

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ

**CARLOS EDUARDO DE SOUZA
ÉRICK SUCCI SILVA**

**VARIABILIDADE DOS PARÂMETROS DE DEFORMABILIDADE DO SOLO DE
CASCAVEL/PR AO LONGO DA PROFUNDIDADE**

**CASCAVEL - PR
2018**

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ

**CARLOS EDUARDO DE SOUZA
ÉRICK SUCCI SILVA**

**VARIABILIDADE DOS PARÂMETROS DE DEFORMABILIDADE DO SOLO DE
CASCAVEL/PR AO LONGO DA PROFUNDIDADE**

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

Professor Orientador: Professor Mestre Engenheiro Civil Maycon André de Almeida.

**CASCAVEL - PR
2018**

DEDICATÓRIA

Dedicamos este trabalho de conclusão de curso especialmente a Deus, aos meus familiares, que sempre estiveram me dando força, e também aos meus amigos que sempre estiveram comigo.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos primeiramente a Deus pela oportunidade e por não deixar faltar nada no decorrer desses 5 anos, nos dando força e coragem para enfrentar todos os obstáculos que se puseram em nosso caminho.

Aos nossos pais e familiares que nos apoiaram em todos os momentos difíceis sempre com muita paciência e dedicação.

Ao professor e mestre Maycon A. Almeida pela paciência e dedicação no decorrer desse trabalho, contribuindo com conhecimentos que serão levados por toda a minha vida profissional.

Aos nosso amigos que sempre estiveram conosco e acabaram sendo uma segunda família durante o curso, e também aos demais professores que contribuíram para nossa formação.

EPÍGRAFE

“O mesmo solo que te faz cair é o que te ajuda a levantar-te.”
Adágio hindu

RESUMO

O presente trabalho apresenta um estudo sobre a colapsibilidade do solo da região de Cascavel/PR, com o intuito de avaliar o comportamento do solo sobre atuação de cargas. Foram realizados um total de 12 ensaios de adensamento unidimensional de acordo com os padrões estabelecidos pela NBR 12007/90. Dividiu-se os ensaios em 3 para amostras na cota -1,5m e 3 na cota -12m, todos indeformados e pré-inundados em ambos os casos. Obteve-se a tensão de pré-adensamento média para cada cota, através dos métodos de Pacheco e Silva e por Casagrande, nos quais seus valores foram respectivamente 45,72 kPa e 50,03 kPa para cota -1,5m e para cota -12m 73,77 kPa e 72,94 kPa já para o (C_v) foi retirado uma média, de 0,0054 cm²/s para cota -1.5m e de 0,0067 cm²/s para a de -12m, o índice de compressão (C_c), foram encontrados as médias de 0,20 e de 0,16 para as cotas de -1,5m e -12m. Para a identificação da colapsibilidade realizou-se 6 ensaios, também nas cotas -1,5m e -12m, com a amostra indeformada e com características naturais. Logos após estabilização da amostra (24h) inundou-se o corpo de prova. Com os valores obtidos foi possível visualizar o colapso pela variação de altura do corpo de prova após adição de água chegando a uma valor médio de 2,65% de redução em comparação a amostra indeformada natural.

Palavras-chave: Pré-adensamento, Indeformados, Casagrande.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Perfil Solo Residual.....	21
Figura 2: Solos lateríticos no território brasileiro.....	22
Figura 3: Estrutura do solo colapsível.....	23
Figura 4: Efeito de amolgamento da amostra.....	25
Figura 5: Teoria do adensamento de solos de Terzaghi	26
Figura 6: Oedomêtro utilizado nos ensaios de compressão confinada.....	27
Figura 7: Condições de contorno do ensaio de compressão confinada.....	28
Figura 8: Anel Fixo.....	28
Figura 9: Anel flutuante.....	28
Figura 10: Representação dos resultados em termos de índice de vazios x tensão vertical	30
Figura 11: Determinação da tensão de pré-adensamento por Casagrande.....	32
Figura 12: Determinação da tensão de pré-adensamento por Pacheco e Silva.....	33
Figura 13: Curvas adensamento.....	34
Figura 14: Indicação dos trechos de recompressão, compressão e expansão do solo.....	35
Figura 15: Curva do índice de vazios em função do logaritmo da pressão.....	36
Figura 16: Coeficiente de adensamento pelo processo de Casagrande.....	37
Figura 17: Relação entre t_1 e t_2	37
Figura 18: Coeficiente de adensamento pelo processo de Taylor.....	38
Figura 19: Curva de adensamento amostra superficial indeformada natural.....	42
Figura 20: Localização do CEEF.....	43
Figura 21: Curvas granulométricas dos solos superficiais.....	44
Figura 22: Curvas granulométricas dos solos em profundidade.....	44
Figura 23: Amostra coletada cota -1,5m.....	45
Figura 24: Anel coletor.....	45
Figura 25: Amostra pronta para ensaio.....	46
Figura 26: Célula de adensamento.....	46
Figura 27- Curva de adensamento ensaio duplo.....	47
Figura 28- Identificação do colapso ensaio simples.....	48
Figura 29- Gráfico de deformação volumétrica.....	48
Figura 30: Curvas de adensamento amostras superficiais (-1,5 m).....	51
Figura 31: Curvas de adensamento amostras em profundidade (-12m).....	52

Figura 32: Tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}) amostra superficial (-1,5m).....	54
Figura 33: Coeficiente de Adensamento (C_v) método Casagrande.....	56
Figura 34: Curvas de adensamento amostras superficiais indeformadas natural.....	57
Figura 35: Curvas de deformação volumétricas.....	59
Figura 36: Curva de adensamento com identificação do colapso.....	60

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Tabela de índices físicos.....	24
Tabela 2: Recalque dos C.P's.....	49
Tabela 3: Dados obtidos antes do ensaio inundado.....	50
Tabela 4: Variação índices de vazios nos CP's 1,2, e 3 na cota -1,5m.....	50
Tabela 5: Variação índices de vazios nos CP's 1,2, e 3 na cota -12m.....	51
Tabela 6: Dados obtidos após ensaio enundado.....	53
Tabela 7: Resultado da tensão de pré-adensamento das amostras.....	54
Tabela 8: Índices de compressão.....	55
Tabela 9: Coeficiente de adensamento pelo método de Casagrande.....	56
Tabela 10: Valores Junior e Almeida (2017) x Silva e Souza (2018).....	58

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 01: Indicice de vazios ao final de cada estágio.....	31
Equação 02: Indicice de vazios inicial do corpo de prova.....	31
Equação 03: Grau de saturação.....	31
Equação 04: Razão de sobreadensamento (RSA).....	33
Equação 05: Índice de compressão.....	36
Equação 06: Coeficiente de adensamento.....	38
Equação 07: 50% do adensamento primário.....	39
Equação 08: Coeficiente de adensamento.....	39
Equação 09: Recalque total.....	41

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT - Associação brasileira de normas técnicas

CEEF - Campo Experimental de Engenharia da FAG

Cc – Coeficiente de Compressão

Ce – Coeficiente de Expansão

Cr – Coeficiente de Recompressão

EMBRAPA – Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

CP – Corpo de Prova

kPa – Quilo pascal

NBR – Norma Brasileira

NBR – Norma brasileira

n – porosidade

e – índice de vazios

γ_n – Peso específico natural

γ_d – Peso específico aparente seco

γ_s – Peso específico dos grãos

γ_d – Peso específico da água

Sr – Grau de saturação

RSA – Razão de sobreadensamento

Vv – Volume de vazios

W – Teor de umidade

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1.....	14
1.1 INTRODUÇÃO.....	14
1.2 OBJETIVOS.....	15
1.2.1 Objetivo geral.....	15
1.2.2 Objetivos específicos.....	15
1.3 JUSTIFICATIVA.....	16
1.4 FORMULAÇÃO DO PROBLEMA.....	16
1.5 FORMULAÇÃO DA HIPÓTESE.....	16
1.6 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA.....	17
CAPÍTULO 2.....	18
2.1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	18
2.1.1 Origem e formação dos solos.....	18
2.1.2 Tipos de solos.....	19
2.1.2.1 Solos transportados.....	19
2.1.2.2 Solos orgânicos.....	20
2.1.2.3 Solos residuais.....	20
2.1.2.4 Solos lateríticos.....	21
2.1.2.5 Solos colapsíveis.....	22
2.1.3 Índices físicos do solo.....	23
2.1.4 Efeito de amolgamento da amostra.....	24
2.1.5 Compressibilidade e Adensamento dos solos.....	25
2.1.6 Ensaio adensamento.....	27
2.1.6.1 Equipamentos.....	28
2.1.6.2 Procedimento de ensaio.....	29
2.1.6.3 Resultados do ensaio de compressão confinada.....	30
2.1.6.4 Interpretação dos resultados de um ensaio de compressão confinada.....	30
2.1.7 Tensão de pré-adensamento (σ'_{vm})	31
2.1.7.1 Método de Casagrande.....	32
2.1.7.2 Método de Pacheco Silva.....	34
2.1.8 Índice de Compressão (C_c).....	35
2.1.9 O coeficiente de adensamento (C_v).....	36

2.1.9.1	Processo por Casagrande.....	37
2.1.9.2	Processo por Taylor.....	37
2.1.10	Recalques.....	39
2.1.10.1	Recalque por adensamento.....	40
2.1.10.2	Recalque em solos colapsíveis.....	40
2.1.10.3	Recalque por rebaixamento de lençol freático.....	41
2.1.11	Estudos já realizados sobre o assunto.....	42
CAPÍTULO 3.....		43
3.1	METODOLOGIA.....	43
3.1.1	Tipos de estudo e local da pesquisa.....	45
3.1.2	Procedimentos de coleta e realização de ensaios.....	45
3.2	Identificação da colapsibilidade.....	46
CAPÍTULO 4.....		49
4.1	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	49
4.1.1	Dados do ensaio de adensamento.....	49
4.1.2	Tensão de pré-adensamento (σ'_{vm})	53
4.1.3	Índice de compressão (C_c).....	54
4.1.4	Coeficiente de adensamento (C_v).....	55
4.1.5	Comparativo entre o solo natural e o solo saturado.....	56
4.1.6	Análise da colapsibilidade.....	58
CAPÍTULO 5.....		61
5.1	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	61
CAPÍTULO 6.....		63
6.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	63
REFERÊNCIAS.....		64
APÊNDICE A: ENSAIO ADENSAMENTO.....		67
APÊNDICE B: GRÁFICOS PRÉ-ADENSAMENTO		73
APÊNDICE C: GRÁFICOS ÍNDICE DE COMPRESSÃO		75
APÊNDICE D: GRÁFICOS COEFICIENTE DE ADENSAMENTO.....		76

CAPÍTULO 1

1.1 INTRODUÇÃO

Em fundações o estudo geotécnico é de grande importância para verificação do solo (essencialmente na implantação e escolha da melhor técnica para fundação) e tem-se como um dos pontos mais relevantes, para garantir a segurança de uma obra de engenharia, as condições iniciais de um solo, como estado de tensões, coesão, tipo do solo, estudo do recalque entre outros (MACHADO E MACHADO, 1997).

