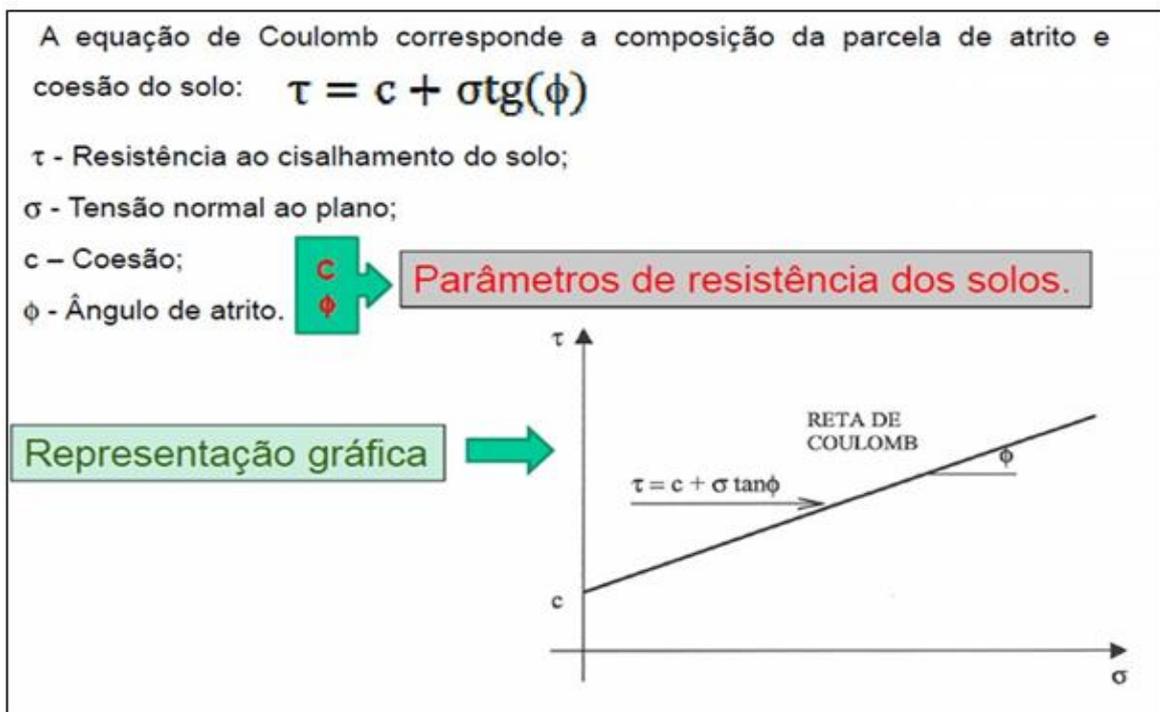
ϕ' - ângulo de atrito interno

Estes ensaios foram submetidos as seguintes equações:

- Deformação cisalhante específica: $\epsilon_{hi} = l_{hi}/L$; l_{hi} - leitura horizontal; L - lado do C.P;
- Variação de volume do c.p.: $\Delta v_i = l_{vi}.A$;
- Força cisalhante: $T_i = K.l_{mi}$; l_{mi} - leitura do anel ; K - constante do anel;
- Tensão cisalhante: $\tau_i = T_i/A$; A - área do C.P;
- Tensão normal aplicada: $\sigma = N/A$; N - Carga normal.

A Figura 19 apresenta a equação de Coulomb e o diagrama que resultou nos valores do ângulo de atrito e coesão do solo.

Figura 19: Equação de Coulomb.



Fonte: Adaptado pelo autor de Krainer (2010).

3.6. APLICAÇÕES DAS FÓRMULAS EMPÍRICAS PARA A ESTIMATIVA DOS PARÂMETROS RESISTENTES DO SOLO A PARTIR DO N_{SPT}

Foram utilizados os resultados de ensaios de sondagem a percussão dos solos da quadra 107 N e 110 N, o laudo do SPT foi fornecido pela empresa que executou o ensaio, que informa a resistência da penetração do solo nas zonas geotécnica.

Foram realizados os levantamentos das fórmulas empíricas das correlações entre o SPT e os parâmetros resistentes do solo, dos autores publicados na literatura, para obter características do solo, tais como:

- Coesão do solo

A Equação 8 do item 2.9.7 foi desenvolvida por Bowles (1997), para os solos coesivos, foi utilizado o método $k \cdot N_{SPT}$, para obter a correlação entre resistência não drenada e N_{SPT} .

Alonso (1943) desenvolveu Tabela 1 que tem a correlações do N_{SPT} , com a coesão de solos argilosos, esse método que caracteriza o solo e mais rápido, pois apenas pela descrição do material, já tem uma estimativa da coesão do solo. Os valores da Tabela foram usados como parâmetros de resistência do solo através de formulações levantadas.

- Ângulo de Atrito

O método de Gibbs e Holtz (1957) apresentado na Equação 1 é para solos não coesivos que apresentar umas correlações entre o valor de N_{SPT} e densidade relativa de areias essas fórmulas e associado à De Mello (1971), agrupando essas fórmulas é possível relacionar valores de N_{SPT} com ângulo de atrito, Skempton (1967) é possível também calcular a densidade relativa Equação 3, que foram realizados os cálculos e analisados.

DE MELLO (1971) apresenta na Equação 2 agrupado que é possível obter o ângulo de atrito de atrito para solos não coesivos em função da densidade relativa e do N_{SPT} .

Método de Yoshida (1988) apresenta um método para obtenção da densidade areia Equação (4) associado a Meyerhof (1959) que objetivou a calcular o ângulo de atrito Equação (5).

Método de Godoy (1983) Equação (6) e Teixeira (1996) Equação (7), partir do N_{SPT} foi possível determinar o ângulo de atrito.

3.7. COMPARAR OS PARÂMETROS RESISTENTES OBTIDOS NO ENSAIO COM OS CALCULADOS PELAS FÓRMULAS EMPÍRICAS

Foram comparados os parâmetros resistentes obtidos no ensaio com os calculados pelas fórmulas empíricas e os resultados obtidos no item 3.5 foram comparados com os valores dos parâmetros existentes (coesão e ângulo de atrito) calculados através das formulas do item 3.6.

Desta forma foi avaliada a aplicabilidade das correlações entre o SPT e os parâmetros existentes do solo para os casos de estudo.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste item serão apresentados os resultados realizados no laboratório com amostras de solos, do Bossonaro (2017), amostra (A) e Carvalho (2017), amostra (B). Obteve-se os resultados dos ensaios de cisalhamento direto, granulometria, ensaio de umidade, limites de Atterberg, determinação da massa específica e a classificação do solo pelo método SUCS e os parâmetros obtido indiretamente através de fórmulas matemáticas e Tabelas, fazendo-se uso de gráficos e Tabelas.

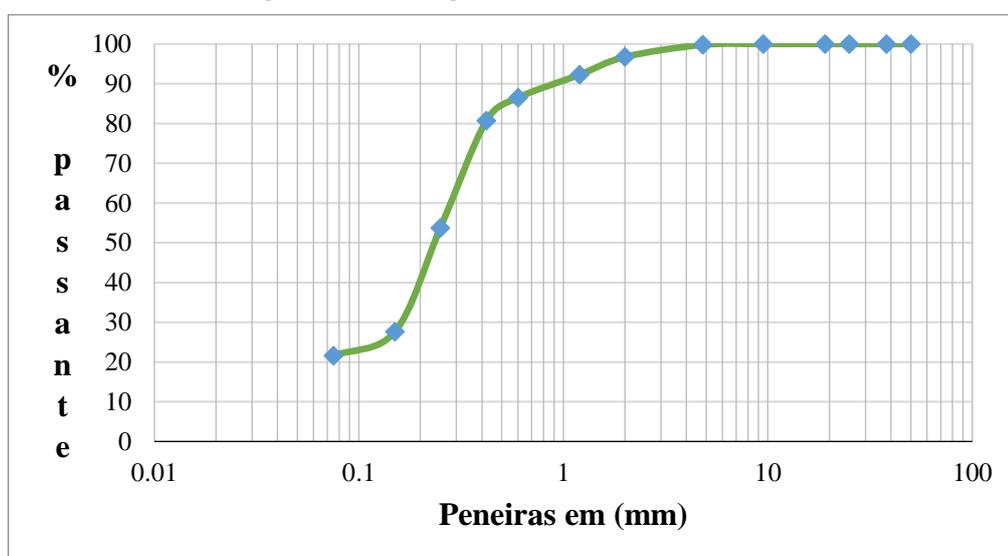
4.1 ENSAIO DE GRANULOMETRIA

Nesses ensaios foram possíveis analisar a granulométrica, de cada amostra de solo natural (amostra A e B), por peneiramento, conforme NBR 7181/2016.

4.1.1 Amostras de solos (A)

As Figuras (20 e 21) mostra a confecção da planilha com detalhamento do material retido em cada peneira da série (APÊNDICE A e B), foram elaboradas as curvas granulométrica para cada amostra 1A e 2A.

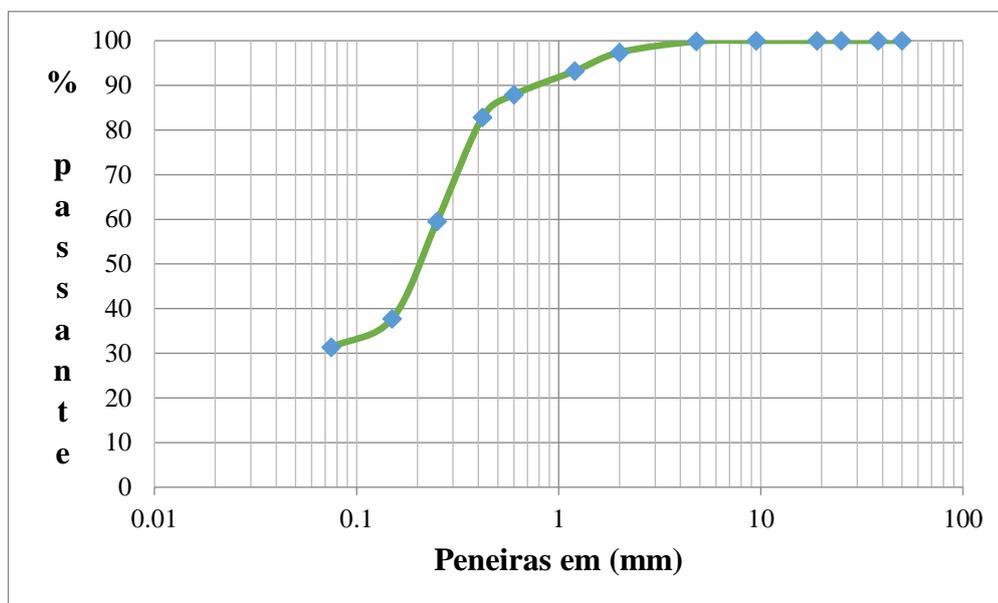
Figura 20: Curva granulométrica - Amostra 1A.



Fonte: Autor (2018).

Para a amostra 1A, mostra-se que ocorreu a presença de 3,3% de pedregulho, constituindo-se o solo de 75,2 % de areia, sendo: 16 % de areia grossa; 59,2 % de areia fina e 21,5 % de fração de finos (argila e silte).

Figura 21: Curva granulométrica - Amostra 2A.



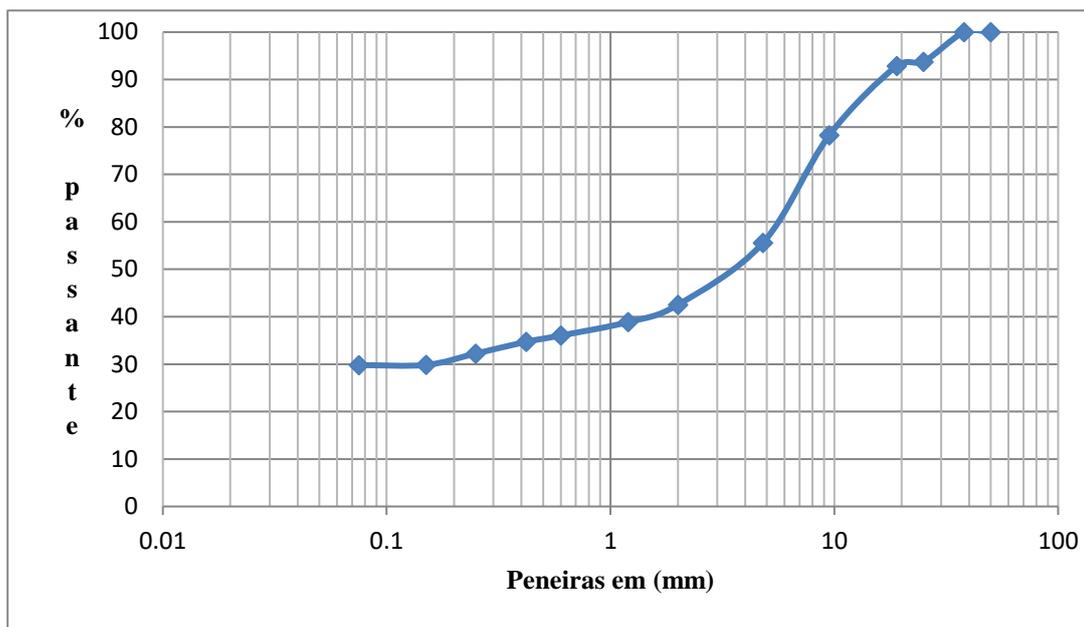
Fonte: Autor (2018).

Para a amostra 2A, mostra-se que ocorreu a presença de 2,60% de pedregulho, constituindo-se o solo de 70 % de areia, sendo: 14,5 % de areia grossa; 51,5 % de areia fina e 31,4 % de fração de finos argila e silte.

4.1.2 Amostras de solos (B)

Dando início, com a realização do ensaio e em seguida a elaboração da planilha das amostras (1B e 2B), com detalhamento do material retido em cada peneira da série (Apêndice APÊNDICE AC e D), foi elaborada a curva granulométrica para cada amostra, (Figuras 22 e 23).

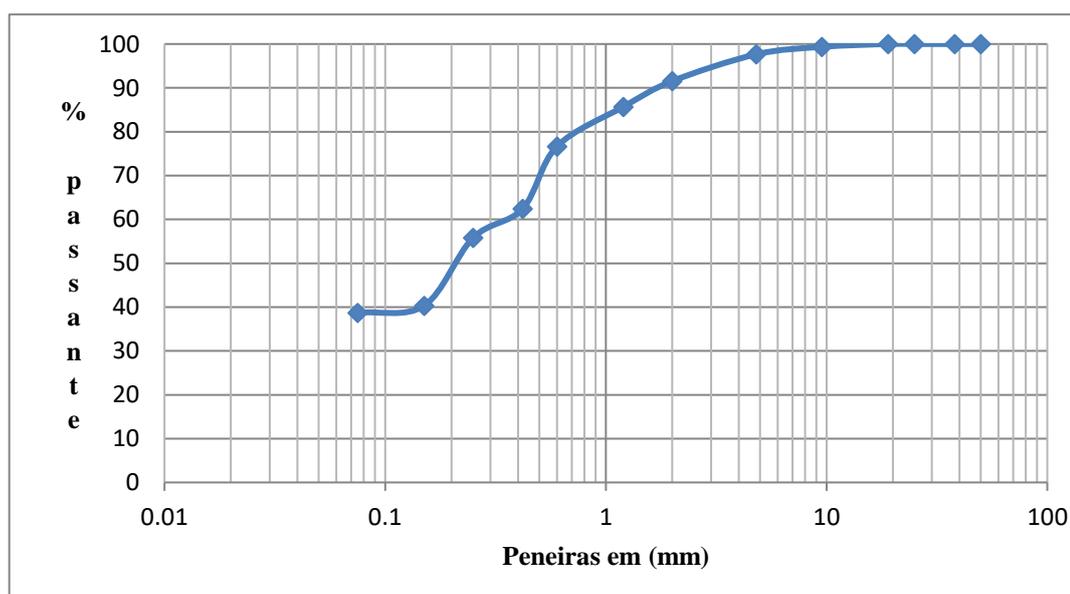
Figura 22: Curva granulométrica - Amostra 1B.