Em seu estado natural o solo é composto por diversas variáveis estando ligadas diretamente com a localização geográfica. É possível que o solo não atenda as exigências necessárias para que o projeto geotécnico seja atendido, sendo necessário, além de um estudo aprofundado, utilizar técnicas e/ou alternativas para que o projeto seja executado (ALMEIDA, 2005).

O solo deve possuir capacidade de carga suficiente para aguentar a transferência das cargas das edificações, sem que ocorra deslocamentos. Ao receberem essas tensões impostas pelas fundações, os solos acabam sofrendo deformações (recalques), principalmente quando a água está presente ou se surge após uma chuva.

Segundo Pinto (2006), o recalque por adensamento que os solos sofrem, quando submetidos a tensões está diretamente relacionado com a compressibilidade do solo. A variação do índice de vazios é um dos fatores responsáveis pelas deformações volumétricas sofridas pelos solos quando submetidas a cargas provenientes da fundação de obras.

Para a obtenção de parâmetros que possibilitem determinar o comportamento e prever o recalque utiliza-se ensaios laboratoriais. O ensaio oedométrico desenvolvido por Karl von Terzaghi é método mais utilizado para determinar esse comportamento (Pinto, 2006). A norma que rege o ensaio citado é a NBR 12007/90 – Ensaio de Adensamento Unidimensional.

A importância da análise do solo tem como principal função minimizar erros no dimensionamento de fundações e reduzir a incidência de recalques provocados pelas tensões geradas por edificações. A análise do potencial de colapso do solo é um fator muito importante a se verificar nesses solos, pois dita, em maior parte das vezes, o comportamento de solos não saturados (JENNINGS & KNIGHT, 1975).

Existem duas formas para a análise da colapsibilidade, uma qualitativa e outra quantitativa. Na primeira, utilizam-se somente dados de ensaios de caracterização (granulometria, limites de consistência, etc.) dado ao grande número de metodologias propostas, encontradas na literatura,

pode-se verificar que esta forma qualitativa e indireta não é ideal para a análise da colapsibilidade dos solos, além do que, não levam em consideração a cimentação, a estrutura, entre outros aspectos relevantes do solo. A segunda forma usada para verificar o potencial de colapso trata da utilização de ensaios de adensamento simples, isto é, com a inundação em determinados níveis de carregamento.

A realização do trabalho teve como objetivo investigar a colapsibilidade do solo e realizar uma comparação entre a curva de adensamento com amostras indeformadas não saturadas com e sem inundação preliminar das profundidades de 1,5m e 12m coletadas no campo experimental do centro universitário Assis Gurgacz na cidade de Cascavel/PR.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Comprovar a característica colapsível do solo através de ensaios de adensamento em amostras indeformadas da superfície e em profundidade, coletadas através de poço de inspeção no Campo Experimental de Engenharia da FAG - CEEF.

1.2.2 Objetivos específicos

- Determinar curvas de adensamento com solo na condição de pré-inundação, para amostras da superfície e em profundidade.
- Verificar influência da entrada de água quando sob carregamento, de amostras da superfície e em profundidade durante ensaio adensamento.
- Comparar curvas de adensamento do solo nas condições de pré-inundação e no estado natural, realizadas por Junior e Almeida (2017);

1.3 JUSTIFICATIVA

Uma das principais causas de recalques é a redução do seu volume sob ação de cargas aplicadas, tal situação favorece os chamados recalques por adensamento (a deformação plástica e a redução do índice de vazios do solo em função do tempo e da carga aplicada). Esse fenômeno foi estudado por Terzaghi em 1943 (ORTIGÃO, 2007).

É comum que algumas obras iniciem sem que todos os ensaios geotécnicos estejam concluídos, em especial o de adensamento. Na medida em que os referidos ensaios são executados, os projetistas verificam e, se necessário, modificam o projeto em execução.

Este trabalho tem grande importância no estudo do solo, pois o mesmo está mostrando a diferença de resistência em estado natural para seu estado inundado, o quanto é a provável perda de resistência do mesmo através de gráficos de recalques.

1.4 FORMULAÇÃO DO PROBLEMA

Qual será a influência da inundação do solo e a identificação da colapsibilidade do solo de amostras superficiais e de profundidade coletadas no CEEF em Cascavel/PR?

1.5 FORMULAÇÃO DA HIPÓTESE

Caracterizado pelo alto índice de vazios e baixo teor de umidade o solo colapsível apresenta uma resistência aparente atingida devido à pressão de sucção que é desenvolvida nos seus vazios. Em condições saturadas, esses solos sofrem colapso devido à redução de seu volume pelo adensamento de suas camadas e perda de resistência repentina de sua capacidade de carga (CINTRA e AOKI, 2011).

Espera-se que no solo analisado consiga-se uma elevada redução no seu índice de vazios em relação a seu estado natural, pois de acordo com Ferreira et al. (1990), através de ensaios semelhantes conduzidos mostram que a capacidade de carga desses solos reduz a aproximadamente sua metade quando saturadas, acredita-se que ocorra a mesma situação nas amostras coletadas no CEEF.

1.6 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA

A pesquisa consistiu em determinar os parâmetros de adensamento através do ensaio adensamento, utilizando amostras indeformadas da cota -1,5m e -12m retiradas de cavas diferentes do CEEF e que sofreram um processo de saturação antes do início de cada ensaio e compará-las entre si. Cada ensaio foi realizado de acordo com a NBR 12007/90 – Ensaio de Adensamento Unidimensional sendo que o tempo de cada ensaio teve uma duração mínima de 8 dias, sendo 1 dia para inundar o corpo de prova mais 7 dias aplicando carga. Cada incremento de carga permaneceu por 24 horas sendo 10 kPa a carga inicial e os incrementos de 20,40,80,160,320,640 kPa.

Para o ensaio de investigação da colapsibilidade do solo utilizou-se as mesmas cotas do ensaio de adensamento utilizando as amostras em estado natural na primeira fase e inundando as mesmas em uma segunda fase fazendo medições do recalques atingidos em cada fase para comprovar a colapsibilidade do solo.

CAPÍTULO 2

2.1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo será abordada a origem e a formação dos solos, tipos de solos, compressibilidade e adensamento, índices físicos, efeito de amolgamento, teoria de Terzaghi e ensaios de laboratório e seus resultados e por fim tipos de recalques.

2.1.1 Origem e formação dos solos

De acordo com Caputo (1987), solos são materiais resultantes do intemperismo ou meteorização das rochas, os quais ocorrem por desintegração mecânica ocorrendo através de agentes como água, temperatura, vegetação e vento ou intemperismo químico sendo o processo pelo qual ocorre modificação mineralógica da rocha, sendo seu principal agente a água, a qual conta com ajuda de mecanismos como oxidação, hidratação, carbonatação e os efeitos químicos da vegetação.

Varela (2009) afirma que, intemperismo físico é a degradação da rocha por meio de processos físicos, sem alteração da sua composição química e intemperismo químico é o conjunto de reações químicas que alteram os minerais que compõem as rochas e que as modificam quando estas estão expostas ao tempo.

Classificar o solo pela sua origem é um complemento importante para o acúmulo de conhecimento sobre ele e pode ser tão importante quanto a classificação sob o ponto de vista da constituição física. Segundo Caputo (1996) e Pinto (2006), a primeira característica para classificação de um solo é através da sua granulometria (pedregulhos, areias, siltes e argilas). O solo é composto por partículas que de acordo com concentração de cada tipo de solo apresenta características de permeabilidade, resistência ao cisalhamento e de deformabilidade diferentes interferindo nos projetos. Devido a esses comportamentos faz-se necessário o estudo inicial das características dos grãos que constituem o solo, a fim de entender os diversos comportamentos que este pode apresentar.

Ainda segundo DAS (2007), as dimensões das partículas do solo surgem devido ao processo de intemperismo, podendo ser classificados de acordo com o seu diâmetro de acordo com a NBR 6502/1995:

- Pedregulhos: São fragmentos de rocha que possuem diâmetro superior a 2mm. São comumente encontrados em margens de rios e em depressões preenchidas de rios.
- Areias: Possuem origem semelhante à dos pedregulhos, porém, apresentam diâmetros que variam entre 2mm e 0,06mm. As areias são subdivididas em três classificações, podendo ser areia fina de 0,06mm a 0,2mm, areia média 0,2mm a 0,6mm e areia grossa de 0,6mm a 2mm. Os grãos de areia são ásperos, não apresentam plasticidade e comprimem-se rapidamente quando carregados.
- Siltes: São solos com granulometria fina, com diâmetros que variam entre 0,06mm e 0,002mm. Os siltes apresentam pouca ou nenhuma plasticidade.
- Argilas: são classificados com muito finas, pois suas partículas possuem diâmetros inferiores a 0,002mm. As argilas possuem como característica uma boa plasticidade e elevada resistência mecânica quando secas.

2.1.2 Tipos de solos

O solo é resultado da ação de vários elementos: água, clima, organismos vivos, relevo, tipo de rocha e o tempo de atuação desses fatores. Em função da ação conjunta dos diversos fatores, originam-se diversos tipos de solo.

Os solos, do ponto de vista geotécnico, são classificados em transportados, orgânicos, residuais, lateríticos e colapsíveis.

2.1.2.1 Solos transportados

Solos transportados, também denominados solos sedimentares, tem o material do intemperismo transportado e depositado em local, distinto do local de origem, pela ação de agentes geológicos como o vento, a água, o gelo, etc. Se originam não apenas dos solos residuais como também de outros solos transportados (AZEVEDO, 2010).

Solos transportados exibem características de acordo com o agente de transporte e ambiente de deposição podendo ser classificados de acordo com a função do agente de transporte e ambiente de deposição. Este tipo de solo pode ser classificado em: solos coluviais (gravidade), transportados por gravidade com auxílio de enxurradas, solos aluviais (água), as partículas sólidas

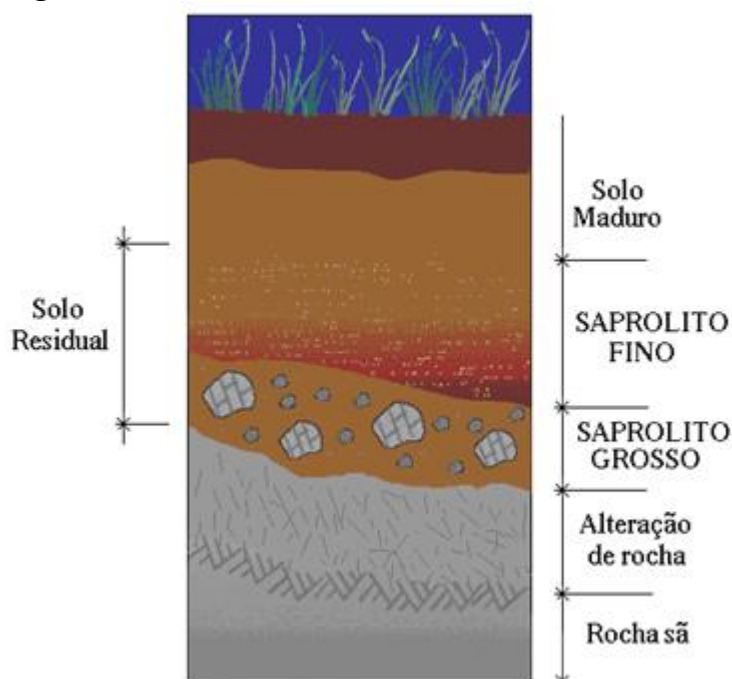
transportadas pelas águas dos rios são depositadas nos momentos em que a corrente sofre uma diminuição de velocidade, solos eólicos (ar), são solos depositados pela ação dos ventos, solos glaciais, as geleiras arrancam fragmentos de rocha das paredes do seu canal quando se movimentam “empurrando” o material que está à sua frente (VARGAS, M. 1978).