Fonte: Autor (2018).

Avaliando-se a curva granulométrica da amostra 1B, mostra-se que ocorreu, com a maior parte do solo apresenta granulometria predominantemente grossa, sendo 57,5% caracterizada como pedregulho, 7,8% de areia grossa, 4,9% de areia fina e 29,8% de argila e/ou silte.

Figura 23: Curva granulométrica - Amostra 2B.



Fonte: Autor (2018).

Em análise a curva granulométrica da amostra 2B, observa-se que sua granulometria também tem a grande parte é predominantemente grossa, sendo 8,5% caracterizada como pedregulho, 29,1% de areia grossa, 23,7% de areia fina e 38,7% de argila e/ou silte.

Por fim amostra (A e B) apresentaram grande parcelas de material que passante na peneira 200 (0,075 mm). Em comparativos das amostras ensaiadas, foram observados que as quatro amostras têm uma grande predominância de material de granulometria grossa.

4.2 ENSAIO DE UMIDADE

Foram determinados os teores de umidades do solo, no laboratório, obtendo-se os resultados das amostras (A e B). A metodologia desses ensaios foi descrita o item 3.3.2.

4.2.1 Amostras de solos (A)

Obteve-se o teor de umidade das duas amostras de solo, representada no (APÊNDICE A), que tiveram teores de umidades menores que 10%, isso pode ter ocorrido porque o material ligante presente nas frações argilosas em contato com as partículas de areia propiciem uma resistência cisalhante que resiste à deformação.

4.2.2 Amostras de solos (B)

Obteve-se o teor de umidade das duas amostras de solo, de acordo demonstrado na APÊNDICE AA e B. foi feito a médio dos teores de umidades das amostras de solo 1B e 2B, que resultou em 10,9% e 18,2% respectivamente. O valor da umidade natural, quando comparada com os limites de consistência, indica que a amostra 1 encontra-se no estado plástico, enquanto a amostra 2 apresenta a umidade limite entre o estado plástico e o semissólido.

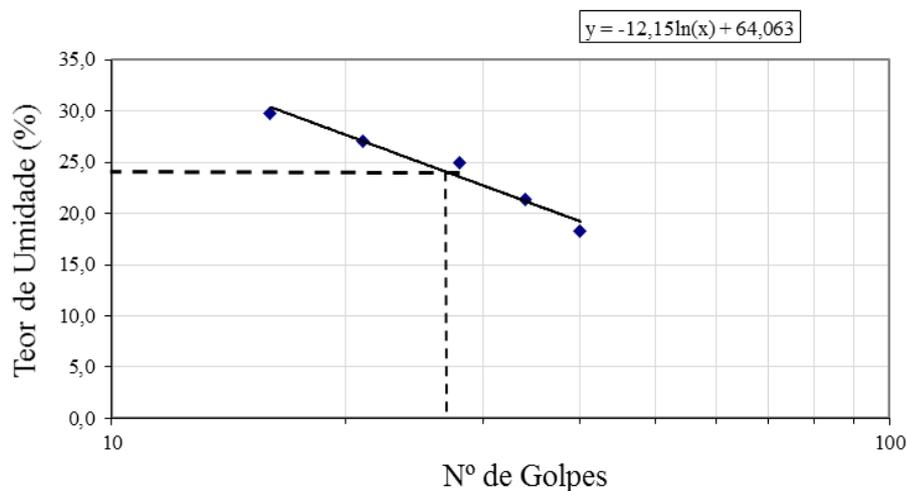
4.3 LIMITES DE CONSISTÊNCIA

Os resultados obtidos em laboratório, estão representados em Tabelas na (Apêndice I e J) para amostra A e (Apêndice K e L) para amostra B, em seguida, foram elaborados os gráficos, de cada amostra, que nos demonstra que a relação do teor de umidade em porcentagem do solo pelo número de golpes.

4.3.1 Amostras de solos (A)

O solo da amostra 1A, resultou com limite de plasticidade com valor 15,24 %, representada na Tabela no Apêndice I, e seu limite de liquidez resultou em um valor de 24,95 %, extraído da projeção de 25 golpes na curva linearizada dos dados apresentados no apêndice J, como se verifica na (figura 24).

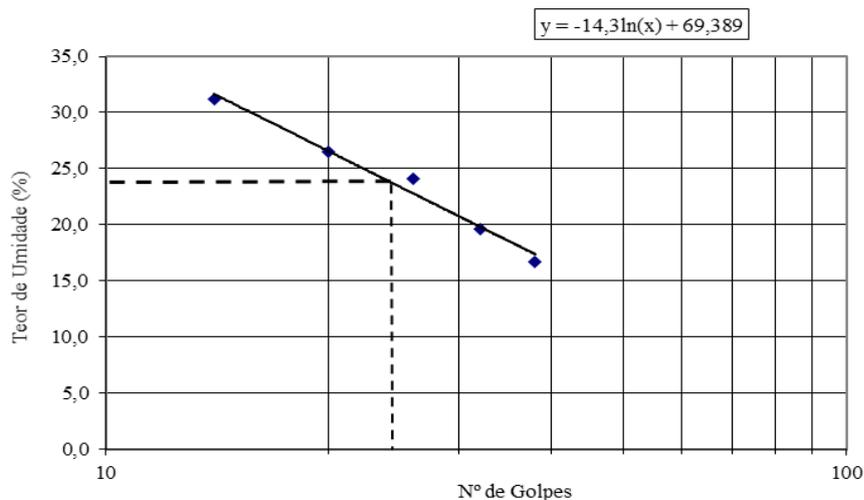
Figura 24: Limite de liquidez - Amostra 1A.



Fonte: Autor (2018).

O solo da amostra 2A, resultou com limite de plasticidade com valor 14,10 %, representada na tabela no apêndice I, e seu limite de liquidez resultou em um valor de 23,36 %, e também extraído da projeção de 25 golpes na curva linearizada do (figura 25) dos dados apresentados no apêndice J.

Figura 25: Limite de liquidez - Amostra 2A.



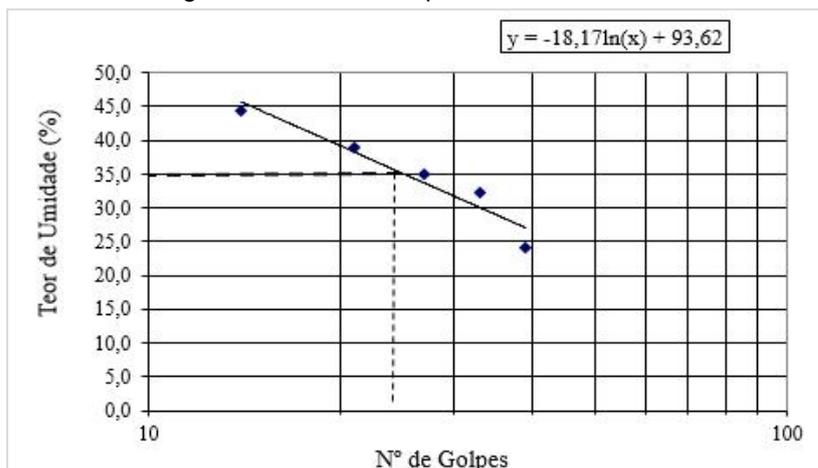
Fonte: Autor (2018).

Logo o índice de plasticidade (IP), as amostras 1A e 2A apresentam os valores 9,71% e 9,26%. Segundo Caputo (1988) é possível classificar estes solos como mediamente plásticos.

4.3.2 Amostras de solos (B)

O solo da amostra 1B, resultou com limite de plasticidade com valor 19,7 %, representada na tabela no Apêndice k, e seu limite de liquidez resultou em um valor de 35,1 %, extraído da projeção de 25 golpes na curva linearizada dos dados apresentados no apêndice L, verifica na figura 26.

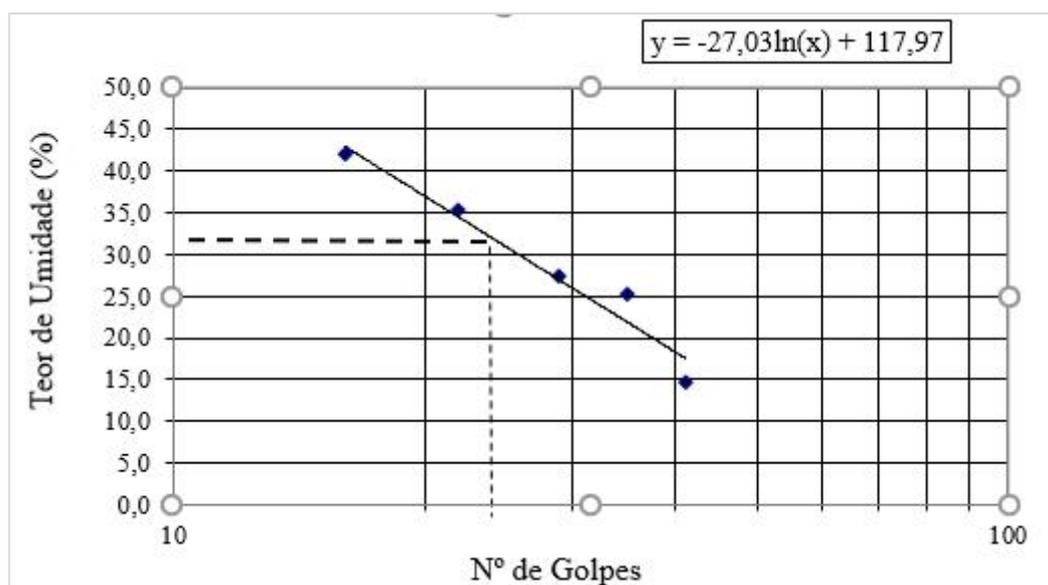
Figura 26: Limite de liquidez - Amostra - 1B



Fonte: Autor (2018).

O solo da amostra 2B, resultou com limite de plasticidade com valor 18,2%, representada na tabela no apêndice K, e seu limite de liquidez resultou em um valor de 31%, e também extraído da projeção de 25 golpes na curva linearizada (figura 27) dos dados apresentados no apêndice L.

Figura 27: Limite de liquidez - Amostra - 2B.



Fonte: Autor (2018).

Logo o índice de plasticidade (IP), as amostras 1B e 2B apresentam os valores 15,4% e 12,8%. Segundo Caputo (1988) é possível classificar o solo 1B como altamente plástico e o solo 2B como mediamente plástico. O índice de consistência (IC) das amostras indicam tendência para solo de consistência dura, obtendo valores de IC 1,57 e 1,00 para amostras.

4.4 MASSA ESPECÍFICA DOS GRÃOS

Os ensaios de massa específica dos grãos, foram executados conforme a metodologia do item 3.3.4, obtendo a massa dos grãos que passa na peneira 4,8 mm. Para realização dos ensaios das amostras (A e B) foram ensaiadas duas vezes por amostra, sendo o resultado a média dos valores.

4.4.1 Amostras de solos (A)

Para amostra 1 obteve como resultado o valor de 2,646 g/cm³ e para amostra 2 obteve o valor de 2,675 g/cm³, com resultado final a média dos valores, conforme demonstra na Apêndice M.

4.4.2 Amostras de solos (B)

O ensaio de massa específica dos grãos obteve como resultado médio o valor de 2,71 g/cm³ para a amostra 1 e 2,67 g/cm³ para amostra 2, conforme demonstra na Apêndice N.

4.5 RESUMO DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO FÍSICA

As tabelas 4 e 5 apresentam um resumo dos resultados dos ensaios de caracterização física.

4.5.1 Amostra (A)

Tabela 4: Resumo dos resultados de caracterização física.

Ensaio de Caracterização Índices Físicos	Símbolo Unidade	Amostra 1	Amostra 2
		Prof. 1 m	Prof. 1 m
Umidade Natural	W (%)	6,9	8,0
Massa Específica dos Grãos	δ (g/cm ³)	2,572	2,625
Massa Específica natural	γ_d (g/cm ³)	1,48	1,46
Massa Específica seca	γ_s (g/cm ³)	1,384	1,352
Índice de vazios Inicial	e_0	0,911	0,979
Grau de Saturação Inicial	Sr (%)	20,04	21,86
Altura dos sólidos	Hs (cm)	1,864	1,801
Altura da Amostra	H (cm)	3,563	3,563
Limite de Liquidez	LL (%)	24,95	23,36
Índice de vazios Limite de Liquidez	e_L	0,566	0,534
Limite de Plasticidade	LP (%)	15,24	14,1
Índice de Plasticidade	IP (%)	9,71	9,26
Classificação SUCS	-	(SC)	(SC)
		Areia Argilosa	Areia Argilosa

Fonte: Autor (2018).

4.5.2 Amostra (B)

Tabela 5: Resumo dos resultados de caracterização física.

Ensaio de Caracterização Índices Físicos	Símbolo Unidade	Amostra 1 Prof. 6 m	Amostra 2 Prof. 0,5 m
Umidade Natural	W (%)	10,90	18,20
Massa Específica dos Grãos	δ (g/cm ³)	2,71	2,67
Massa Específica natural	γ_d (g/cm ³)	1,62	1,58
Massa Específica seca	γ_s (g/cm ³)	1,46	1,34
Índice de vazios Inicial	e_0	0,86	1,00
Grau de Saturação Inicial	Sr (%)	34,54	48,72
Limite de Liquidez	LL (%)	35,10	31,00
Índice de vazios Limite de Liquidez	e_L	0,95	0,83
Limite de Plasticidade	LP (%)	19,70	18,20
Índice de Plasticidade	IP (%)	15,40	12,80
Classificação SUCS	-	(SC)	(SC)
		Areia Argilosa com pedregulho	Areia Argilosa

Fonte: Autor (2018).

4.6 CLASSIFICAÇÃO SUCS

4.6.1 Classificação amostra (A)

A partir dos resultados dos ensaios de granulometria e índice de plasticidade (IP), foi utilizado o item 2.5, da Figura 1 para classificação dos solos, pelo método SUCS. Para amostras 1 e 2, os solos resultou em suas classificações como areias argilosas (SC).

4.6.2 Classificação amostra (B)

A partir dos resultados dos ensaios de granulometria e índice de plasticidade (IP), foi utilizado o item 2.5, da Figura 1 para classificação dos solos, pelo método SUCS. Para amostra 1, o solo foi classificado de acordo com o sistema SUCS como areia argilosa com pedregulho (SC). Para amostra 2, o solo foi classificado de acordo com o sistema SUCS como areia argilosa (SC), apresentando menos de 15% de pedregulho.

4.7 CISALHAMENTO DIRETO

Neste Item serão apresentados os resultados dos ensaios de cisalhamento direto, obtendo-se coesão e ângulo de atrito, que foram utilizadas duas amostras de solos (A e B) nas condições saturada.