2.1.2.2 Solos orgânicos

Os solos orgânicos são compostos de matéria orgânica, ou seja, formados através da decomposição de vegetais, animais e microrganismos. O húmus, responsável pela fertilidade do solo, é o nome dado à matéria orgânica de coloração escura que fica depositada nesse tipo de solo através das condições aeróbicas, ou seja quando há presença de oxigênio, por exemplo, nos animais vertebrados e invertebrados. Por sua vez, a turfa é o nome dado à matéria orgânica formada por processos anaeróbicos, que ocorrem com a ausência de oxigênio, por exemplo, os fungos e bactérias. É o solo mais apropriado para o desenvolvimento de plantas, sendo muito utilizado na agricultura (VARGAS, 1978).

2.1.2.3 Solos residuais

Os solos residuais são formados a partir da decomposição e desagregação da rocha de onde se encontram, não existindo assim o transporte de materiais de outras localidades durante a sua formação. Possuem características muito semelhantes à da rocha que lhe originou, sendo possível encontrar blocos de rocha praticamente inalterados. Também, esse tipo de solo apresenta granulometria bem graduada, ou seja, possuem parcelas de material gráudo, médio ou fino, sem uma predominância (AZEVEDO, 2010). A Figura 1 ilustra um perfil de um solo residual.

Figura 1: Perfil Solo Residual

Fonte: MACHADO (1997)

2.1.2.4 Solos lateríticos

De acordo com Schellmann (1982), e Melfi (1997), o termo laterita pode ser definido com: “acumulações superficiais ou subsuperficiais de produtos provenientes do intenso intemperismo de rochas, desenvolvidos sob condições favoráveis a uma maior mobilidade dos elementos alcalinos, alcalinos terrosos e sílica e imobilização de ferro e de alumínio”.

A laterização dos solos ocorre em locais onde tem-se grandes períodos de chuva e logo após um período de estiagem. Assim ocorre o processo de lavagem do solo removendo a sílica coloidal da superfície, resultando assim em um solo superficial com coloração avermelhada devida a alta concentração de óxido de ferro e alumínio (BUENO; VILAR, 1979). O solo laterítico tem como características principais: alto teor de materiais finos, elevada porosidade, em estado natural apresenta elevada resistência, porém, este tipo de solo, quando ocorre a adição de água, perde repentinamente sua resistência.

Na presença de água a expansão e a perda de suporte dos solos lateríticos é um importante limitante no uso desse solo em pavimentos. Grande parte do território brasileiro é constituído por solo laterítico, conforme ilustrado na Figura 2, onde verifica-se que a predominância do solo paranaense possui essas características (NOGAMI; VILLIBOR, 1995).

Figura 2: Solos Lateríticos no território brasileiro



Fonte: NOGAMI; VILLIBOR (1995)

Segundo Pinto (2006), os solos lateríticos têm sua fração de argila constituída de materiais caulíníticos e apresentam elevada incidência de ferro e alumínio na forma de óxidos de hidróxidos, resultando na coloração avermelhada.

Na natureza, os solos lateríticos apresentam-se, geralmente, não saturados, com índice de vazios elevado, daí sua baixa capacidade de suporte. Após compactados, sua capacidade de suporte é elevada, apresentando contração se o teor de umidade diminuir, mas não apresenta expansão na presença de água.

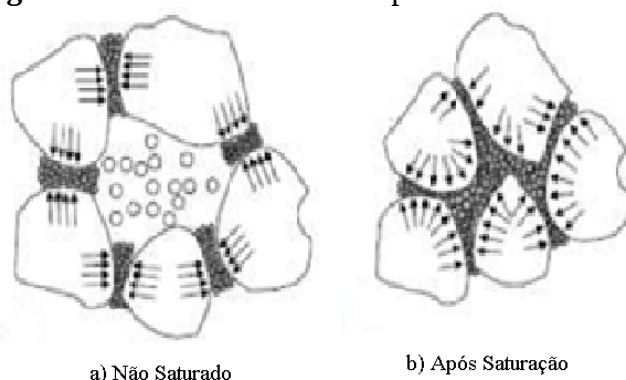
2.1.2.5 Solos colapsíveis

Segundo Pinto (2006), solos colapsíveis são solos não saturados que apresentam uma considerável e rápida compressão quando submetidos a um aumento de umidade sem que tenha variação da tensão total a que estejam submetidos.

Solos colapsíveis podem ser caracterizados como solos que apresentam uma repentina mudança de comportamento quando saturados, devido ao aumento no seu teor de umidade, e seus agentes cimentantes do solo são enfraquecidos, assim reduzindo sua resistência ao cisalhamento e causando a redução do volume do solo, quando está sob tensão (LOBO; FERREIRA, RENOFIO, 2003).

São denominados solos colapsíveis aqueles que apresentam alto teor de porosidade, formados tanto por areias como por argilas, e possuem a característica de ter suas partículas unidas por uma espécie de cimentação, proporcionada por materiais como o calcário (REBELLO, 2008). A Figura 3 representa a estrutura de um solo colapsível antes de estar saturado e depois de sofrer saturação em “a” e “b” respectivamente.

Figura 3: Estrutura do solo colapsível



Fonte: GUTIERREZ (2003)

Solos colapsíveis tem suas partículas unidas pelas tensões de sucção presente entre eles, porém quando saturado a tensão que unias as partículas acaba diminuindo gerando o escorregamento entre partículas gerando assim o colapso (AZEREDO, 2010).

2.1.3 Índices físicos do solo

Segundo Caputo (1987), a relação entre a massa da água contida em um determinado volume de solo e a massa da parte sólida nesse mesmo volume chamada de umidade, que tem seu valor expresso por uma porcentagem. Para determinar a umidade, basta determinar a massa da amostra de solo em seu estado natural, colocá-la em uma estufa a 110°C para a secagem completa e determinar, então, a massa seca. Com a diferença entre a massa seco e a massa natural, tem-se a

massa de água. A Tabela 1 mostra como os principais índices físicos do solo podem ser determinados.

Tabela 1: Tabela de índices físicos

Índices Físicos	Equações	Unidade
Peso específico seco (Y_d)	$Y_d = \frac{Y_n}{1 + w}$	g/cm ³
Peso específico natural (Y_n)	$Y_n = \frac{M_s}{V_s}$	g/cm ³
Porosidade (n)	$n = \frac{e}{1 + e}$	%
Teor de Umidade (w)	$w = \frac{S_r \cdot e \cdot Y_w}{1 + e}$	%
Grau de Saturação (S_r)	$S_r = \frac{V_v}{V_t} \cdot 100$	%

Fonte: Autor (2018)

Onde “e” é índice de vazios do solo, “ γ_w ” a massa específica da água de valor 1 g/cm³, “ V_v ” o volume de vazios, “ V_t ” o volume total, “ M_s ” a massa seca e “ V_s ” o volume dos sólidos.

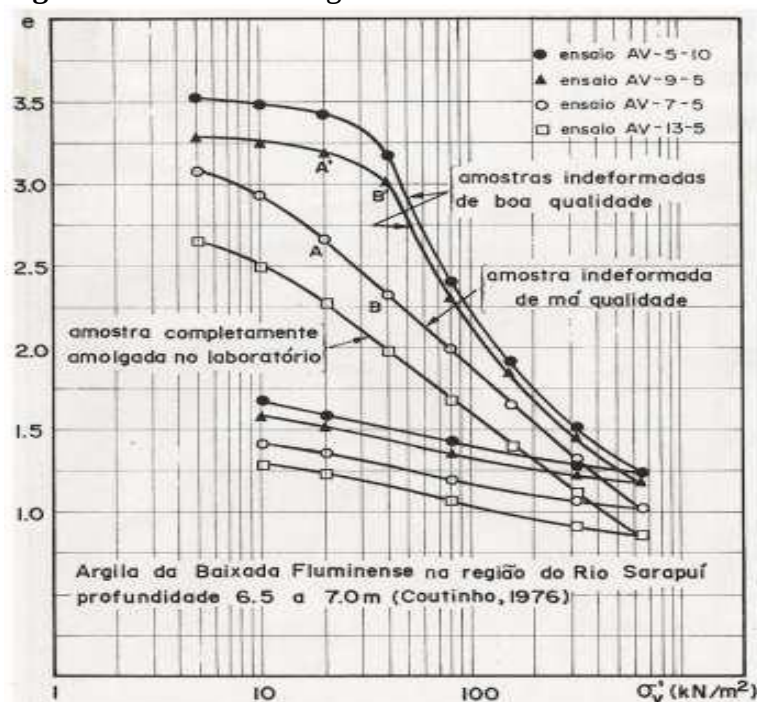
2.1.4 Efeito de amolgamento da amostra

Segundo Martins e Lacerda (1994), em argilas moles saturadas o amolgamento é a destruição parcial ou total da estrutura original por deformação de distorção. No que se refere ao seu possível amolgamento (perturbação) durante a sua coleta, transporte ao laboratório ou ainda na sua preparação antes de ser submetida à prensa de adensamento, a qualidade da amostra a ser submetida ao ensaio de adensamento influencia diretamente na qualidade dos resultados a serem obtidos.

Segundo Martins e Lacerda (1994), quem primeiro se atentou para o problema da influência da qualidade da amostra no ensaio de compressão unidimensional foi Casagrande. Entretanto, Rutledge foi quem primeiro descreveu os primeiros efeitos do amolgamento sobre a curva de adensamento (MARTINS e LACERDA, 1994).

Os efeitos do amolgamento tornam-se evidentes ao se compararem os resultados de ensaios em amostras de boa e má qualidade, como mostra a Figura 4. Para isso, tem-se, por exemplo, os resultados obtidos por Coutinho (1976) em amostras de argila coletadas em Sarapuí - RJ.

Figura 4: Efeito de amolgamento da amostra



Fonte: COUTINHO (1976)

Os efeitos mais marcantes do amolgamento das amostras sobre a curva de adensamento abordados por Martins e Lacerda (1994), são:

- Qualquer que seja a tensão vertical efetiva (σ'_v), o índice de vazios (e) é menor para amostras de qualidade inferior;
- O trecho de maior curvatura do gráfico de adensamento torna-se menos acentuado, dificultando a determinação da tensão de sobreadensamento (σ'_{vm});
- Redução do valor estimado para σ'_{vm} ;
- Aumento da compressibilidade na região de recompressão;
- Decréscimo da compressibilidade no trecho de compressão virgem; e
- Eliminação da concavidade da curva adensamento no trecho virgem, resultando em uma linha aproximadamente reta.