Amostras de solos (A):

Após a realização dos ensaios de cisalhamento direto, fez-se possível o processamento dos dados para a elaboração das Tabelas 6, 7, 8 e 9, para assim desenvolver os gráficos tensão versus deformação, expostos nas figuras 28, 29, 30 e 31, que estão exibidos abaixo.

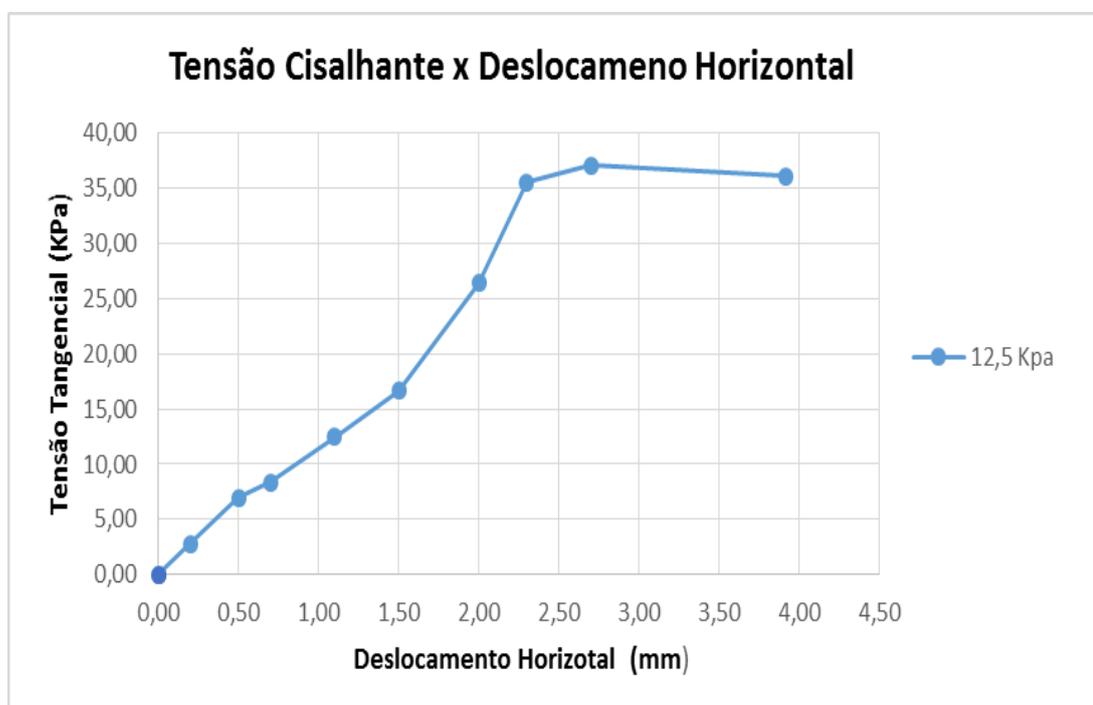
Tabela 6: Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 12,5 KPa.

CARREGAMENTO DE 4,5 KG					
ÁREA CP	36	cm ²			
CP	Tensão Normal (Kpa)	Deslocamento Horizontal (mm)	Força Tangencial (Kgf)	Tensão Normal Corrigida (Kgf/cm ²)	Tensão Tangencial (KPa)
1	12,5 Kpa	0,00	0,00	0,00	0,00
		0,2	1,00	0,03	2,78
		0,5	2,5	0,07	6,94
		0,7	3,00	0,08	8,33
		1,1	4,5	0,13	12,50
		1,5	6,00	0,17	16,67
		2	9,5	0,26	26,39
		2,3	12,8	0,36	35,56
		2,7	13,35	0,37	37,08
		3,92	12,99	0,36	36,08

máx

Fonte: Autor (2018).

Figura 28: Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 12,5KPa.



Fonte: Autor (2018).

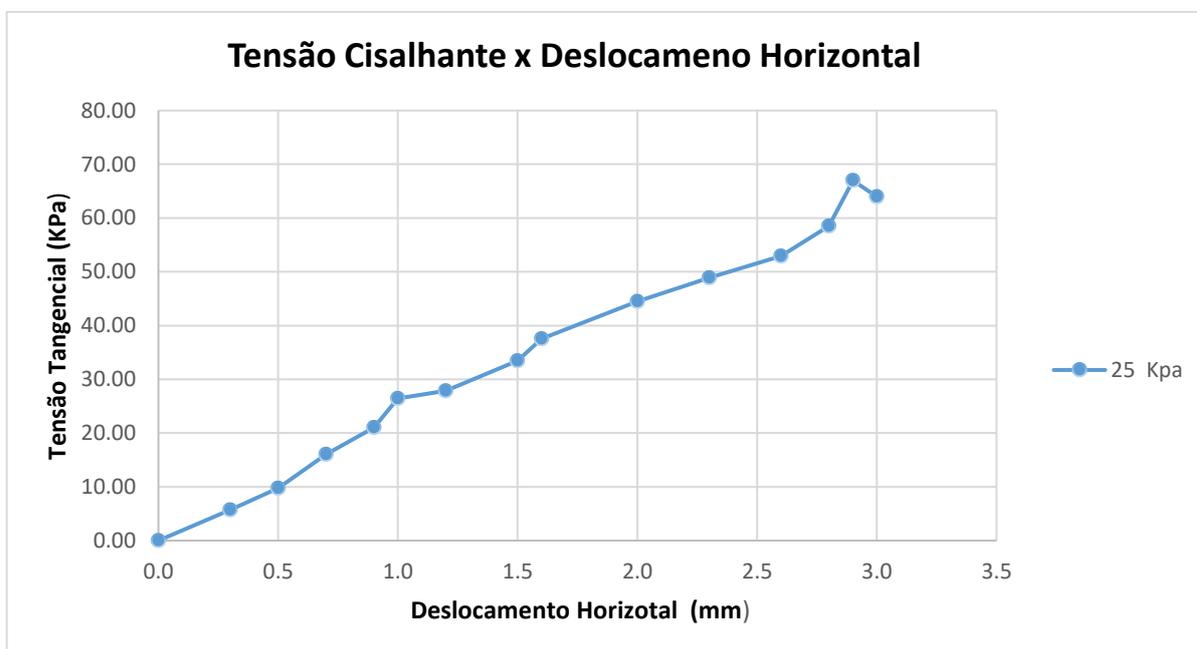
Tabela 7: Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 25 KPa.

CARREGAMENTO DE 9 KG					
ÁREA CP	36	cm ²			
CP	Tensão Normal (Kpa)	Deslocamento Horizontal (mm)	Força Tangencial (Kgf)	Tensão Normal Corrigida (Kgf/cm ²)	Tensão Tangencial (KPa)
2	25 Kpa	0,0	0,00	0,00	0,00
		0,3	2,05	0,06	5,69
		0,5	3,52	0,10	9,78
		0,7	5,78	0,16	16,06
		0,9	7,58	0,21	21,06
		1,0	9,52	0,26	26,44
		1,2	10,03	0,28	27,86
		1,5	12,04	0,33	33,44
		1,6	13,51	0,38	37,53
		2,0	16,01	0,44	44,47
		2,3	17,59	0,49	48,86
		2,6	19,05	0,53	52,92
		2,8	21,07	0,59	58,53
		2,9	24,11	0,67	66,97
3,0	23,02	0,64	63,94		

máx

Fonte: Autor (2018).

Figura 29: Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 25 KPa.



Fonte: Autor (2018).

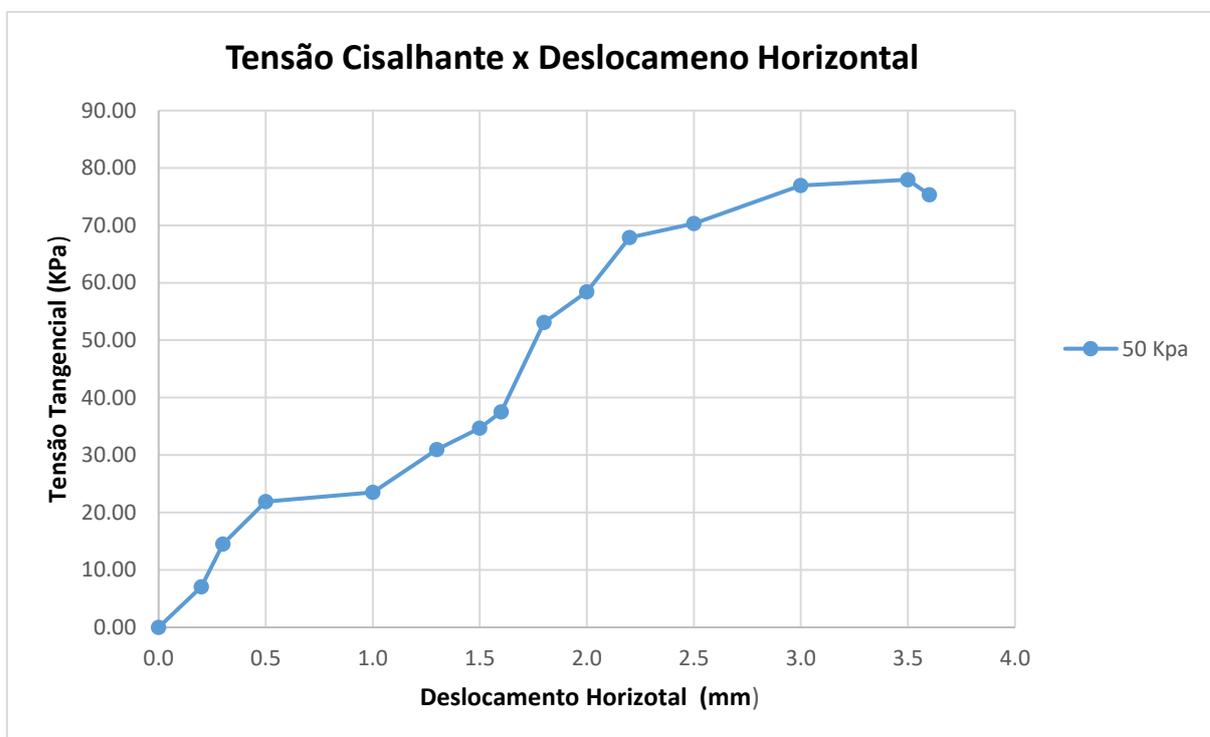
Tabela 8: Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 50 KPa.

CARREGAMENTO DE 18 KG					
ÁREA CP	36	cm ²			
CP	Tensão Normal (Kpa)	Deslocamento Horizontal (mm)	Força Tangencial (Kgf)	Tensão Normal Corrigida (Kgf/cm ²)	Tensão Tangencial (KPa)
3	50 Kpa	0,0	0,00	0,00	0,00
		0,2	2,53	0,07	7,03
		0,3	5,22	0,15	14,50
		0,5	7,89	0,22	21,92
		1,0	8,46	0,24	23,50
		1,3	11,14	0,31	30,94
		1,5	12,49	0,35	34,69
		1,6	13,51	0,38	37,53
		1,8	19,12	0,53	53,11
		2,0	21,04	0,58	58,44
		2,2	24,44	0,68	67,89
		2,5	25,32	0,70	70,33
		3,0	27,69	0,77	76,92
		3,5	28,06	0,78	77,94
		3,4	27,11	0,75	75,31

máx

Fonte: Autor (2018).

Figura 30: Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 50 KPa.



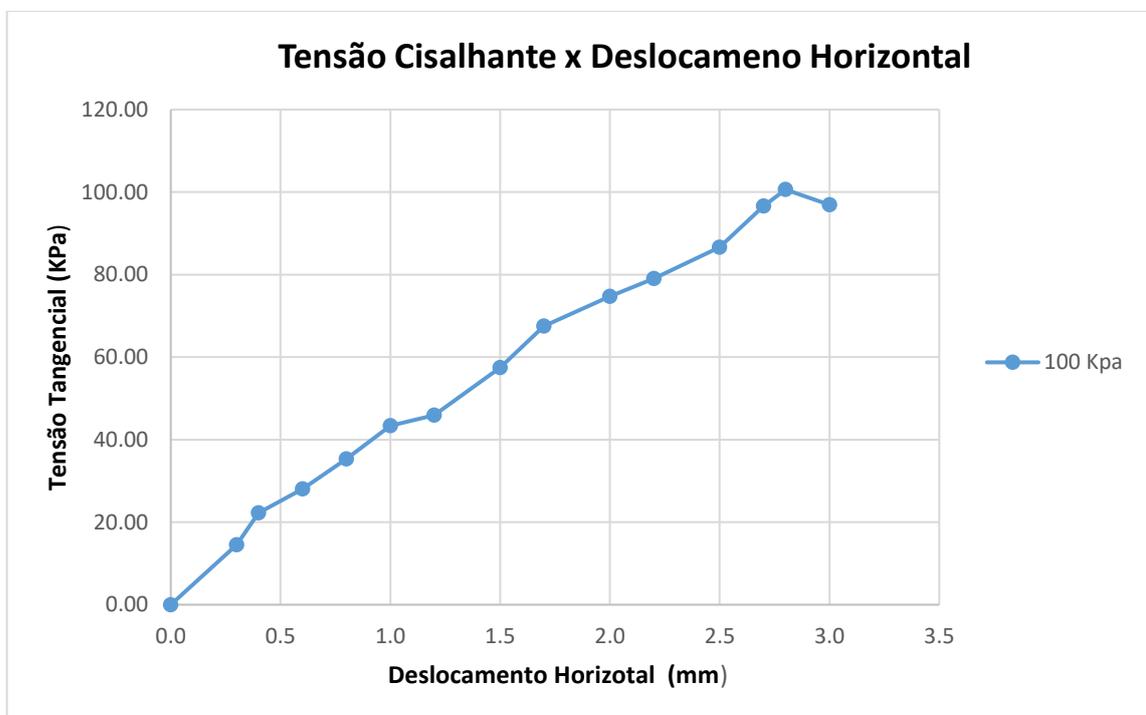
Fonte: Autor (2018).

Tabela 9: Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 100 KPa.

CARREGAMENTO DE 36 KG					
ÁREA CP	36	cm ²			
CP	Tensão Normal (Kpa)	Deslocamento Horizontal (mm)	ForçaTangencial (Kgf)	Tensão Normal Corrigida (Kgf/cm ²)	Tensão Tangencial (KPa)
4	100 Kpa	0,0	0,00	0,00	0,00
		0,3	5,22	0,15	14,50
		0,4	8,01	0,22	22,25
		0,6	10,11	0,28	28,08
		0,8	12,72	0,35	35,33
		1,0	15,61	0,43	43,36
		1,2	16,53	0,46	45,92
		1,5	20,69	0,57	57,47
		1,7	24,31	0,68	67,53
		2,0	26,89	0,75	74,69
		2,2	28,45	0,79	79,03
		2,5	31,18	0,87	86,61
		2,7	34,79	0,97	96,64
		2,8	36,22	1,01	100,61
3,0	34,89	0,97	96,92		

Fonte: Autor (2018).

Figura 31: Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 100 KPa.



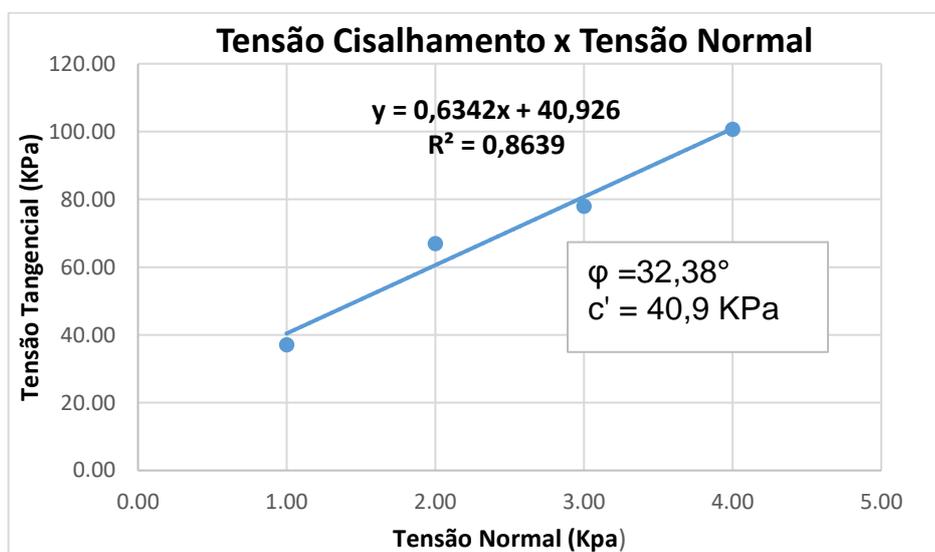
Fonte: Autor (2018).

Tabela 10: Quadro de resumo de tensões normais e tangenciais

AMOSTRA (A)	TENSÃO NORMAL (Kpa)	TENSÃO TANGENCIAL (Kpa)
1	12,5	37,08
2	25	66,97
3	50	77,94
4	100	100,61

Fonte: Autor (2018).

Figura 32: Envoltória de resistência



Fonte: Autor (2018).

Resumo das tensões normais x tensões tangenciais tabela 10, que objetivou os resultados da figura 32, através do ensaio de cisalhamento pode-se determinar a coesão e o ângulo de atrito do solo em análise, sendo que a coesão encontrada foi de 40,9 KPa e o ângulo de atrito 32,38°.

Amostras de solos (B):

Após a realização dos ensaios de cisalhamento direto, fez-se possível o processamento dos dados para a elaboração das tabelas 11,12,13 e 14, para assim desenvolver os gráficos tensão versus deformação, expostos nas figuras 33,34,35 e 36, que estão exibidos abaixo.

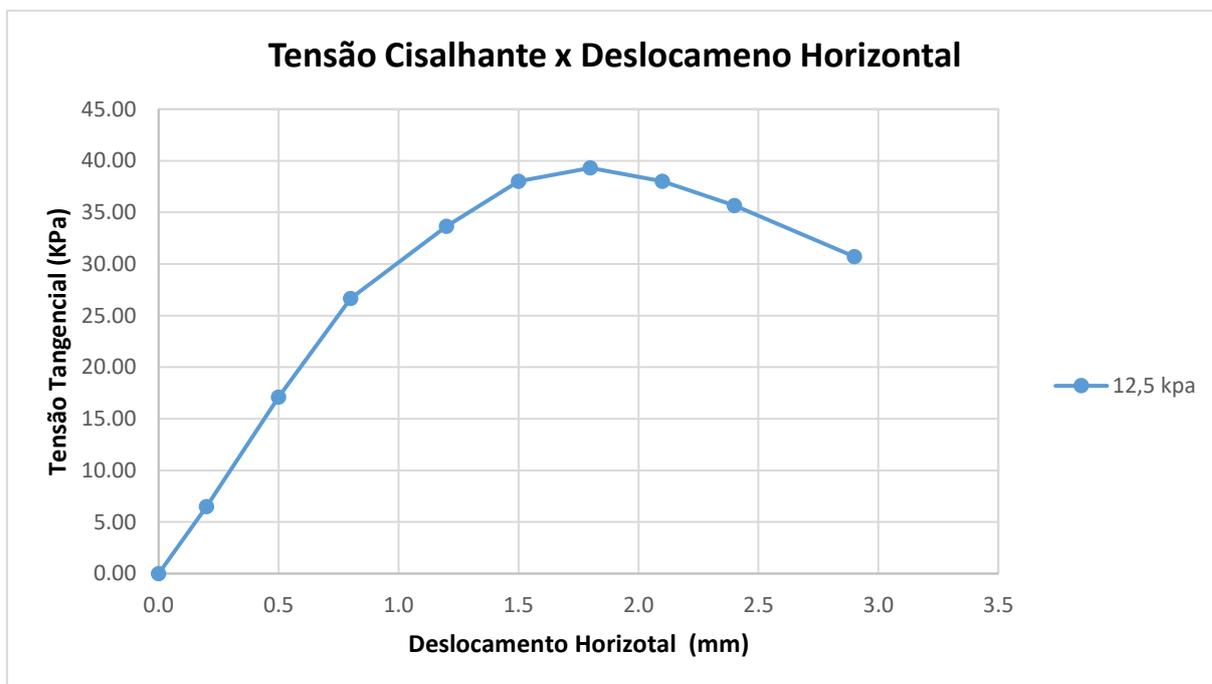
Tabela 11: Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 12,5 KPa.

CARREGAMENTO DE 4,5 KG					
ÁREA CP	36 cm ²				
CP	Força Normal (kpa)	Deslocamento Horizontal (mm)	Força Tangencial (Kgf)	Tensão Normal Corrigida (Kgf/cm ²)	Tensão Tangencial (KPa)
1	12,5 kpa	0,0	0,00	0,00	0,00
		0,2	2,34	0,07	6,50
		0,5	6,16	0,17	17,11
		0,8	9,60	0,27	26,67
		1,2	12,12	0,34	33,67
		1,5	13,68	0,38	38,00
		1,8	14,15	0,39	39,31
		2,1	13,69	0,38	38,03
		2,4	12,84	0,36	35,67
		2,9	11,06	0,31	30,72

máx

Fonte: Autor (2018).

Figura 33: Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 12,5 KPa.



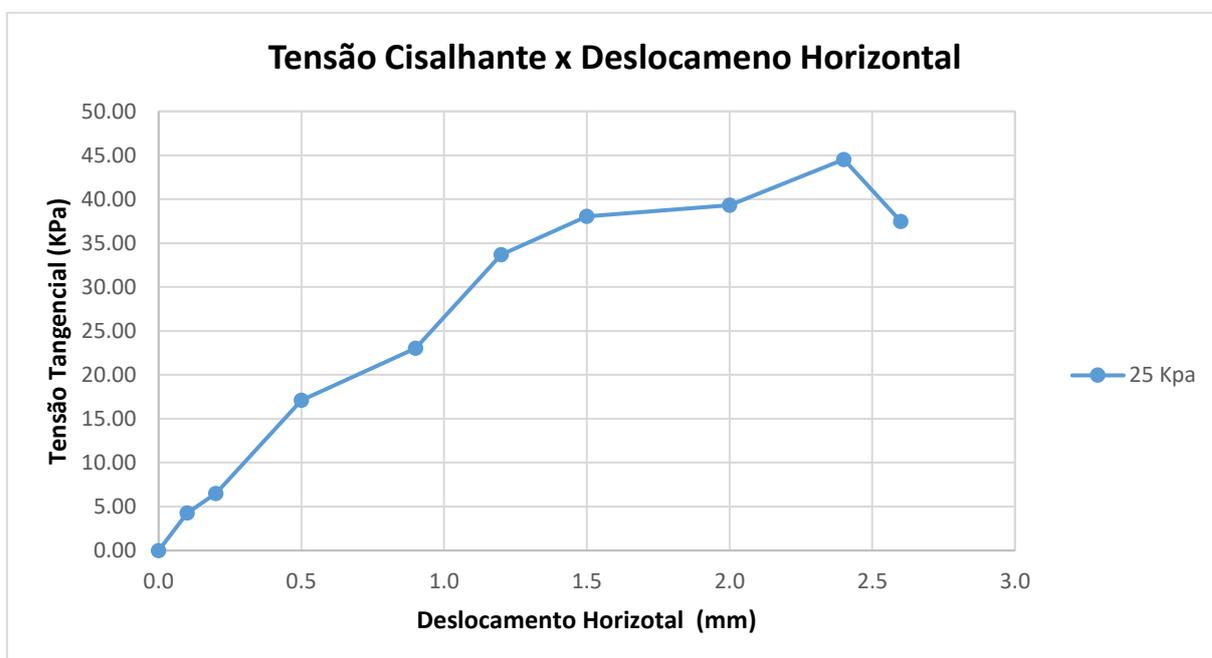
Fonte: Autor (2018).

Tabela 12: Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 25 KPa.

CARREGAMENTO DE 9 KG					
ÁREA CP	36 cm ²				
CP	Força Normal (kpa)	Deslocamento Horizontal (mm)	Força Tangencial (Kgf)	Tensão Normal Corrigida (Kgf/cm ²)	Tensão Tangencial (KPa)
2	25 Kpa	0,0	0,00	0,00	0,00
		0,1	1,54	0,04	4,28
		0,2	2,34	0,07	6,50
		0,5	6,16	0,17	17,11
		0,9	8,29	0,23	23,03
		1,2	12,12	0,34	33,67
		1,5	13,69	0,38	38,03
		2,0	14,15	0,39	39,31
		2,4	16,03	0,45	44,53
		2,6	13,49	0,37	37,47

Fonte: Autor (2018).

Figura 34: Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 25 KPa.



Fonte: Autor (2018).

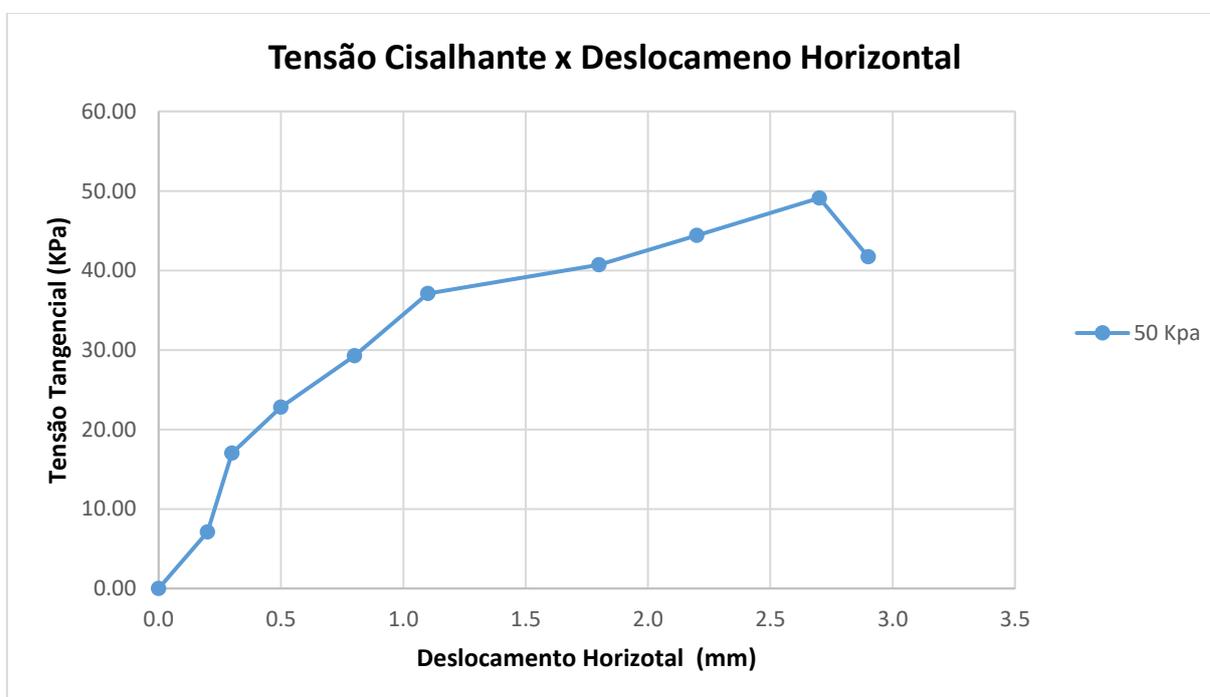
Tabela 13: Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 50 KPa.

CARREGAMENTO DE 18 KG					
ÁREA CP	36 cm ²				
CP	Força Normal (kpa)	Deslocamento Horizontal (mm)	Força Tangencial (Kgf)	Tensão Normal Corrigida (Kgf/cm ²)	Tensão Tangencial (KPa)
3	50 Kpa	0,0	0,00	0,00	0,00
		0,2	2,55	0,07	7,08
		0,3	6,13	0,17	17,03
		0,5	8,21	0,23	22,81
		0,8	10,54	0,29	29,28
		1,1	13,36	0,37	37,11
		1,8	14,65	0,41	40,69
		2,2	15,98	0,44	44,39
		2,7	17,68	0,49	49,11
		2,9	15,02	0,42	41,72

máx

Fonte: Autor (2018).

Figura 35: Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 50 KPa.



Fonte: Autor (2018).

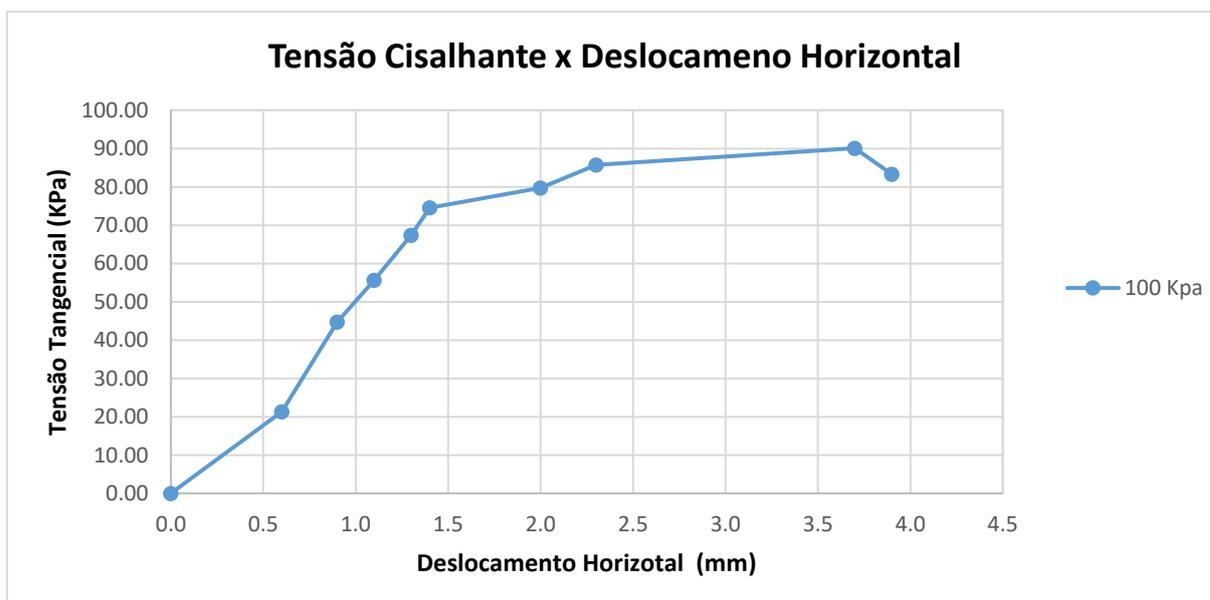
Tabela 14: Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 100 KPa.