2.1.5 Compressibilidade e adensamento dos solos

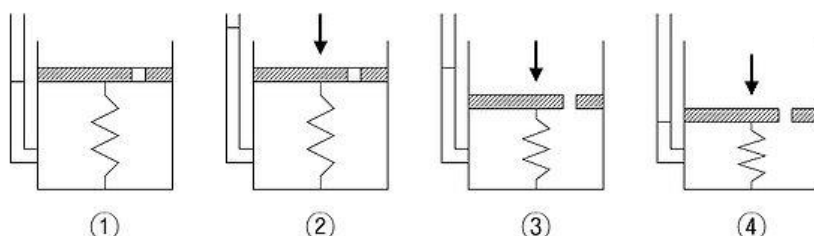
As cargas de uma determinada estrutura ou, por exemplo, da construção de um aterro, são transmitidas ao solo gerando uma redistribuição dos estados de tensão em cada ponto do maciço (acréscimos de tensão), a qual irá provocar deformações em maior ou menor intensidade, em toda área nas proximidades do carregamento, que por sua vez, resultarão em recalques superficiais.

Os processos de compressão podem ocorrer por compactação (redução de volume devido ao ar contido nos vazios do solo) e pelo adensamento (redução do volume de água contido nos vazios do solo) (MASSAD, 2003).

Em solos saturados a variação de volume é devida à drenagem da água. Esta situação é verificada para o caso de ocorrência de argilas sedimentares em que se tem o grau de saturação igual 100%. A compressibilidade de um solo irá depender do arranjo estrutural das partículas que o compõem e do grau, quanto mais próximas, em que estas são mantidas uma em contato com a outra.

Karl von Terzaghi é internacionalmente reconhecido como o fundador da mecânica dos solos, pois seu trabalho sobre adensamento é considerado o marco inicial desse novo ramo da ciência na engenharia. Terzaghi considera que a estrutura sólida do solo seja semelhante a uma mola, cuja deformação é proporcional à carga sobre ela aplicada, como se demonstra na Figura 5. Nesse contexto, o solo saturado é representado por uma mola dentro de um pistão cheio de água, no êmbolo do qual existe um orifício de reduzida dimensão pelo qual a água passa lentamente, sendo que a pequena dimensão representa a baixa permeabilidade (PINTO, 2006).

Figura 5: Teoria do adensamento de solos de Terzaghi



Fonte: PINTO (2006)

O modelo mecânico de Terzaghi, representado na Figura 05, mostra um cilindro cheio d'água, e com a mola dentro, estão em equilíbrio, representando o solo saturado. Após aplicado um carregamento sobre o pistão podemos considerar que a água sustenta toda a carga já que ela pode ser considerada incompressível. À medida que a água é drenada, parte do carregamento passa a ser suportado pela mola que vai encolhendo e aumentando sua resistência ou seja, o solo está adensando. O sistema volta ao equilíbrio pois a pressão da água foi toda dissipada e a mola, que representa a estrutura sólida do solo, suporta a carga sozinha.

As hipóteses que Terzaghi (1943) apud Pinto (2006) admite em sua teoria do adensamento que o solo é homogêneo, saturado, a compressibilidade dos grãos e de água nos vazios do solo são

desprezíveis se comparadas à compressibilidade do esqueleto sólido, não há diferença entre o comportamento entre as camadas de argila de pequenas e grandes espessuras, a compressão é unidimensional, o fluxo de água é unidimensional, admitem-se constantes certos parâmetros físicos que variam durante o processo de adensamento e vale a relação idealizada entre o índice de vazios (e) e tensão vertical efetiva, na qual o índice de vazios varia linearmente com o aumento da tensão durante o adensamento.

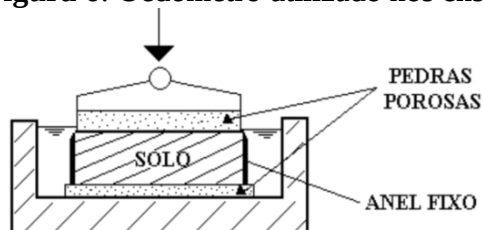
2.1.6 Ensaio de adensamento

O ensaio de adensamento tem como propósito a definição das características dos solos através de experimentos que determinam o recalque do solo por adensamento. A norma que prescreve o método de determinação das propriedades de adensamento do solo, caracterizadas pela velocidade e magnitude das deformações, quando o solo é lateralmente confinado e axialmente carregado e drenado é prescrito pela NBR 12007 – Ensaio de adensamento unidimensional.

Pinto (2006) comenta que o ensaio de adensamento tem por objetivo a determinação experimental das características do solo que interessam à determinação dos recalques provocados pelo adensamento. Sua concepção corresponde ao estudo de um modelo para a posterior interpretação do protótipo.

O estudo de compressibilidade dos solos é normalmente efetuado utilizando-se o oedomêtro, desenvolvido por Terzaghi para o estudo das características de compressibilidade e taxa de compressão do solo com o tempo. A Figura 6 apresenta o aspecto do recipiente do aparelho em que é colocada a amostra.

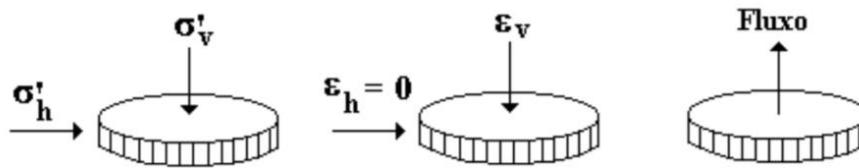
Figura 6: Oedomêtro utilizado nos ensaios de compressão confinada



Fonte: Faculdade de Engenharia – NuGeo/Núcleo de Geotecnia (2013)

O ensaio consiste na compressão de uma amostra de solo, compactada ou indeformada, pela aplicação de valores crescentes de tensão vertical, sob a condição de deformação radial nula. As condições de contorno estão apresentadas na Figura 7.

Figura 7: Condições de contorno do ensaio de compressão confinada



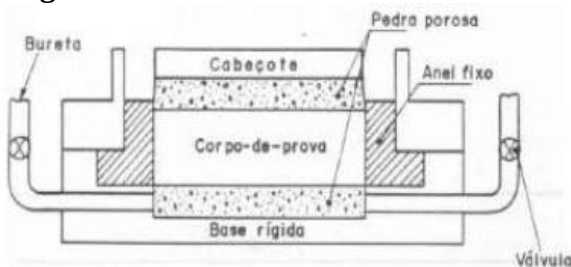
Fonte: Faculdade de Engenharia – NuGeo/Núcleo de Geotecnia (2013).

2.1.6.1 Equipamentos

De acordo com a Norma 12.007/90, a aparelhagem utilizada para a realização do ensaio é a seguinte:

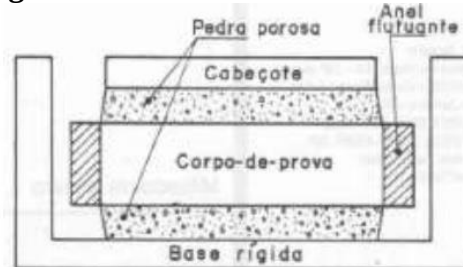
- Sistema de aplicação de carga (prensa de adensamento): o sistema e aplicação de carga deve permitir a aplicação e manutenção das cargas verticais especificadas, ao longo do tempo, e com uma precisão de 0,5% da carga aplicada. Após o incremento de carga, a transferência para o corpo de prova deve ocorrer em um intervalo de tempo não superior a dois segundos e sem impacto significativo.
- Célula de adensamento: trata-se de um dispositivo apropriado para conter o corpo de prova e que deve proporcionar meios para a aplicação de cargas verticais, a medida da variação da altura do corpo de prova e sua eventual submersão. Consistem em uma base rígida, um anel para conter o corpo de prova e sua eventual submersão. Consistem em uma base rígida, um anel para conter o corpo de prova, pedras porosas e um cabeçote rígido de carregamento. O anel pode ser do tipo fixo ou flutuante conforme esquemas indicados nas Figuras 8 e 9.

Figura 8: Anel Fixo.



Fonte: NBR 12007/90.

Figura 9: Anel flutuante.



Fonte: NBR 12007/90.

- Balança com capacidade nominal de 3KG, com resolução de 0,1g e sensibilidade compatível;

- Cronometro com resolução de 1s; e
- Equipamentos diversos, incluindo paquímetro, espátulas, etc.

2.1.6.2 Procedimento de ensaio

Para solos com amostra indeformada deve se realizar conferência das condições da prensa verificando o equilíbrio da mesma, posteriormente a célula pode ser colocada na prensa de adensamento para que possa dar início ao ensaio.

Antes do início do ensaio e seguindo a NBR12007/90, deve-se inundar o corpo de prova durante 24 horas e somente após esse período de inundação começar o ensaio. Após essa pressão inicial de 5 kPa para o solo estabilizar, zera-se o extensômetro imediatamente aplicando 10 kPa como tensão inicial e após essa carga aplica-se incremento de carga nos valores de 20, 40, 80, 160, 320, 640 kPa, mantendo cada pressão realizada pela carga durante um período de 24 horas.

O procedimento de leitura do extensômetro da altura do corpo de prova, deve ser feito imediatamente antes do carregamento (no tempo zero) e após isso, nos intervalos de tempo de 15s, 30s, 1min, 2min, 4min, 8min, 15min, 30min, 1h, 2hrs, 4hrs, 8hrs e 24hrs.

Concluído a coleta de dados de todas as pressões realiza-se o descarregamento do corpo de prova em 3 estágios, realizando as leituras no extensômetro de expansão do corpo de prova, devido ao alívio de pressão, para que possa ocorrer a estabilização da amostra.

Pinto (2006) afirma que, mesmo a amostra tendo uma altura relativamente baixa, devido ao atrito do solo com o anel lateral, não é necessário levar em consideração. O atrito entre o anel e o solo pode atingir valores na ordem de 10 a 20% da pressão vertical aplicada na amostra sendo assim alguns laboratórios utilizam alturas inferiores a comumente usada.

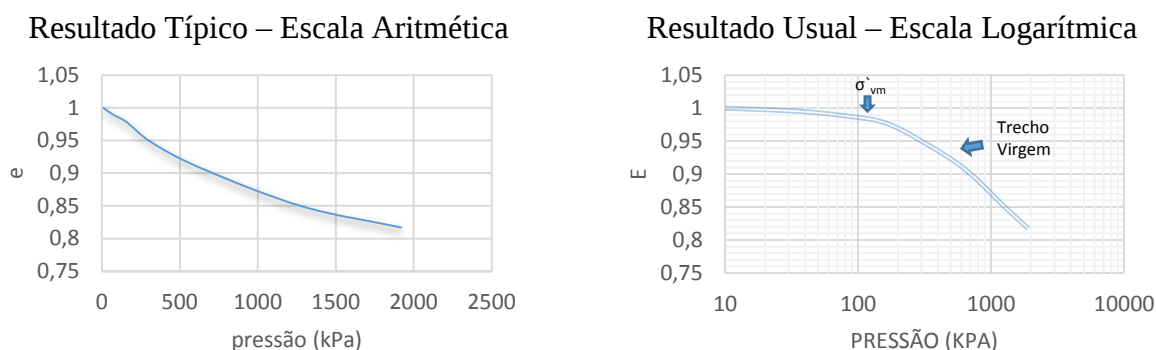
O anel rígido procura simular em laboratório as condições do solo em seu ambiente natural para obtenção de maior precisão, onde a deformação lateral será impedida pela peça de ocorrer assim como no ambiente de obra. A carga vertical será aplicada através da pedra porosa superior por meio de um disco metálico e a compressão sofrida pelo solo será medida através de um extensômetro que possui uma sensibilidade em 0,01mm.