CARREGAMENTO DE 18 KG					
ÁREA CP	36 cm ²				
CP	Força Normal (kpa)	Deslocamento Horizontal (mm)	Força Tangencial (Kgf)	Tensão Normal Corrigida (Kgf/cm ²)	Tensão Tangencial (KPa)
4	100 Kpa	0,0	0,00	0,00	0,00
		0,6	7,68	0,21	21,33
		0,9	16,11	0,45	44,75
		1,1	20,02	0,56	55,61
		1,3	24,27	0,67	67,42
		1,4	26,84	0,75	74,56
		2,0	28,69	0,80	79,69
		2,3	30,86	0,86	85,72
		3,7	32,43	0,90	90,08
		3,9	29,99	0,83	83,31

máx

Fonte: Autor (2018).

Figura 36: Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 100 KPa.



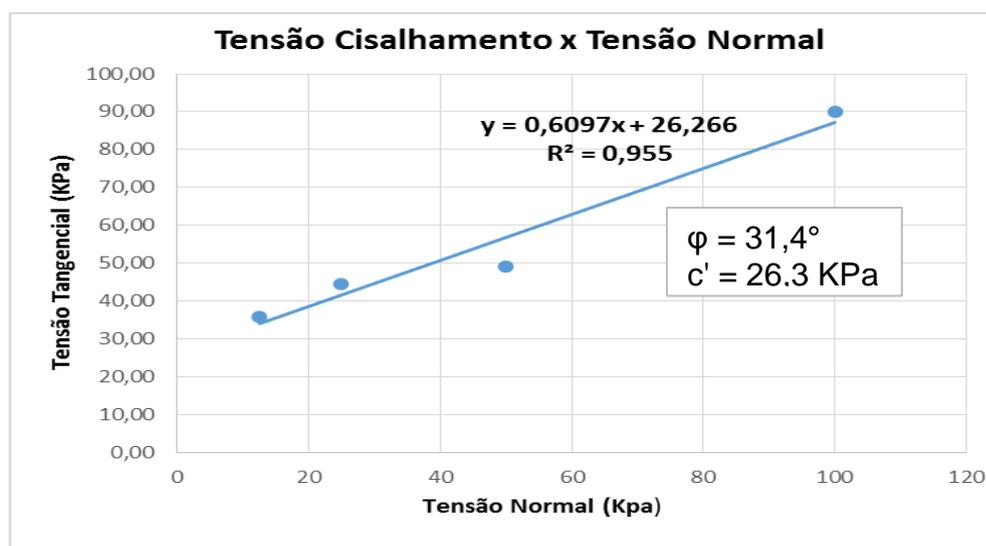
Fonte: Autor (2018).

Tabela 15: Quadro de resumo de tensões normais e tangenciais

AMOSTRA (B)	TENSÃO NORMAL (Kpa)	TENSÃO TANGENCIAL (Kpa)
1	12,5	35,67
2	25	44,53
3	50	49,11
4	100	90,08

Fonte: Autor (2018).

Figura 37: Envoltória de resistência



Fonte: Autor (2018).

Resumo das tensões normais x tensões tangenciais tabela 15, que objetivou os resultados da figura 37, através do ensaio de cisalhamento pode-se determinar a coesão e o ângulo de atrito do solo em análise, sendo que a coesão encontrada foi de 26,3 KPa e o ângulo de atrito 31,4°.

4.8 APLICAÇÕES DAS FÓRMULAS EMPÍRICAS PARA A ESTIMATIVA DOS PARÂMETROS RESISTENTES DO SOLO A PARTIR DO N_{SPT}

Neste Item serão analisados e comparados os resultados dos parâmetros resistente dos solos, coesão e ângulo de atrito, das amostras de solos (A e B), comparando os resultados obtidos ensaiados em laboratório cisalhamento direto x fórmulas e tabelas a partir do laudo de SPT.

Os resultados obtidos através das formulas, estão representados em memorial de cálculo, para ângulo de atrito na (Apêndice O) e para coesão (Apêndice P), os laudos de sondagem apresenta-se na (Apêndice Q).

4.8.1 Ângulo de atrito

Amostras de solos (A):

A tabela 16 relaciona os valores de ângulo de atrito obtidos em laboratório pelo ensaio de cisalhamento direto na situação saturada, e os resultados através das fórmulas foram a partir do N_{PST} de valor 5.

Os valores de ângulo de atrito estimados por Alonso (1943), Gibbs e Holtz (1957) associado a De Mello (1971), Skempton (1967) associado a De Mello (1971), Yoshida (1988) associado a Meyerhof (1959) e Godoy (1983) podem ser considerados satisfatórios, pois ficaram muito próximos do valor obtido no ensaio de cisalhamento direto realizado no laboratório para a amostra A, sendo a maior diferença a de 10,4%, no caso de Godoy (1983). Já o valor Teixeira (1996) difere em 22,8% do valor obtido no laboratório.

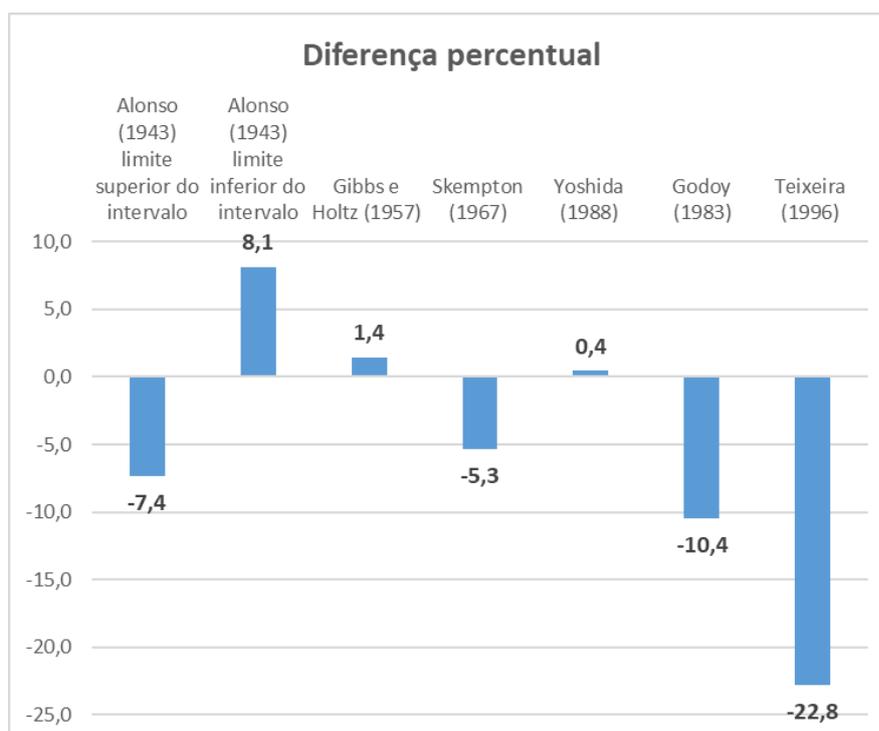
A diferença percentual entre os valores estimados pelos métodos e o valor obtido no laboratório é mostrada na figura 38. O sinal positivo ou negativo indica se o valor estimado pelo método foi superior (positivo) ou inferior (negativo) ao obtido no laboratório.

Tabela 16: Resultados de Ângulo de Atrito através fórmulas e ensaios.

Autor	RESULTADOS COM AS FÓRMULAS	RESULTADOS ENSAIADOS EM LABORATÓRIO
	Amostra (A)	Amostra (A)
	ϕ' (°)	ϕ' (°)
Alonso (1943)	(30-35)	32,38°
(Gilbbs e Holtz 1957) associado (DE Mello, 1971)	32,84°	32,38°
(Skempton 1967) associado (DE Mello, 1971)	30,66°	32,38°
(Yoshida 1988) associado (Meyerhof 1959)	32,52°	32,38°
(Godoy 1983) agrupado (Cintra 2003)	29°	32,38°
(Teixeira 1996) agrupado (Cintra 2003)	25°	32,38°

Fonte: Autor (2018).

Figura 38: Diferença percentual entre os valores de ângulo de atrito estimados pelos métodos empíricos e o valor obtido no laboratório da amostra A.



Fonte: Autor (2018).

Amostras de solos (B):

A tabela 17 relaciona os valores de ângulo de atrito obtidos em laboratório pelo ensaio de cisalhamento direto na situação saturada, e os resultados através das fórmulas foram a partir do N_{PST} de valor 8.

Para amostra B os valores ângulo de atrito estimados por Skempton (1967) associado a De Mello (1971), Yoshida (1988) associado a Meyerhof (1959) e Godoy (1983) forma os que melhor estimaram o valor do ângulo de atrito. Os outros métodos também forneceram valores razoáveis, com uma diferença percentual menor do que 15%.

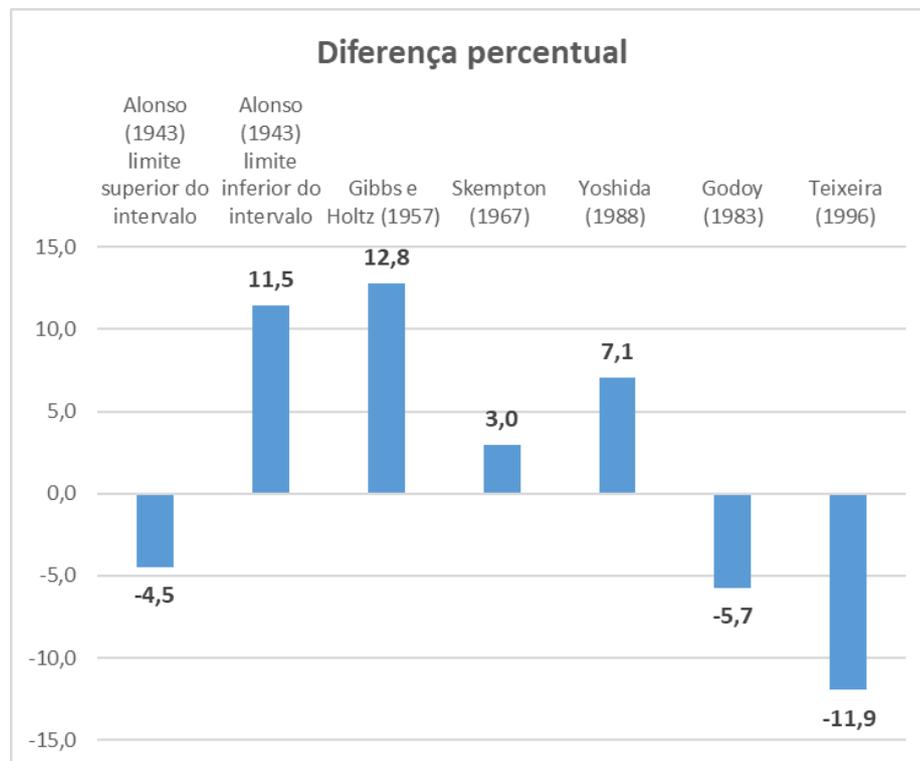
Na figura 39, podem ser observadas as diferenças percentuais obtidas por cada método.

Tabela 17: Resultados de Ângulo de Atrito através fórmulas e ensaios.

Autor	RESULTADOS COM AS FÓRMULAS	RESULTADOS ENSAIADOS EM LABORATÓRIO
	Amostra (B)	Amostra (B)
	ϕ' (°)	ϕ' (°)
Alonso (1943)	(30-35)	31,40°
(Gilbbs e Holtz 1957) associado (DE Mello, 1971)	35,42°	31,40°
(Skempton 1967) associado (DE Mello, 1971)	32,33°	31,40°
(Yoshida 1988) associado (Meyerhof 1959)	33,62°	31,40°
(Godoy 1983) agrupado (Cintra 2003)	29,60°	31,40°
(Teixeira1996) agrupado (Cintra 2003)	27,65°	31,40°

Fonte: Autor (2018)

Figura 39: Diferença percentual entre os valores de ângulo de atrito estimados pelos métodos empíricos e o valor obtido no laboratório da amostra B.



Fonte: Autor (2018).

4.8.2 Coesão

Amostras de solos (A):

A tabela 18 relaciona os valores de coesão obtidos em laboratório pelo ensaio de cisalhamento direto na situação saturada, e os resultados através das fórmulas foram a partir do N_{PST} de valor 5.

Os valores de coesão estimados por Kulhawy e Mayne (1990) associado Bowles (1997), podem ser considerados satisfatórios, pois ficaram muito próximos do valor obtido no ensaio de cisalhamento direto realizado no laboratório para a amostra A, sendo a maior diferença a de 22,25%, no caso de Alonso (1943) e Look (2007). Já os valores de Mello (1971) associado Bowles (1997), Décourt (1989) associado Bowles (1997), Stroud (1974) associado Bowles (1997) e Bowles (1997), foram que mais se afastaram, diferindo com maior valor em 71,05% do valor obtido no laboratório.

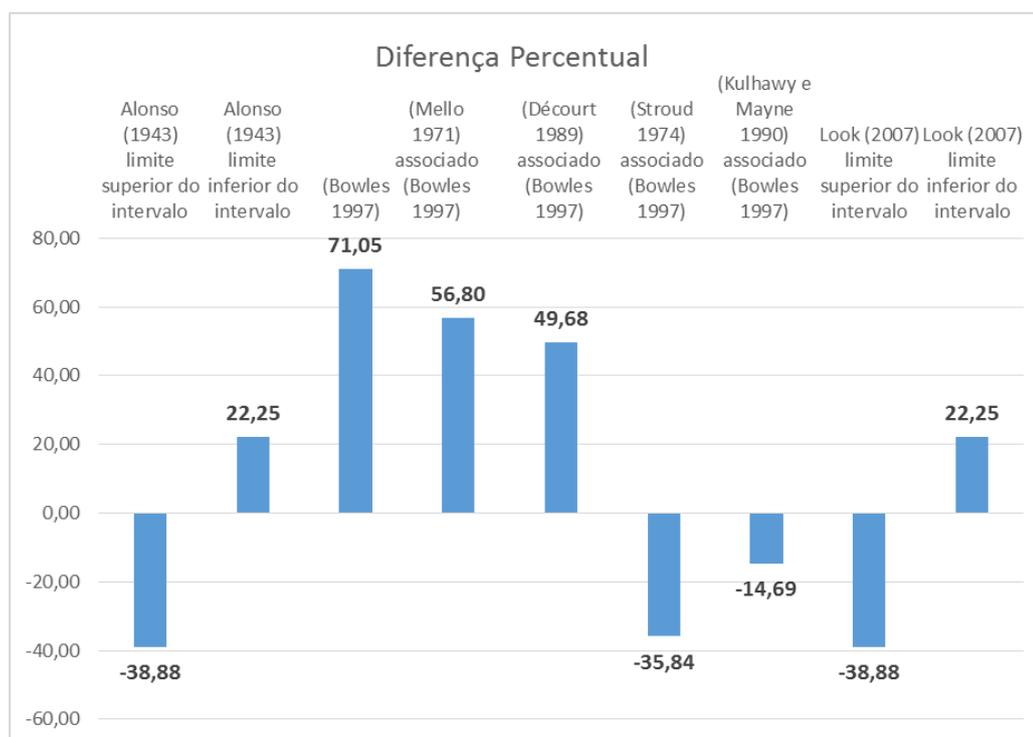
A diferença percentual entre os valores estimados pelos métodos e o valor obtido no laboratório é mostrada na figura 40. O sinal positivo ou negativo indica se o valor estimado pelo método foi superior (positivo) ou inferior (negativo) ao obtido no laboratório.

Tabela 18: Resultados de coesão através fórmulas e ensaios.

Autor	RESULTADOS COM AS FÓRMULAS	RESULTADOS ENSAIADOS EM LABORATÓRIO
	Amostra (A)	Amostra (A)
	C' (Kpa)	C' (Kpa)
Alonso (1943)	(30-35)	40,9
(Bowles 1997)	69,96	40,9
(Mello 1971) associado (Bowles 1997)	64,13	40,9
(Décourt 1989) associado (Bowles 1997)	61,22	40,9
(Stroud 1974) associado (Bowles 1997)	26,24	40,9
(Kulhawy e Mayne 1990) associado (Bowles 1997)	34,89	40,9
Look (2007)	(25 – 50)	40,9

Fonte: Autor (2018).

Figura 40: Diferença percentual entre os valores de coesão estimados pelos métodos empíricos e o valor obtido no laboratório da amostra A.



Fonte: Autor (2018).

Amostras de solos (B):

A tabela 19 relaciona os valores de coesão obtidos em laboratório pelo ensaio de cisalhamento direto na situação saturada, e os resultados através das fórmulas foram a partir do N_{PST} de valor 8.

Os valores de coesão estimados por Alonso (1943) e Look (2007) podem ser considerados satisfatórios, pois ficaram muito próximos do valor obtido no ensaio de cisalhamento direto realizado no laboratório para a amostra B, sendo a maior diferença a de 4,94% os dois métodos que deu mesmo valor, no caso dos limites superior dos intervalos. Já os valores de Bowles (1997), Mello (1971) associado Bowles (1997), Décourt (1989) associado Bowles (1997), Stroud (1974) associado Bowles (1997), Kulhawy e Mayne (1990) associado Bowles (1997), foram que mais se afastaram, diferindo com maior valor em 325,70% do valor obtido no laboratório.

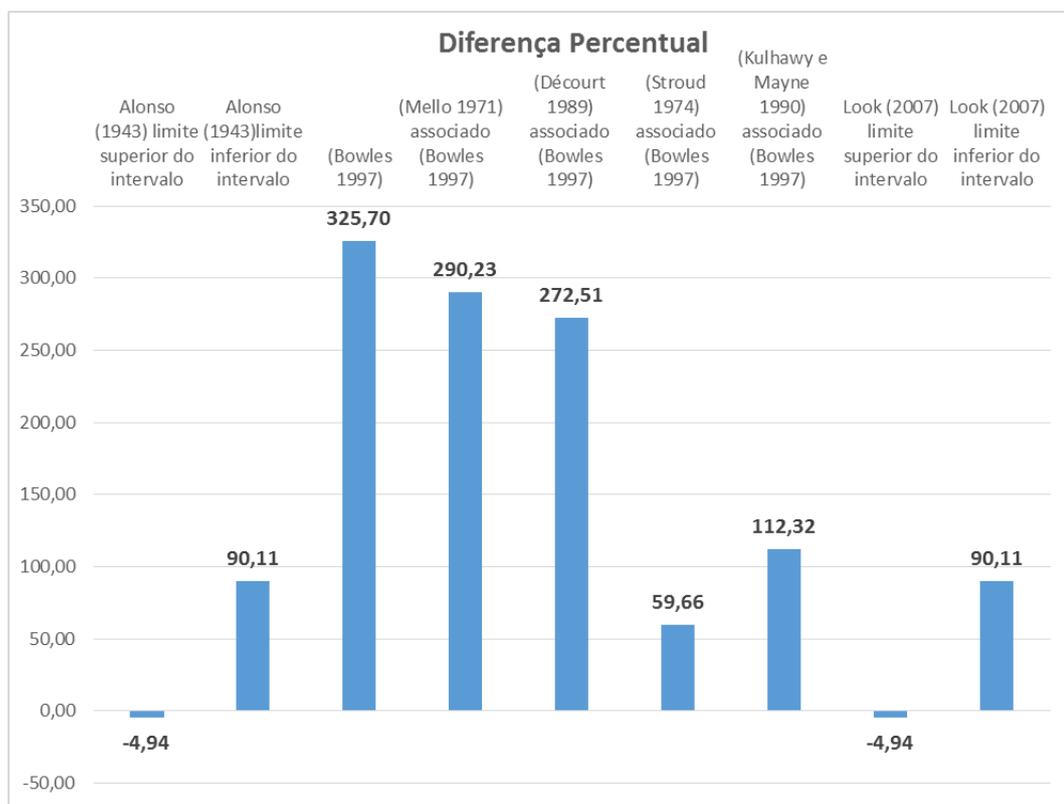
Na figura 41, podem ser observadas as diferenças percentuais obtidas por cada método.

Tabela 19: Resultados de coesão através fórmulas e ensaios.

Autor	RESULTADOS COM AS FÓRMULAS	RESULTADOS ENSAIADOS EM LABORATÓRIO
	Amostra (B)	Amostra (B)
	C' (Kpa)	C' (Kpa)
Alonso (1943)	(30-35)	26,3
(Bowles 1997)	111,96	26,3
(Mello 1971) associado (Bowles 1997)	102,63	26,3
(Décourt 1989) associado (Bowles 1997)	97,97	26,3
(Stroud 1974) associado (Bowles 1997)	41,99	26,3
(Kulhawy e Mayne 1990) associado (Bowles 1997)	55,84	26,3
Look (2007)	(25 – 50)	26,3

Fonte: Autor (2018).

Figura 41: Diferença percentual entre os valores de coesão estimados pelos métodos empíricos e o valor obtido no laboratório da amostra A.



Fonte: Autor (2018).

5. CONCLUSÃO

O estudo conduzido nesse trabalho teve por objetivo avaliar as correlações dos dados obtidos por meio do ensaio de SPT através de fórmulas, com ensaio de resistência ao cisalhamento direto, que resultaram em identificar comparações dos parâmetros do solos, coesão e ângulo de atrito. É importante ressaltar que os laudos de SPT e o solos ensaiados por cisalhamento foram retirados da mesma localidade estudadas.

As amostras de solo ponderadas foram classificadas de acordo com o sistema SUCS de quatro amostra de solos, amostra A os solos 1 e 2 foram classificadas como areias argilosas, já amostra B solo 1 foi classificada como areia argilosa com pedregulhos e o solo 2 como areia argilosa. Os índices físicos e a classificação dos solos pelo método SUCS permitem a identificação das fórmulas que correlaciona para o tipo de solo estudado. No entanto, ditas fórmulas foram desenvolvidas para solos puramente coesivos ou não coesivos, sendo que na prática, a maioria dos solos apresentam alguma parcela de coesão e de ângulo de atrito.

Conclui-se que a utilização de fórmulas de correlações na engenharia geotécnica deve ser utilizada com muita cautela e critério, visto que os resultados obtidos por diferentes métodos e modelos de fórmulas podem apresentar diferenças significativas. Diante disso, a utilização de parâmetros obtidos dessa forma para desenvolvimento de projetos executivos pode levar a propagação de erros, que pode inclusive, acarretar em um dimensionamento errado de uma estrutura de fundação ou contenção. A recomendação de que antes da execução de projeto ou obra, ensaios específicos deverão ser feitos baseados no diagnóstico do engenheiro responsável está mantida.

Os resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto na condição saturado, para amostra A resultou em ângulo de atrito de $32,38^\circ$ e coesão de 40,9 Kpa e amostra B resultou em ângulo de atrito de $31,4^\circ$ e coesão de 26,3 Kpa.

A partir dos ensaios cisalhamento direto, e da análise comparativa com SPT com auxílio de fórmulas, podemos perceber que na maioria dos casos o ângulo de atrito estimado pelas fórmulas deu próximo do obtido nos ensaiados. Para o solo A, a menor diferença percentual foi de 0,4% pelo método de Yoshida (1988) e a maior foi de 22,8% pelo método de Teixeira (1996). Para o para o solo B, a menor diferença

percentual foi de 3%, obtida pelo método de Skempton (1967) e a maior foi de 11,9%, pelo método de Teixeira (1996).

Já coesão calculada ficou, na maioria dos casos, muito afastada do valor obtido nos ensaios. Para o solo A, a menor diferença percentual foi de 14,69%, pelo método de Kulhawy e Mayne (1990) associado a Bowles (1997). Porém, a maior diferença foi de 71,05%, obtida pelo próprio método de Bowles (1997). Para o solo B, a menor diferença foi de 4,94% obtida na comparação com o limite inferior do intervalo dado por Alonso (1943). No entanto, o limite superior do intervalo acusou uma diferença de 90,11%, o que indica que o erro total do intervalo é grande. A maior diferença percentual foi de 325,70% obtida também pelo método de Bowles (1997).

Com base em resultados obtidos pelas fórmulas e tabelas, indicados no item 4.8, foi possível observar que grande parte das fórmulas estudadas apresenta resultados adequados para o ângulo de atrito, pois ficaram próximo, quando comparado aos ensaios de laboratório para ângulo de atrito dos solos estudados. Já para coesão grande parte dos resultados não são adequados, porque foram os que mais se afastaram, comparando aos ensaios de laboratório. De acordo com a classificação do método SUCS, de forma geral, o material estudado pode ser classificado como areia argilosa, o que indica uma maior representatividade de material granular. Isto pode justificar o fato das fórmulas empíricas fornecerem valores mais realísticos em relação ao ângulo de atrito.

O estudo de caso realizado permitiu corroborar o que foi levantado durante a revisão da literatura, que para solos coesivos a correlação entre N_{SPT} apresenta altos valores de dispersão entre os diferentes métodos analisados. Essa dificuldade está indicada de forma implícita no item 2.9.7, onde foi exposto que os valores de coeficientes k tem ampla variabilidade entre autores estudados.

Finalmente conclui-se que as fórmulas empíricas para a estimativa dos parâmetros resistentes do solo devem ser aplicadas de forma criteriosa, considerando sempre a experiência do engenheiro geotécnico. Além disto, a aplicação de fórmulas deve estar vinculada com estudos de caracterização e classificação do solo.

5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

O estudo realizado neste trabalho limitou-se a dois pontos amostrais. Sugere-se realizar uma campanha de ensaios para conseguir contextualizar as condições apropriadas para a aplicação das fórmulas empíricas para a estimativa dos parâmetros resistentes do solo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, ASTM. **D3080/D3080M – Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions**. West Conshohocken. 2011.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484: Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio**. Rio de Janeiro, RJ, 2001.

ALONSO, U. R. (1943) - **Exercícios de Fundações, São Paulo**: Edgard Blucher.

BOWLES, J. E., **Foundation analysis and design**, Fifth Edition, MacGraw-Hill, Singapore, 1997.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e Suas Aplicações**. Fundamentos. 6.ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora, 1988.

CAMARA, Kadson, R. da R.; PEREIRA, Alexandre da C. **Análise de perfis de sondagem SPT e caracterização geotécnica de solos do município de Natal-RN**. Disponível em: <<http://www2.ifrn.edu.br/ojs/index.php/HOLOS/article/viewFile/56/62>> Acesso em: 25/10/2017.

DAS, B. M. **Fundamentos de engenharia geotécnica**/Braja M. Das; tradução EZ2Translate; revisão técnica Leonardo R. Miranda. – São Paulo: Cengage Learning, 2011.

FERNANDES, Manuel de Matos. **Mecânica dos solos**: introdução à Engenharia Geotécnica. São Paulo: Oficina de Textos, 2014.

GIBBS, H.J.; HOLTZ, W.G. **Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing**, IV International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Londres, 1957.

LOBO, B. de O.. **Método de previsão da Capacidade de Carga de Estacas: Aplicação dos Conceitos de Energia do Ensaio SPT**, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre – RS , 2005.

MARANGON, M. **Geotecnia de Fundações**. Universidade Federal de Juiz de Fora, Apostila de curso, 2009.

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

MELLO, V.F.B. de. **Standard Penetration Test**, IV Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Porto Rico, vol. 1. 1971.

MICHEREFF, Sami. J.; ANDRADE, Domingos. E. G. T.; MNEZES, Maria. **Ecologia e manejo de patógenos radiculares em solos tropicais** . Recife : UFRPE, Imprensa Universitária, 2005. Cap 3. 52 p.

MEYERHOF, G. G.. **Discussion on research on determining the density of sands by spoon penetration**, 4th Int. Conf. Soil Mech Found. Eng., London, 1959

MATOS FERNANDES, M. (2011). **Mecânica dos Solos. Introdução à Engenharia Geotécnica**, Vol.2. Edições FEUP, Porto.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos**. 3^o edição. São Paulo: Oficina de textos, 2006.

REINERT, Dalvan.J.;REICHERT, Miguel. J.; UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA CENTRO DE CIÊNCIAS RURAIS. **Propriedades física do solo**. Santa Maria, Maio de 2006. 4 p.

LOOK B.. **Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables**. Published by Taylor & Francis/Balkema , 2007.

SKEMPTON, A. W., **Standard Penetration Test Procedures and the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Aging and Overconsolidation**, Geotechnique, v. 36 (3), 1986.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E.. **Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**, Editora Oficina de Textos, segunda edição, São Paulo, 2012.

SCHNAID, F. **Ensaio de Campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R.. **Fundações, volume 2: fundações profundas**, Oficina de Textos, nova edição, São Paulo, 2010.

VIANA DA FONSECA, A. (1996). **Geomecânica dos Solos Residuais do Granito do Porto**. Critérios para Dimensionamento de Fundações Diretas. Tese de Doutorado, FEUP, Porto.

YOSHIDA, I.. **Empirical fórmulas of SPT blow counts for gravelly soils**, 1st ISOPT, Orlando, Estados Unidos, 1988.