Segundo a NBR 12007/90 o objetivo do ensaio de adensamento é determinar as características de adensamento do solo, através da velocidade e a intensidade das deformações, quando o solo é lateralmente confinado e axialmente carregado e drenado.

2.1.6.3 Resultados do ensaio de compressão confinada

A Figura 10 representa os resultados dos ensaios de adensamento, relacionando o índice de vazios pela tensão vertical efetiva para cada estágio, sem e com escala log.

Figura 10: Representação dos resultados em termos de índice de vazios x tensão vertical



Fonte: O Autor (2018)

O valor da tensão a qual separa os trechos de recompressão e compressão virgem do solo na curva de compressão do solo é normalmente denominado de tensão de pré-adensamento, e representa, conceitualmente, o maior valor de tensão já sofrido pelo solo em campo (no resultado apresentado na Figura 15, se aproxima de 100 kPa). Corresponde ao início do trecho virgem de compressão (em que se tem o comportamento linear do índice de vazios com o log da tensão vertical aplicada).

2.1.6.4 Interpretação dos resultados de um ensaio de compressão confinada

A taxa de deformação do solo no início do ensaio é bem veloz, mas com o decorrer do ensaio ela decresce. Depois de transcorrido o tempo necessário para que as leituras se tornem constantes, os resultados de cada estágio são colocadas em um gráfico em função do logaritmo do tempo.

A curva de compressão do solo é normalmente representada em função do índice de vazios *versus* o logaritmo da tensão vertical. O valor do índice de vazios ao final de cada estágio de carregamento pode ser obtido considerando-se a hipótese de carregamento confinado, a partir da relação da deformação volumétrica com o índice de vazios conforme Equação 1:

$$e_f = e_0 - \frac{\Delta h}{h_0} \cdot (1 + e_0) \quad (1)$$

Onde:

e_f : índice de vazios ao final do estágio de carregamento atual.

Δh : variação da altura do corpo de prova (acumulada) ao final do estágio.

h_0 : altura inicial do corpo de prova (antes do início do ensaio).

e_0 : índice de vazios inicial do corpo de prova (antes do início do ensaio).

O índice de vazios inicial do corpo de prova (e_0) pode ser obtido a partir da relação discriminada na Equação 2:

$$e_0 = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \quad (2)$$

Onde:

γ_s : peso específico das partículas solidas.

γ_d : peso específico seco na condição inicial.

Para a condição inicial da amostra, pode-se calcular o grau de saturação (S_r) a partir da relação expressa na Equação 3:

$$S_r = \frac{w_0}{e_0} \quad (3)$$

Onde:

W_0 : teor de umidade na condição inicial.

e_0 : índice de vazios inicial do solo.

2.1.7 Tensão de pré-adensamento (σ'_{vm})

O valor de tensão que separa os trechos de recompressão e compressão virgem do solo na curva é denominado de tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}) e representa o maior valor de tensão já sofrido pelo solo em capo. Como os solos apresentam um comportamento não-elástico, eles possuem uma certa “memória de carga”. Assim a tensão de pré-adensamento é definida como a

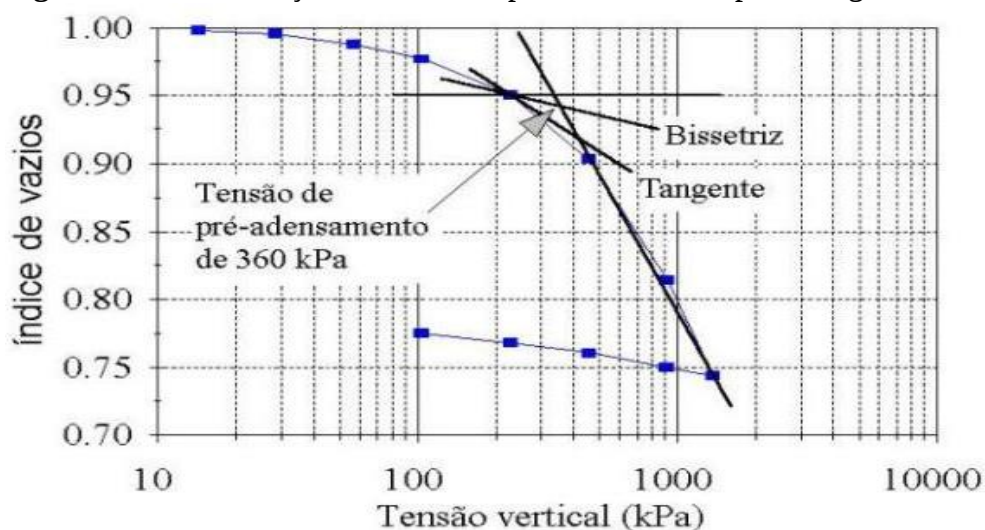
tensão correspondente ao maior carregamento a que um solo esteve submetido na sua vida geológica (CASAGRANDE, 1936, apud PINTO, 2006).

De acordo com Pinto (2006), a tensão de pré-adensamento não pode ser determinada com precisão, entretanto, existem métodos empíricos que permitem estimar o valor mais provável dessa tensão. Os dois métodos mais comuns para a determinação são os métodos de Casagrande e de Pacheco e Silva.

2.1.7.1 Método de Casagrande

Pelo método de Casagrande determina-se o ponto de maior curvatura da curva de compressão confinada do solo e, por este ponto, traça-se uma tangente à curva e uma reta horizontal. Assim, a tensão de pré-adensamento do solo será determinada pela interseção do prolongamento da bissetriz ao ângulo formado por estas duas retas com o prolongamento da bissetriz ao ângulo formado por estas duas retas com prolongamento da reta de compressão virgem do solo, como mostra a Figura 11.

Figura 11: Determinação da tensão de pré-adensamento por Casagrande



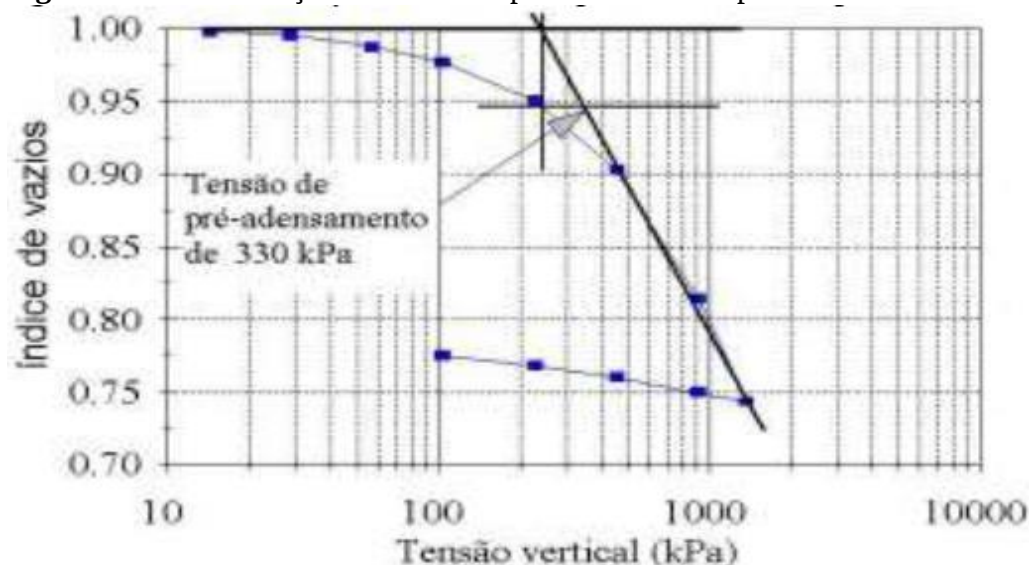
Fonte: PINTO (2009)

2.1.7.2 Método de Pacheco Silva

De acordo com a NBR 12007/90, pelo método de Pacheco Silva, prolonga-se o trecho da inclinação da reta virgem até que este toque uma reta horizontal, fixada em um valor

correspondente ao índice de vazios inicial do solo, ou seja, antes do ensaio de adensamento. Sobre esse ponto de intersecção, passa-se uma reta vertical até se atingir a curva de compressão do solo. Por este ponto, traça-se novamente uma horizontal até atingir o prolongamento do trecho de compressão virgem, realizado anteriormente, sendo este o ponto cujo valor é a tensão de pré-adensamento do solo, como mostra na Figura 12.

Figura 12: Determinação da tensão de pré-adensamento por Pacheco e Silva



Fonte: PINTO (2009)

Segundo Pinto (2006), ao comparar-se as tensões efetivas sobre o solo no local que foi retirada a amostra com a tensão de pré-adensamento da amostra, pode-se conhecer um pouco a evolução desse solo. Essa tensão é sensivelmente maior do que a tensão efetiva do solo. Isso seria uma indicação de que, no passado, o solo esteve sujeito a tensões maiores do que as atuais, eventualmente, teria havido uma camada de solo sobreposta a atual que teria sido removida por erosão. Neste caso, o solo é considerado como solo sobreadensamento e a relação entre a tensão de pré-adensamento e a tensão efetiva atual dá-se o nome de razão de sobreadensamento (RSA) e está sua fórmula demonstrada na Equação 4.

$$RSA = \frac{\sigma'_a}{\sigma'_v} \quad (4)$$

Onde:

σ'_a : tensão de pré-adensamento (kPa).

σ'_v : tensão efetiva (kPa).

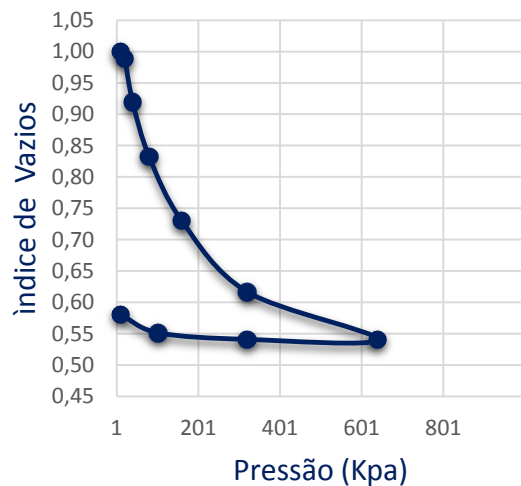
Com base no valor da tensão de pré-adensamento, se tem as seguintes classificações:

- $RSA < 1$: solo sub-adensado (em adensamento ou amostra de má qualidade).
- $RSA = 1$: solo normalmente adensado.
- $RSA > 1$ – Solo pré-adensado.