APÊNDICE

ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

APÊNDICE A – QUADRO DE ANÁLISE GRANULOMÉTRICA – AMOSTRA 1A

AMOSTRA - 1A				
Amostra total úmida (g)		Solo seco retido pen. N° 10 (g)		Amostra total seca (g)
1000		30,5		937,42
PENEIRAMENTO DO MATERIAL GROSSO				
Peneiras		Massa da amostra seca (g)		% passante
Pol.	mm	Retido	Passante	
2	50	0	937,42	100
1 1/2"	38	0	937,42	100
1"	25	0	937,42	100
3/4"	19	0	937,42	100
3/8"	9,5	0	937,42	100
N° 4	4,8	1,88	935,54	99,8
N° 10	2	28,62	906,92	96,7
PENEIRAMENTO MATERIAL FINO				
Massa da amostra parcial úmida (g)				969,5
Massa da amostra parcial seca (g)				906,9
PENEIRAS		Massa da amostra seca (g)		% passante
POL.	mm	Retido	Passante	
16	1,2	42	864,92	92,3
30	0,6	54,11	810,81	86,5
40	0,42	54,32	756,49	80,7
60	0,25	253,43	503,06	53,7
100	0,15	244,31	258,75	27,6
200	0,075	56,89	201,86	21,5

APÊNDICE B – QUADRO DE ANÁLISE GRANULOMÉTRICA – AMOSTRA 2A

AMOSTRA - 2A				
Amostra total úmida (g)		Solo seco retido pen. N° 10 (g)	Solo seco passante pen. N° 10 (g)	Amostra total seca (g)
1000		24,27	903,45	927,72
PENEIRAMENTO DO MATERIAL GROSSO				
Peneiras		Massa da amostra seca (g)		% passante
Pol.	mm	Retido	Passante	
2	50	0	927,72	100
1 1/2"	38	0	927,72	100
1"	25	0	927,72	100
3/4"	19	0	927,72	100
3/8"	9,5	0	927,72	100
N° 4	4,8	1,47	926,25	99,8
N° 10	2	22,8	903,45	97,4
PENEIRAMENTO MATERIAL FINO				
Massa da amostra parcial úmida (g)				975,73
Massa da amostra parcial seca (g)				903,5
PENEIRAS		Massa da amostra seca (g)		% passante
POL.	mm	Retido	Passante	
16	1,2	38,74	864,71	93,2
30	0,6	49,21	815,5	87,9
40	0,42	46,61	768,89	82,9
60	0,25	216,54	552,35	59,5
100	0,15	202,2	350,15	37,7
200	0,075	59,22	290,93	31,4

APÊNDICE C – QUADRO DE ANÁLISE GRANULOMÉTRICA E UMIDADE – AMOSTRA 1B

AMOSTRA - 1B							
Umidade Higroscópica			PENEIRAMENTO DO MATERIAL GROSSO				
			Peneiras		Massa da amostra seca (g)		% passante
N° cápsula	1	2	Pol.	mm	Retido	Passado	
C + S + A	317	317	2	50	0	955,72	100
C + S	287,4	287,6	1 1/2"	38	0	955,72	100
Água (g)	29,6	29,4	1"	25	59,9	895,82	93,7
Massa da Cáps. (g)	17	17	3/4"	19	8,32	887,5	92,9
Solo seco (g)	270,4	270,6	3/8"	9,5	139,65	747,85	78,2
Umidade (%)	10,9	10,9	N° 4	4,8	216,8	531,05	55,6
Umidade média (%)	10,9		N° 10	2	124,78	406,27	42,5
AMOSTRA			PENEIRAMENTO MATERIAL FINO				
Amostra total úmida (g)	1000		Massa da amostra parcial úmida (g) =				450,55
Solo seco retido pen. N° 10	549,45		Massa da amostra parcial seca (g) =				406,27
Solo úmido passante pen. N°	450,55		PENEIRAS		Massa da amostra seca (g)		% passante
Solo seco passante pen. N°	406,27		POL.	mm	RETIDO	PASSADO	
Amostra total seca (g)	955,72						
RESUMO GRANULOMÉTRICO							
PEDREGULHO		57,5	16	1,2	34,78	371,49	38,9
REIA DE GRADUAÇÃO GROSS		7,8	30	0,6	27,12	344,37	36
AREIA DE GRADUAÇÃO FINA		4,9	40	0,42	12,71	331,66	34,7
			60	0,25	23,68	307,98	32,2
SILTE + ARGILA		29,8	100	0,15	22,83	285,15	29,8

APÊNDICE D – QUADRO DE ANÁLISE GRANULOMÉTRICA E UMIDADE –
AMOSTRA 2B

AMOSTRA - 2B							
Umidade Higroscópica			PENEIRAMENTO DO MATERIAL GROSSO				
			Peneiras		Massa da amostra seca (g)		%
Nº cápsula	1	2	Pol.	mm	Retido	Passado	passante
C + S + A	320	320	2	50	0	857,18	100
C + S	273,8	273,6	1 1/2"	38	0	857,18	100
Água (g)	46,2	46,4	1"	25	0	857,18	100
Massa da Cáps. (g)	20	20	3/4"	19	0	857,18	100
Solo seco (g)	253,8	253,6	3/8"	9,5	5,57	851,61	99,4
Umidade (%)	18,2	18,3	Nº 4	4,8	14,65	836,96	97,6
Umidade média (%)	18,2		Nº 10	2	52,26	784,7	91,5
AMOSTRA			PENEIRAMENTO MATERIAL FINO				
Amostra total úmida (g)	1000		Massa da amostra parcial úmida (g) =				927,52
Solo seco retido pen. Nº 1	72,48		Massa da amostra parcial seca (g) =				784,7
Solo úmido passante pen. 1	927,52		PENEIRAS		Massa da amostra seca (g)		% passante
Solo seco passante pen. N	784,7		POL.	mm	RETIDO	PASSADO	
Amostra total seca (g)	857,18						
RESUMO GRANULOMÉTRICO							
PEDREGULHO	8,5		16	1,2	50,3	734,4	85,7
REIA DE GRADUAÇÃO GROSS	29,1		30	0,6	77,47	656,93	76,6
AREIA DE GRADUAÇÃO FINA	23,7		40	0,42	121,77	535,16	62,4
			60	0,25	56,91	478,25	55,8
SILTE + ARGILA	38,7		100	0,15	132,76	345,49	40,3

ENSAIO DE UMIDADE

APÊNDICE E – ENSAIO DE UMIDADE – AMOSTRA 1A

AMOSTRA - 1A		
Nº cápsula	1	2
C + S + A	317,6	317,9
C + S	298,2	298,8
Água (g)	19,4	19,1
Massa da Cáps. (g)	17,6	17,9
Solo seco (g)	280,6	280,9
Umidade (%)	6,9	6,8
Umidade média (%)	6,9	

APÊNDICE F – ENSAIO DE UMIDADE – AMOSTRA 2A

AMOSTRA - 2A		
Nº cápsula	1	2
C + S + A	317,6	317,1
C + S	295,5	294,7
Água (g)	22,1	22,4
Massa da Cáps. (g)	17,6	17,1
Solo seco (g)	277,9	277,6
Umidade (%)	8	8,1
Umidade média (%)	8	

LIMITES DE CONSISTÊNCIA

APÊNDICE I – LIMITE DE PLASTICIDADE – AMOSTRA A

AMOSTRA - 1A						
Determinação	#	1	2	3	4	5
Cápsula	#	3	4	6	18	24
Massa Solo Úmido + Cápsula	(g)	9,5	10,2	9,6	10,4	9,3
Massa Solo Seco + Cápsula	(g)	9,3	10	9,4	10,2	9,1
Massa da Cápsula	(g)	8,1	8,6	8	8,8	7,9
Massa da Água	(g)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Massa Solo Seco	(g)	1,2	1,4	1,4	1,4	1,2
Teor de Umidade	(%)	16,67	14,29	14,29	14,29	16,67

AMOSTRA - 2A						
Determinação	#	1	2	3	4	5
Cápsula	#	3	4	6	18	24
Massa Solo Úmido + Cápsula	(g)	9,9	9,6	9,7	9,5	10
Massa Solo Seco + Cápsula	(g)	9,7	9,4	9,5	9,3	9,8
Massa da Cápsula	(g)	8,1	8,1	8,2	8	8,1
Massa da Água	(g)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Massa Solo Seco	(g)	1,6	1,3	1,3	1,3	1,7
Teor de Umidade	(%)	12,5	15,38	15,38	15,38	11,76

APÊNDICE J – LIMITE DE LIQUIDEZ – AMOSTRA A

AMOSTRA - 1A						
Determinação	#	1	2	3	4	5
Cápsula	#	1	2	3	4	7
Massa Solo Úmido + Cápsula	(g)	56,1	56,2	55,2	50,9	48,9
Massa Solo Seco + Cápsula	(g)	50,2	49,4	47,7	43,8	41,6
Massa da Cápsula	(g)	17,9	17,6	17,6	17,6	17,1
Massa da Água	(g)	5,9	6,8	7,5	7,1	7,3
Massa Solo Seco	(g)	32,3	31,8	30,1	26,2	24,5
Teor de Umidade	(%)	18,27	21,38	24,92	27,1	29,8
Número de Golpes	#	40	34	28	21	16

AMOSTRA - 2A						
Determinação	#	1	2	3	4	5
Cápsula	#	1	2	3	4	5
Massa Solo Úmido + Cápsula	(g)	58,6	53,9	50,2	54,1	48,9
Massa Solo Seco + Cápsula	(g)	53,1	48,1	44	46,5	41,5
Massa da Cápsula	(g)	18,8	17,3	18,3	17,8	17,8
Massa da Água	(g)	5,5	5,8	6,2	7,6	7,4
Massa Solo Seco	(g)	34,3	30,8	25,7	28,7	23,7
Teor de Umidade	(%)	16,03	18,83	24,12	26,48	31,22
Número de Golpes	#	38	32	26	20	14

APÊNDICE K E L – LIMITE DE CONSISTÊNCIA – AMOSTRA 1B

LIMITE DE PLASTICIDADE - NBR-7180						
AMOSTRA - 1B						
Determinação	#	1	2	3	4	5
Cápsula	#	3	4	6	18	24
Massa Solo Úmido + Cápsula	(g)	9	9,6	9,6	10,3	10,6
Massa Solo Seco + Cápsula	(g)	8,8	9,3	9,4	9,9	10,3
Massa da Cápsula	(g)	7,6	7,9	8,3	8	8,9
Massa da Água	(g)	0,2	0,3	0,2	0,4	0,3
Massa Solo Seco	(g)	1,2	1,4	1,1	1,9	1,4
Teor de Umidade	(%)	16,67	21,43	18,18	21,05	21,43

LIMITE DE LIQUIDEZ - NBR-6459						
AMOSTRA - 1B						
Determinação	#	1	2	3	4	5
Cápsula	#	1	2	3	4	7
Massa Solo Úmido + Cápsula	(g)	46,2	48,4	47,8	45,3	47,1
Massa Solo Seco + Cápsula	(g)	40,9	41,2	39,7	37,4	38,3
Massa da Cápsula	(g)	18,9	18,9	16,6	17,1	18,5
Massa da Água	(g)	5,3	7,2	8,1	7,9	8,8
Massa Solo Seco	(g)	22	22,3	23,1	20,3	19,8
Teor de Umidade	(%)	24,09	32,29	35,06	38,92	44,44
Número de Golpes	#	39	33	27	21	14

LL = A*ln (Nº de Golpes) + B	
A	- 18,17
B	93,62

Limite de Liquidez (LL)	35,1
Limite de Plasticidade (LP)	19,7
Índice de Plasticidade (IP)	15,4

APÊNDICE K E L – LIMITES DE CONSISTÊNCIA – AMOSTRA 2B

LIMITE DE PLASTICIDADE - NBR-7180						
AMOSTRA - 2B						
Determinação	#	1	2	3	4	5
Cápsula	#	3	4	6	18	24
Massa Solo Úmido + Cápsula	(g)	8,3	9,2	9,3	9,1	8,7
Massa Solo Seco + Cápsula	(g)	8,1	9	9,1	8,9	8,5
Massa da Cápsula	(g)	6,9	8	8	7,8	7,4
Massa da Água	(g)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Massa Solo Seco	(g)	1,2	1	1,1	1,1	1,1
Teor de Umidade	(%)	16,67	20	18,18	18,18	18,18

LIMITE DE LIQUIDEZ - NBR-6459						
AMOSTRA - 2B						
Determinação	#	1	2	3	4	5
Cápsula	#	1	2	3	4	7
Massa Solo Úmido + Cápsula	(g)	48	51,6	46,2	50,8	45,1
Massa Solo Seco + Cápsula	(g)	44,1	44,9	39,9	42,1	37
Massa da Cápsula	(g)	17,2	18,3	16,7	17,3	17,7
Massa da Água	(g)	3,9	6,7	6,3	8,7	8,1
Massa Solo Seco	(g)	26,9	26,6	23,2	24,8	19,3
Teor de Umidade	(%)	14,5	25,19	27,16	35,08	41,97
Número de Golpes	#	41	35	29	22	16

LL = A.ln(Nº de Golpes) + B	
A	- 27,03
B	117,97

Limite de Liquidez (LL)	31
Limite de Plasticidade (LP)	18,2
Índice de Plasticidade (IP)	12,8

MASSA ESPECÍFICA DOS GRÃOS

**APÊNDICE M – MASSA ESPECIFICA GRÃOS QUE PASSAM NA # 4,8MM –
AMOSTRA A**

AMOSTRA 1			
Picnômetro N°	#	1	2
Massa Solo Úmido	(g)	76,2	76,2
Massa Picnômetro+Solo+Água,T°C de Ensaio	(g)	658,9	665,9
Massa Picnômetro Cheio de Água	(g)	627,5	635,1
Temperatura de Ensaio	(°C)	25	25
Massa Solo Seco	(g)	50	50
Massa Específica da Água, T°C de Ensaio	(g/cm ³)	0,9969	0,9969
Massa Específica dos Grãos	(g/cm ³)	2,688	2,604
Massa Específica dos Grãos Média	(g/cm ³)	2,646	

AMOSTRA 2			
Picnômetro N°	#	1	2
Massa Solo Úmido	(g)	76,1	76,5
Massa Picnômetro+Solo+Água,T°C de Ensaio	(g)	658,4	666,8
Massa Picnômetro Cheio de Água	(g)	627,5	635,1
Temperatura de Ensaio	(°C)	25	25
Massa Solo Seco	(g)	50	50
Massa Específica da Água, T°C de Ensaio	(g/cm ³)	0,9969	0,9969
Massa Específica dos Grãos	(g/cm ³)	2,618	2,732
Massa Específica dos Grãos Média	(g/cm ³)	2,675	

**APÊNDICE N – MASSA ESPECIFICA GRÃOS QUE PASSAM NA # 4,8MM –
AMOSTRA B**

AMOSTRA 1			
Picnômetro N°	#	1	2
Teor de Umidade	(%)		
Massa Solo Úmido	(g)	76,2	76,2
Massa Picnômetro+Solo+Água,T°C de Ensaio	(g)	667,3	660,7
Massa Picnômetro Cheio de Água	(g)	635,6	629,3
Temperatura de Ensaio	(°C)	25	25
Massa Solo Seco	(g)	50	50
Massa Específica da Água, T°C de Ensaio	(g/cm³)	0,9981	0,9981
Massa Específica dos Grãos	(g/cm³)	2,73	2,69
Massa Específica dos Grãos Média	(g/cm³)	2,71	

AMOSTRA 1					
Picnômetro N°			#	1	2
Teor de Umidade			(%)		
Massa Solo Úmido			(g)	76,5	76,5
Massa Picnômetro+Solo+Água, T°C de Ensaio			(g)	666,8	660,6
Massa Picnômetro Cheio de Água			(g)	635,6	629,3
Temperatura de Ensaio			(°C)	25	25
Massa Solo Seco			(g)	50	50
Massa Específica da Água, T°C de Ensaio			(g/cm ³)	0,9981	0,9981
Massa Específica dos G			(g/cm ³)	2,66	2,67
Massa Específica dos Grãos Méc			(g/cm ³)	2,67	

ÂNGULO DE ATRITO

APÊNDICE O - MEMORIAL DE CÁLCULO DO ÂNGULO DE ATRITO

Serão apresentados todos os memoriais de cálculo que correlaciona ângulo de atrito com valor de N_{SPT} , para amostra (A e B), que resultou em tabelas do item 4.8.1.