Martins (2013) apud Pinto (2006), indicam que a medida que o solo adensa, muitas de suas propriedades se alteram, como, por exemplo, o índice de vazios diminui e consequentemente a permeabilidade diminui. O índice de vazios não varia linearmente em função da tensão efetiva. Para pequenas variações de tensão no trecho sobreadensado (valores inferiores ao σ'_{vm}), essa aproximação se assemelha bastante à realidade, enquanto para valores maiores, um trecho da curva (depois que ultrapassado o valor de σ'_{vm}) é retilíneo quando se apresenta o eixo das abscissas em logaritmo da tensão efetiva, conforme Figura 13.

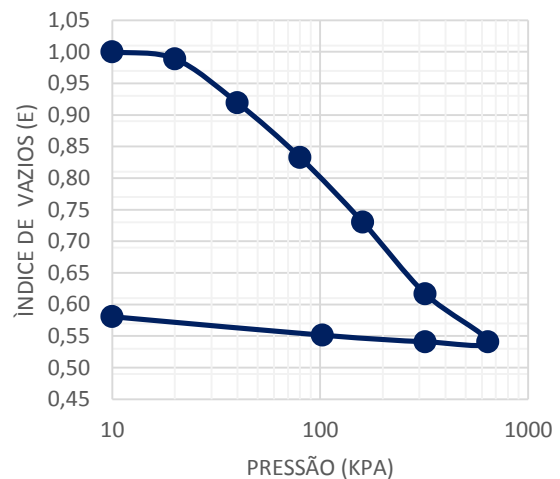
Figura 13: Curvas adensamento

a) Curva e versus σ'_{vm} (kPa);



Fonte: O autor (2018).

b) Curva e versus $\log \sigma'_{vm}$ (kPa).

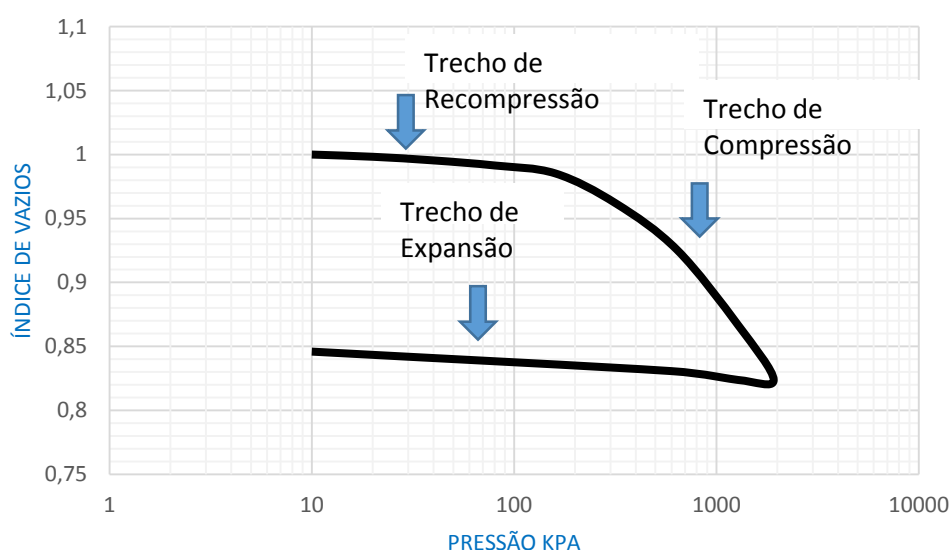


Fonte: O autor (2018).

2.1.8 Índice de Compressão (C_c)

Distinguem-se três trechos de comportamento distintos do solo: o trecho de recompressão, o trecho de compressão virgem e o trecho de expansão (PINTO, 2006), conforme apresentado na Figura 14.

Figura 14: Indicação dos trechos de recompressão, compressão e expansão do solo

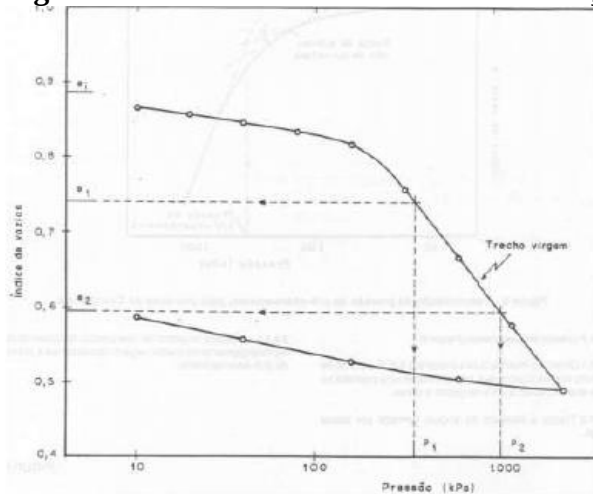


Fonte: O Autor (2018)

A inclinação dos trechos de descarregamento/re-carregamento e carregamento virgem da curva de compressão em escala semi-log são dadas pelos índices de expansão ou recompressão (C_e) e de compressão (C_c), (NBR 12007/90).

De acordo com Pinto (2006), a curva " $e - \log p$ " fornece dois parâmetros sendo a pressão de pré-adensamento, já conceituada e o chamado índice de compressão K^* ou C_c , que é a inclinação da reta virgem, de modo que quanto maior o índice de compressão mais compressível é o solo, e que é determinada de acordo com a curva da Figura 15 e representada na Equação 5.

Figura 15: Curva do índice de vazios em função do logaritmo da pressão



Fonte: NBR 12.007/90

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log_{\sigma_2} - \log_{\sigma_1}} \quad (05)$$

Onde:

C_c : teor de umidade na condição inicial.

$e_1 - e_2$: índices de vazios, correspondentes a dois pontos quaisquer do trecho virgem.

$\sigma_1 - \sigma_2$: pressões associadas aos índices de vazios e_1 e e_2 .

2.1.9 O coeficiente de adensamento (C_v)

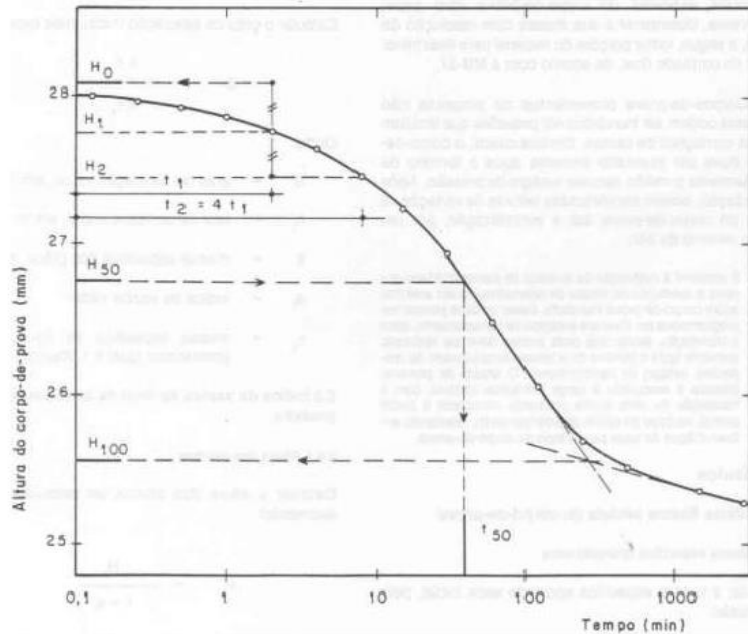
O Coeficiente de Adensamento (C_v) reflete as características do solo (permeabilidade, porosidade e compressibilidade) e seu valor é admitido como constante para cada acréscimo de tensões. Esse coeficiente pode ser obtido por meio do processo de Casagrande ou pelo processo de Taylor (NBR 12.007/90).

2.1.9.1 Processo de Casagrande

No processo proposto por Casagrande (NBR 12.007/90), para cada incremento de carga é desenhada a curva de adensamento sendo marcadas no eixo das ordenadas a altura do corpo de prova e no eixo das abscissas o logaritmo do tempo. Depois, para se obter 100% do adensamento primário, faz-se intersecção das retas tangentes aos ramos da curva que definem as compressões

primárias e secundárias e, em seguida transporta-se o ponto encontrado para o eixo das ordenadas, obtendo-se a altura H_{100} como mostrado na Figura 16.

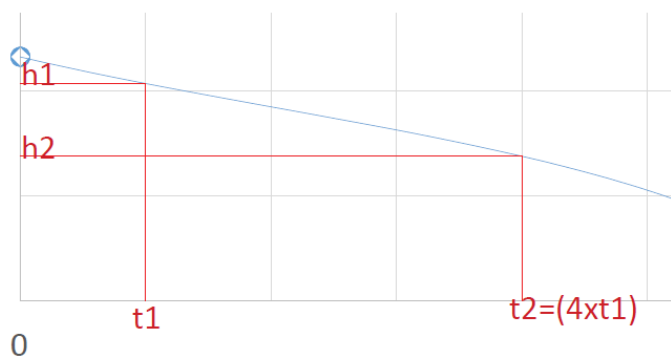
Figura 16: Coeficiente de adensamento pelo processo de Casagrande



Fonte: NBR 12.007 (1990)

Para se determinar o ponto correspondente a 0% do adensamento primário, são selecionadas duas alturas do corpo de prova, H_1 e H_2 , marcando os tempos t_1 e t_2 , cuja relação t_2/t_1 seja igual a 4. A altura correspondente a 0% será calculada pela diferença de H_1 e H_2 , mais H_1 , e, para que o processo seja válido, a variação de altura correspondente ao tempo t deve ser maior de $\frac{1}{4}$ e menor do que $\frac{1}{2}$ da variação total de altura no estágio de pressão considerado como indicado na Figura 10.

Figura 17: Relação entre t_1 e t_2



Fonte: Autor (2018)

O tempo t_{50} , corresponde à ocorrência dos 50% do adensamento primário, é obtido tomando-se a abscissa do ponto da curva correspondente a H_{50} . Para calcular o coeficiente de adensamento (C_v), de acordo com a Figura 16, é usada na Equação 6.

$$C_v = \frac{0,197 \times (0,5 \times H_{50})^2}{t_{50}} \quad (6)$$

Onde:

C_v : coeficiente de adensamento cm^2/s .

H_{50} : altura do corpo de prova correspondente a 50% do adensamento primário em cm.

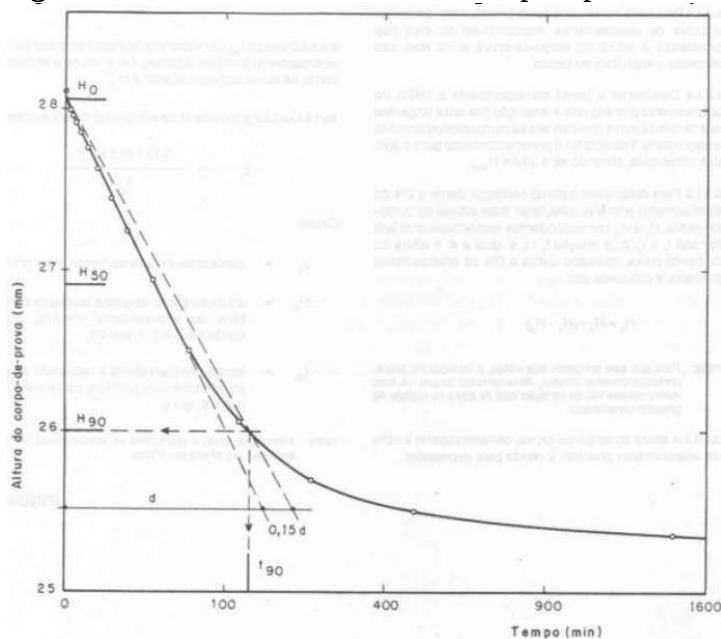
t_{50} : tempo correspondente a 50% do adensamento primário em segundos.

0,197 é o fator tempo para 50%.

2.1.9.2 Processo por Taylor

O processo desenvolvido por Taylor consiste em, para cada incremento de carga escolhido, deve-se desenhar a curva e, então, marcar a altura do corpo de prova no eixo das ordenadas e a raiz quadrada do tempo no eixo das abscissas de acordo com a Figura 18.

Figura 18: Coeficiente de adensamento pelo processo de Taylor



Fonte: NBR 12.007 (1990)

Determinado a curva o ponto de 0% do adensamento primário é determinado pelo prolongamento da reta definida pelos pontos iniciais da curva de adensamento até o eixo das

ordenadas. Deve-se traçar pelo ponto uma linha reta com coeficiente angular igual a 1,15 vezes o coeficiente angular da reta obtida anteriormente. A intersecção desta reta com a curva de adensamento define o ponto correspondente a 90% do adensamento primário, obtendo-se, assim, os valores de t_{90} e H_{90} . A altura do corpo de prova correspondente a 50% do adensamento primário é obtida pela Equação 7 (NBR 12.007/90),

$$H_{50} = H_0 - \frac{5}{9} \times (H_0 - H_{90}) \quad (7)$$

Onde:

H_{50} : altura do corpo de prova correspondente a 50% do adensamento primário em cm.

H_0 : altura do corpo de prova correspondente a 0% do adensamento primário em cm.

H_{90} : altura do corpo de prova correspondente a 90% do adensamento primário em cm.

Sendo o coeficiente de adensamento dado pela Equação 8:

$$C_v = \frac{0,848 \times (0,5 \times H_{50})^2}{t_{90}} \quad (8)$$

Onde:

C_v : coeficiente de adensamento cm^2/s .

T_{90} : tempo correspondente a 90% do adensamento primário em segundos.

0,848 é o fator tempo para $U = 90\%$.

2.1.10 Recalques

Conforme Rebello (2008), denomina-se recalque a deformação que ocorre no solo quando submetido a cargas. Essa deformação provoca movimentação na fundação, que dependendo da intensidade pode resultar em sérios danos à superestrutura. Para Milititsky (2005) os danos causados por recalques podem ser divididos em três grupos: visuais e estéticos (sem risco e qualquer natureza), danos comprometendo o uso e funcionalidade do prédio e danos estruturais pondo em risco a segurança dos usuários.

2.1.10.1 Recalque por adensamento

O recalque por adensamento origina-se da variação volumétrica do solo em consequência da expulsão da água dos vazios do solo. Em solos coesivos os recalques são lentos por se tratar de um material de baixa permeabilidade, argila (CAPUTO, 1988).

Segundo Rebello (2008), a deformação por adensamento ocorre devido à redução no volume aparente do maciço do solo, causada pelo fechamento dos vazios deixados pela água expulsa pela pressão que as cargas exercem sobre a fundação.

Pinto (2006) afirma que o recalque por adensamento ocorre devido à expulsão da água dos vazios do solo, sendo o único que pode ser tratado pela teoria do adensamento. Para o cálculo separa-se a camada de fundação em subcamadas correspondentes aos dados disponíveis de ensaios de adensamento.

O cálculo do recalque por adensamento de uma camada de argila de espessura h , utiliza os parâmetros obtidos a partir da curva de compressão e é dado pela Equação 9.

$$\Delta h = h \cdot \left[\frac{C_s}{1 + e_0} \cdot \log \left(\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} \right) + \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot \log \left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{vm}} \right) \right] \quad (9)$$

Onde:

Δh : recalque total (mm).

h : Espessura da camada de argila (mm).

C_s : índice de recompressão.

C_c : índice de compressão.

e_0 : índice de vazios para tensão vertical efetiva *in situ*.

$\Delta \sigma_v$: acréscimo de tensão no meio da subcamada (MPa).

σ'_{v0} : tensão vertical efetiva *in situ* no meio da subcamada (MPa).

σ'_{vm} : tensão de pré adensamento do solo no meio da subcamada (MPa).

2.1.10.2 Recalque em solos colapsíveis

Os solos colapsíveis, por se tratar de solos com grande porosidade, ao entrar em contato com água, têm rompida a ligação entre suas partículas, sofrendo perda imediata da sua estrutura, o que ocasiona um recalque bastante drástico e perigoso (REBELLO, 2008).

São solos que, quando submetidos a um determinado tipo de carregamento (por exemplo, peso de uma edificação) e umedecidos por infiltração de água de chuva, vazamentos, sofrem uma espécie de colapso da sua estrutura. Este tipo de recalque é chamado de “colapso” e o solo é classificado como “colapsível”. As causas do colapso são trincas e fissuras, podendo causar sérios danos e o comprometimento estrutural nas edificações e sua posterior interdição.

São dois os requisitos básicos para o desenvolvimento do colapso (recalque) em solos naturais, a estrutura porosa (alto índice de vazios) e condição não saturada (baixo teor de umidade ou grau de saturação).

De acordo com Rebello (2008), para um solo entrar efetivamente em colapso, duas condições básicas devem ser atendidas, a elevação do teor de umidade (que ocorre a partir da chuva, vazamentos, etc.) e a atuação de um estado de solicitações externas (uma edificação);

Portanto, os solos colapsíveis apresentam uma grande sensibilidade à ação da água, ou seja, o aumento do teor de umidade ou grau de saturação do solo é o mecanismo deflagrador do colapso.

2.1.10.3 Recalque por rebaixamento de lençol freático

Em execução de garagens em subsolo ou mesmo para fundações, há necessidade de rebaixamento do lençol freático, ou seja, bombear a água existente no interior do solo, fazendo com que seu nível seja rebaixado. Com esse procedimento, há uma diminuição na pressão neutra, aumentando a pressão efetiva ocasionando um aumento de pressão sobre o solo, o que pode provocar recalques sem aumento de carga sobre a fundação (REBELLO, 2008).

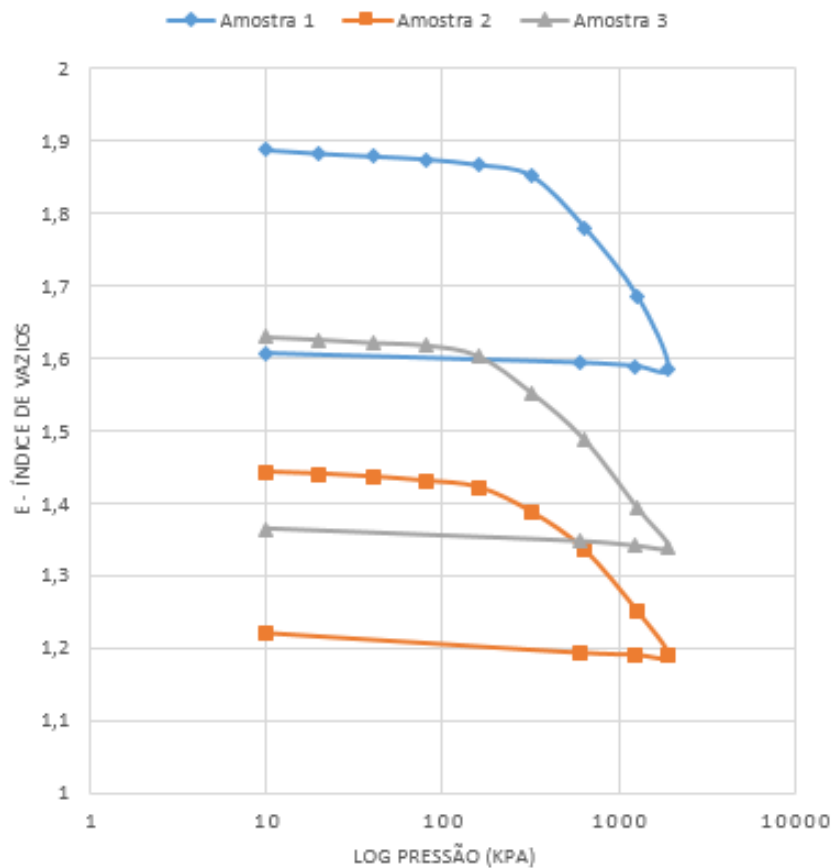
2.1.11 Estudos já realizados sobre o assunto

Junior e Almeida (2017) apresentam resultados de ensaios de adensamento realizados com amostras indeformadas, coletadas da cota -1,5m, sob condições naturais e sem saturação preliminar por 24 horas. Foram aplicados 8 estágios de pressão nas amostras, tendo como pressão inicial 10 kPa durante 24 horas e em seguida sendo aplicadas as tensões de 20, 40, 80, 160, 320, 640, 1240, 1920 kPa.

Os autores apresentam as curvas de adensamento obtidas nas 3 amostras, conforme apresentado na Figura 19, e determinaram também o peso específico aparente seco médio (d) das

amostras de $1,00 \text{ g/cm}^3$, as tensões de pré-adensamento pelo método de Pacheco e Silva e também pelo método de Casagrande de 453,3 kPa e 460 kPa, respectivamente, além do coeficiente de adensamento médio (C_v) determinado de $0,0283 \text{ cm}^2/\text{min}$ e coeficiente compressibilidade (C_c) de 0,2866.

Figura 19: Curva de adensamento amostra superficial indeformada natural



Fonte: JUNIOR e ALMEIDA (2016)

CAPÍTULO 3

3.1 METODOLOGIA

Com a meta de obter os resultados esperados e objetivos deste trabalho, foram realizados ensaios de adensamento unidimensional na prensa de adensamento. O ensaio foi realizado no laboratório de mecânica dos solos da Centro Universitário Fundação Assis Gurgacz. O resultado será mostrado através de cálculos, tabelas, gráficos, apresentando de forma clara e objetiva, também foi caracterizado o solo utilizado e o ensaiado.