1 - Solos Não Coesivos: Método de Gibbs e Holtz (1957) associado à de Mello (1971)

1.1 - Eficiência $N_{SPT,60}$

$$N_{SPT,60} = \left(\frac{N_{SPT} \times E.Aplicada}{0,60} \right)$$

$$\text{Amostra (A): } N_{SPT}=5 \quad N_{SPT,60} = \left(\frac{5 \times 0,70}{0,60} \right) = 5,83 \quad (\text{GILBBS E HOLTZ 1957});$$

$$\text{Amostra (B): } N_{SPT}=8 \quad N_{SPT,60} = \left(\frac{8 \times 0,70}{0,60} \right) = 9,33 \quad (\text{GILBBS E HOLTZ 1957});$$

1.2- Densidade relativa da areia e ângulo de atrito

$$D_r = \left(\frac{N_{SPT}}{0,23 \times \sigma' + 16} \right)^{1/2} \quad (\text{GILBBS E HOLTZ 1957})$$

$$(1,49 - D_r) \times \text{TAN}(\emptyset') = 0,712 \quad (\text{DE MELLO, 1971})$$

1.3 - Amostra (A): $N_{SPT, corrigido} = 5,83$

$$D_r = \left(\frac{5,83}{0,23 \times 100 + 16} \right)^{1/2} = 0,387$$

$$(1,49 - D_r) \times \text{TAN}(\emptyset') = 0,712 \quad (1,49 - 0,387) \times \text{TAN}(\emptyset') = 0,712 \quad \emptyset' = 32,84^\circ$$

1.4 - Amostra (B): $N_{SPT, corrigido} = 9,33$

$$Dr = \left(\frac{9,33}{0,23 \cdot 100 + 16} \right)^{1/2} = 0,489$$

$$(1,49 - Dr) \times \text{TAN}(\emptyset') = 0,712 \quad (1,49 - 0,489) \times \text{TAN}(\emptyset') = 0,712 \quad \emptyset' = 35,42^\circ$$

Onde:

Dr: é a densidade relativa da areia;

σ' : é a tensão efetivo na camada;

$N_{SPT,60}$: é o valor do N_{SPT} corrigido para uma eficiência de 70% (Gilbbs e Holtz 1957);

\emptyset' : é o valor do ângulo de atrito interno obtido por meio da correlação

2. Solos Não Coesivos: Método de Skempton (1967) associado à de Mello (1971)

2.1 Eficiência $N_{SPT,60}$

$$N_{SPT,60} = \left(\frac{NSPT \times E.Aplicada}{0,60} \right)$$

$$\text{Amostra (A): } N_{SPT}=5 \quad N_{SPT,60} = \left(\frac{5 \times 0,55}{0,60} \right) = 4,58 \quad (\text{SKEMPTON 1967});$$

$$\text{Amostra (B): } N_{SPT}=8 \quad N_{SPT,60} = \left(\frac{8 \times 0,55}{0,60} \right) = 7,33 \quad (\text{SKEMPTON 1967});$$

2.2 Densidade relativa da areia e ângulo de atrito

$$Dr = \left(\frac{NSPT}{0,28 \cdot \sigma' + 27} \right)^{1/2} \quad (\text{SKEMPTON 1967})$$

$$(1,49 - Dr) \times \text{TAN}(\emptyset') = 0,712 \quad (\text{DE MELLO, 1971})$$

Amostra (A): $N_{SPT, corrigido} = 4,58$

$$Dr = \left(\frac{4,58}{0,28 \cdot 100 + 27} \right)^{1/2} = 0,289$$

$$(1,49 - Dr) \times \text{TAN}(\emptyset') = 0,712 \quad (1,49 - 0,289) \times \text{TAN}(\emptyset') = 0,712 \quad \emptyset' = 30,66^\circ$$

Amostra (B): $N_{SPT, corrigido} = 7,33$

$$Dr = \left(\frac{7,33}{0,28 \cdot 100 + 27} \right)^{1/2} = 0,365$$

$$(1,49 - Dr) \times \text{TAN}(\emptyset') = 0,712 \quad (1,49 - 0,365) \times \text{TAN}(\emptyset') = 0,712 \quad \emptyset' = 32,33^\circ$$

Onde:

Dr: é a densidade relativa da areia;

σ' : é a tensão efetivo na camada;

$N_{SPT,60}$: é o valor do $NSPT$ corrigido para uma eficiência de 55% (Skempton 1967);

\emptyset' : é o valor do ângulo de atrito interno obtido por meio da correlação.

3- Solos Não Coesivos: Método de Yoshida (1988) associado a Meyerhof (1959)

3.1 Eficiência $N_{SPT,60}$

$$N_{SPT,60} = \left(\frac{NSPT \times E.Aplicada}{0,60} \right)$$

$$\text{Amostra (A): } N_{SPT}=5 \quad N_{SPT,60} = \left(\frac{5 \times 0,60}{0,60} \right) = 5,0$$

$$\text{Amostra (B): } N_{SPT}=8 \quad N_{SPT,60} = \left(\frac{8 \times 0,60}{0,60} \right) = 8,0$$

3.2 Amostra (A): N_{SPT} , corrigido= 5,0

$$Dr = 25 * \sigma'^{(-0,012)} * N_{SPT,60}^{0,46} \quad (\text{Yoshida 1988})$$

$$Dr = 25 * 100^{(-0,12)} * 5,0^{0,46} = \mathbf{30,16}$$

$$\phi' = 28 + 0,15 * Dr \quad (\text{Meyrhof 1959})$$

$$\phi' = 28 + 0,15 * 30,16 = \mathbf{32,52^\circ}$$

3.3 Amostra (B): N_{SPT} , corrigido= 8,0

$$Dr = 25 * 100^{(-0,12)} * 8,0^{0,46} = \mathbf{37,44}$$

$$\phi' = 28 + 0,15 * 37,44 = \mathbf{33,62^\circ}$$

Onde:

Dr é a densidade relativa da areia;

σ' é a tensão efetivo na camada;

$N_{SPT,60}$ é o valor do NSPT corrigido para uma eficiência de 60%;

ϕ' é o valor do ângulo de atrito interno obtido por meio da correlação.

4 - Solos não Coesivos: Correlações de N_{SPT} e ângulo de atrito pelo Método Godoy (1983), agrupado com (Cintra 2003)

4.1 Amostra (A): $N_{SPT} = 5,0$

$$\phi' = 28^\circ + 0,2N$$

$$\phi' = 28^\circ + 0,2 * 5 = \mathbf{29^\circ}$$

4.2 Amostra (B): $N_{SPT} = 8,0$

$$\phi' = 28^\circ + 0,2N$$

$$\phi' = 28^\circ + 0,2 * 8 = \mathbf{29,60^\circ}$$

5 - Solos não Coesivos: Correlações de N_{SPT} e ângulo de atrito pelo Método Teixeira (1996), agrupado com (Cintra 2003)

5.1 Amostra (A): $N_{SPT} = 5,0$

$$\phi' = \sqrt{20N} + 15$$

$$\phi' = \sqrt{20 * 5} + 15 = 25^\circ$$

5.2 Amostra (B): $N_{SPT} = 8,0$

$$\phi' = \sqrt{20N} + 15$$

$$\phi' = \sqrt{20 * 8} + 15 = 27,65^\circ$$

COESÃO

APÊNDICE P – MEMORIAL DE CÁLCULO DA COESÃO

Serão apresentados todos os memoriais de cálculo que correlaciona coesão com valor do N_{SPT} para amostra (A e B), que resultou em tabelas do item 4.8.2.

1 - Solos Coesivos: Correlações de N_{SPT} e coesão dos solos coesivos Método $k * N_{SPT}$ BOWLES (1997)

1.1 Eficiência $N_{SPT,60}$

$$N_{SPT,60} = \left(\frac{N_{SPT} \times E.Aplicada}{0,60} \right)$$

$$\text{Amostra (A): } N_{SPT}=5 \quad N_{SPT,60} = \left(\frac{5 \times 0,70}{0,60} \right) = \mathbf{5,83}$$

$$\text{Amostra (B): } N_{SPT}=8 \quad N_{SPT,60} = \left(\frac{8 \times 0,70}{0,60} \right) = \mathbf{9,33}$$

1.2 Amostra (A): N_{SPT} , corrigido= 5,83

$$S_u = K * N_{SPT,60}$$

$$S_u = 12 * 5,83 = \mathbf{69,96 \text{ KPa}} \quad (\text{Bowles 1997})$$

$$S_u = 11 * 5,83 = \mathbf{64,13 \text{ KPa}} \quad (\text{Mello 1971})$$

$$S_u = 10,5 * 5,83 = \mathbf{61,22 \text{ KPa}} \quad (\text{Décourt 1989})$$

$$S_u = 4,5 * 5,83 = \mathbf{26,24 \text{ KPa}} \quad (\text{Stroud 1974})$$

$$S_u = 5,985 * 5,83 = \mathbf{34,89 \text{ KPa}} \quad (\text{Kulhawy e Mayne 1990})$$

Look (2007) = S_u (25 – 50) tabela 3

1.3 Amostra (B): N_{SPT} , corrigido= 9,33

$$S_u = K \cdot N_{SPT,60}$$

$$S_u = 12 \cdot 9,33 = \mathbf{111,96 \text{ KPa}}$$
 (Bowles 1997)

$$S_u = 11 \cdot 9,33 = \mathbf{102,63 \text{ KPa}}$$
 (Mello 1971)

$$S_u = 10,5 \cdot 9,33 = \mathbf{97,97 \text{ KPa}}$$
 (Décourt 1989)

$$S_u = 4,5 \cdot 9,33 = \mathbf{41,99 \text{ KPa}}$$
 (Stroud 1974)

$$S_u = 5,985 \cdot 9,33 = \mathbf{55,84 \text{ KPa}}$$
 (Kulhawy e Mayne 1990)

Look (2007) = S_u (25 – 50) tabela 3

TABELA 3 – VALORES DE CORRELAÇÃO ENTRE S_u E N_{SPT}

Consistência	$N_{SPT,60}$	S_u (kPa)
Muito Mole	<2	0-12
Mole	2-5	12-25
Média	5-10	25-50
Rija	10-20	50-100
Muito Rija	20-40	100-200
Dura	>40	>200

FONTE: LOOK (2007)

$$S_u = K \cdot N_{SPT,60}$$

Onde:

S_u = coesão não drenada

k = o valor do coeficiente empírico

Mello (1971) = indica que os valores de k podem variar entre uma faixa de valores de 0,4 a 20, mais utilizado e k = 11

Bowles (1997) = indica que k = 12

Décourt (1989) = indica um valor de k= 10,5

Stroud (1974) = indica um valor de k= 4,5.

Kulhawy e Mayne (1990) = indica um valor de k= 5,985.

Look (2007) = indica que os valores de k não são constantes e o mesmo deve ser ajustado conforme a variação do N_{SPT} , conforme Tabela 3.

$N_{SPT,60}$ = é o valor do N_{SPT} corrigido para uma eficiência de 70%;

LAUDOS DE SONDAGEM

APÊNDICE Q - LAUDOS DE SONDAGEM AMOSTRA A

PERFIL DE SONDAGEM A PERCUSSÃO COM SPT									
Obra: Diamante do Lago								SP-02	
Interessado: JP Arquitetura e Construções LTDA								Nível d'água: 8,60m	
Endereço: Quadra ARNO 13, Av. NS – 05, QI 04, Lote HM 02 (107 Norte). Palm as-To								Data do nível d'água: 27/07/2015	
N. amostra	Prof. (m)	GOLPES		PROC. DE PERF.	Recuperação (cm)	*Consistência / **Compacidade	N.A.	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	
		30 cm iniciais	30 cm finais						
00	-1,00			TC				Argila argilosa vermelha	
01	-1,45	5	5	TH	28	pouco compacta **		Areia fina pouco silteosa	
02	-2,45	2	4	TH	25	fofa **			
03	-3,45	5	4	TH	32	fofa **			
04	-4,45	7	7	CA	28	pouco compacta **		Areia fina variegada com pedregulho de quartzo	
05	-5,45	6	6	CA	18	pouco compacta **			
06	-6,45	11	13	CA	12	medianamente compacta **			
07	-7,27	50/27	20/12	CA	20	dura *		Silte argiloso variegado	
08	-8,20	50/20	10/5	CA	20	dura *			
09	-9,12	30/12		CA	8	dura *			
10	-10,22	50/22	20/7	CA	14	dura *			
11	-11,45							Impenetrável ao trépano de lavagem aos 10,45 m de profundidade	
12	-12,45								
13	-13,45								
14	-14,45							Lavagem: após 10 minutos - desceu 8 cm, após 20 minutos desceu 14 cm, após 30 minutos desceu 23 cm	
15	-15,45								
16	-16,45								
17	-17,45								
18	-18,45								
19	-19,45								
20	-20,45								
21	-21,45								
22	-22,45								
23	-23,45								
24	-24,45								
25	-25,45								
Descrições do amostrador: Diâmetro externo: 2" Diâmetro interno: 1 3/8" Peso batente: 65 Kg Altura da queda: 75 cm Diâmetro do revestimento: 2 1/2" Diâmetro da haste: 1"		Cota do furo: X Prof. da sondagem: Sondador: Hugo César Correia Rocha Execução do furo: 26/07/15			Processo de Perfuração: TC - Trado concha TH - Trado helicoidal CA - Circulação de água Emissão do laudo: 28/07/2015		Coordenadas: Engenheiro responsável: Kenia Parente Lopes e Mendonça CREA-GO 6965/D		
Referências Normativas: NBR 6484:2001-Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método do Ensaio NBR 8036:1983-Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios NBR 6502:1995-Rochas e Solos - Terminologia									

APÊNDICE Q - LAUDOS DE SONDAGEM AMOSTRA B

PERFIL DE SONDAGEM A PERCUSSÃO COM SPT									
Obra: SONDAGEM EM TERRENO - RESIDENCIAL LUMANVILLE								SP-04	
Interessado: LUMAN CONSTRUTORA E INCORPORADORA LTDA.								Nível d'água: não encontrado	
Endereço: ARNE 14, ALAMEDA 17, CONJ. LOTES "L", LOTE 6A. PALMAS-TO								Data do nível d'água:	
N. amostra	Prof. (m)	GOLPES		PROC. DE PERF.	Recuperação (cm)	*Consistência / **Compacidade	N.A.	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	
		30 cm iniciais	30 cm finais						
00	-1,00	-	-	TC				Silte arenoso vermelho	
01	-1,45	8	8	TH	28	pouco compacta **		Silte arenoso vermelho com pedregulho médio de laterita	
02	-2,45	8	9	TH	21	medianamente compacta **		Silte arenoso vermelho	
03	-3,45	9	12	TH	28	medianamente compacta **			
04	-4,45	16	24	TH	27	dura *		Silte argiloso vermelho	
05	-5,45	11	16	CA	26	rija *			
06	-6,45	22	27	CA	28	dura *		Silte argiloso amarelo	
07	-7,45	8	10	CA	32	média *			
08	-8,45	16	21	CA	27	dura *			
09	-9,45	26	24	CA	29	dura *			
10	-10,45	16	18	CA	35	rija *			
11	-11,45	18	23	CA	33	dura *		Silte argiloso amarelo	
12	-12,45	11	15	CA	30	rija *			
13	-13,45	17	22	CA	32	dura *			
14	-14,45	22	28	CA	29	dura *			
15	-15,45	22	28	CA	31	dura *			
16	-16,45	14	14	CA	30	rija *			
17	-17,45	21	17	CA	32	rija *			
18	-18,45	23	28	CA	28	dura *			
19	-19,45	23	22	CA	30	dura *			
20	-20,45	22	24	CA	30	dura *			
<i>Interrompido de acordo com a especificação do furo</i>									
Descrições do amostrador: Diâmetro externo: 2" Diâmetro interno: 13/8" Peso batente: 65 Kg Altura da queda: 75 cm Diâmetro do revestimento: 2 1/2" Diâmetro da haste: 1"			Cota do furo: Prof. da sondagem: 20,45 m Sondador: James			Processo de Perfuração: TC - Trado concha TH - Trado helicoidal CA - Circulação de água		Coordenadas: Engenheiro responsável: Eng. Civil Jocélio Cabral Mendonça CREA-GO 7599/D	
			Execução do furo: 02/02/17			Emissão do laudo: 10/02/2017			
<i>Referências Normativas:</i> NBR 6484:2001-Soilo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de Ensaio NBR 8036:1983-Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios NBR 6502:1995-Rochas e Solos - Terminologia									