3.1.1 Tipos de estudo e local da pesquisa

Sendo um estudo quantitativo usado para verificar o potencial de e influência do colapso no solo através do ensaio adensamento simples, ou seja com a inundação de determinados níveis de carregamento e para influencia a inundação durante todo o ensaio (ALBUQUERQUE *et al*, 2006). As amostras utilizadas na pesquisa foram coletadas no Campo Experimental de Engenharia do Centro universitário Fundação Assis Gurgacz (CEEF) (Figura 20), onde o mesmo já teve diversos estudos de suas propriedades como Zen (2016) que trabalhou caracterização do solo no CEEF, assim como Molina e Gandin (2016) que verificou as características, Junior e Almeida (2017) pelos ensaios de adensamento também realizado no CEEF.

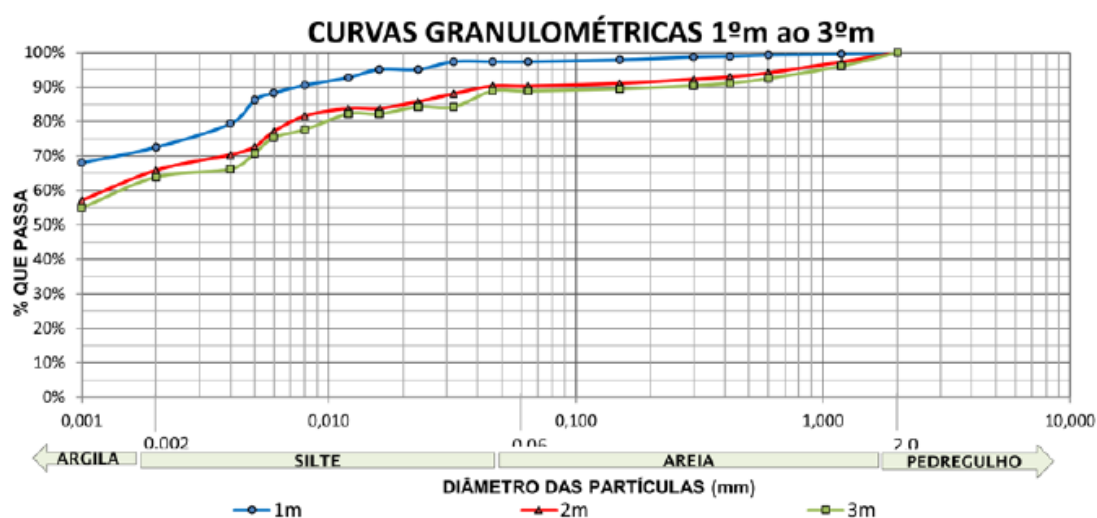
Figura 20: Localização do CEEF



Fonte: Google Maps (2018)

Zen (2016) através de ensaios de granulometria conjunta determinou a composição do solo do CEEF ao longo da profundidade de acordo com a NBR7181/16, para cota -1,5m a porcentagem obtida foi de 71,86% argila, 25,47% silte e 2,67% de areia, assim o solo apresentando a classificação de argila siltosa de acordo com curva granulométrica apresentada na Figura 21.

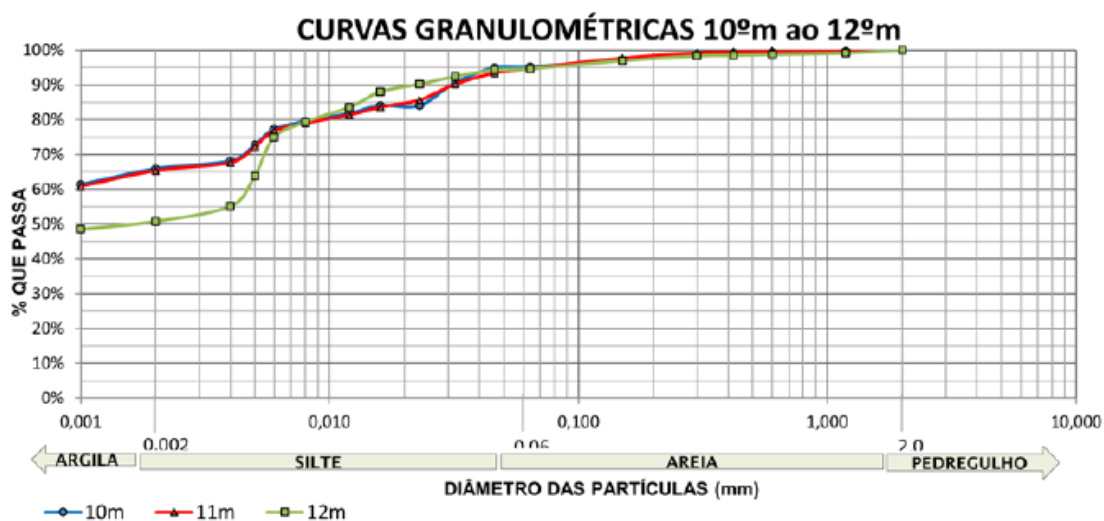
Figura 21: Curvas granulométricas dos solos superficiais



Fonte: Zen (2016)

Para cota -12m sua porcentagem foi de 50,44% argila, 44,15% silte 5,41% também mantendo a classificação de argila siltosa como mostrada na Figura 22.

Figura 22: Curvas granulométricas dos solos em profundidade



Fonte: Zen (2016)

3.1.2 Procedimentos de coleta e realização de ensaios

As amostras foram coletadas no CEEF (Figura 23), com um anel coletor de dimensões pré-estabelecidas de 10 cm de diâmetro e de 3 cm de altura (Figura 24) as quais foram verificadas e confirmadas através do uso de um paquímetro, para cada profundidade (-1,5 metros e -12 metros) foram coletadas 3 amostras afim de avaliar o comportamento quanto o adensamento e também verificar a colapsibilidade. Em todos os casos não houve deformação na amostra, preservando assim suas características do ambiente.

Figura 23: Amostra coletada cota -1,5m



Fonte: O Autor (2018)

Figura 24: Anel coletor



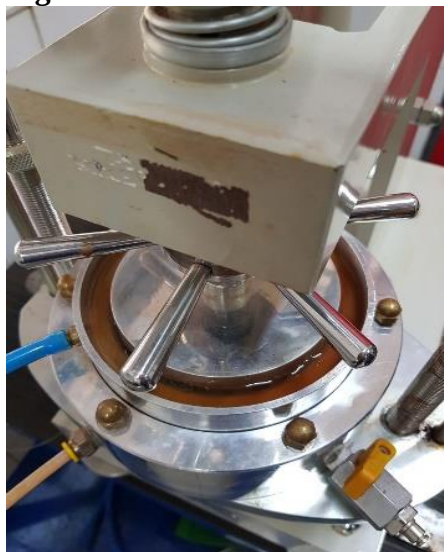
Fonte: O Autor (2018)

As amostras em campo foram levadas para o laboratório de mecânicas dos solos do Centro Universitário Fundação Assis Gurgacz onde foram propriamente acondicionadas para manter suas características de campo e sem alteração em suas propriedades mecânicas, este processo foi realizado para todas as amostras coletadas, já em laboratório foi realizada a raspagem do solo no corpo de prova (Figura 25).

Após a preparação da amostra seus indicies físicos como massa específica natural, teor de umidade, atrás das medidas de suas dimensões e com excesso de solos que capturado com o anel coletor. Após completada esta etapa o corpo de prova é colocado dentro da célula de adensamento, para que possa ser colocado na prensa (Figura 26) tendo todo o procedimento de ensaio descrito no Capítulo 2.

Figura 25: Amostra pronta para ensaio

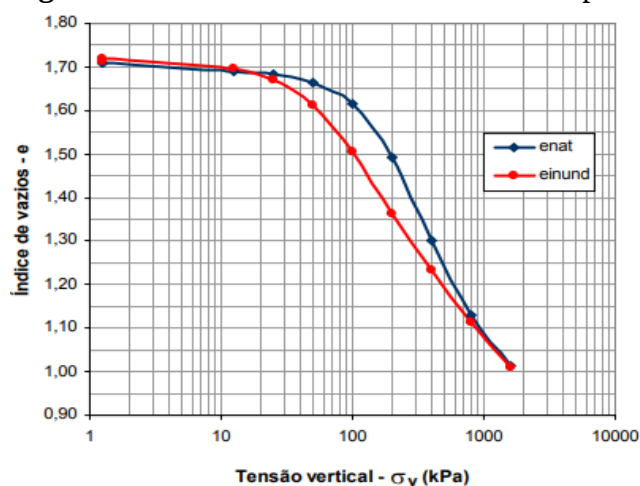
Fonte: O Autor (2018)

Figura 26: Célula de adensamento

Fonte: O Autor (2018)

3.2 Identificação da Colapsibilidade

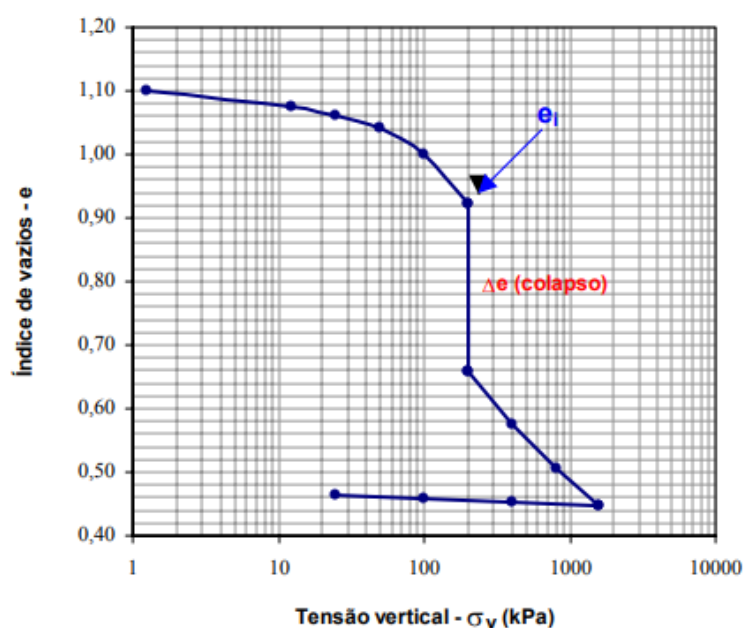
De acordo com Gutierrez (2003), existem duas maneiras de se comprovar colapsibilidade, ensaio adensamento duplo e simples. Jennings e Knight (1957) se propuseram a realização do ensaio duplo, no qual dois corpos de provas talhados congêneres, são ensaiados ao mesmo tempo sendo ambos submetidos a tensão de 1 kPa, permanecendo sobre a ação da mesma até a estabilização de suas deformações, em seguida um dos corpos de provas é inundado enquanto o outro mantém suas características originais. Somente é executado o incremento de tensões após a estabilização das deformações, gerando assim um gráfico com duas curvas de adensamento como indicado na Figura 27.

Figura 27- Curva de adensamento ensaio duplo

Fonte: Gutierrez (2003)

O ensaio de adensamento simples é executado de maneira semelhante ao processo duplo, com apenas um corpo de prova, em seu teor de umidade natural. Após aplicação da tensão de inicial, inunda-se a o corpo de prova após estabilização das amostras e realiza-se a leitura de suas deformações extras (colapso), após estabilização das mesmas, deve-se continuar a aplicação de tensões até a tensão máxima do ensaio, após último estágio de aplicação de carga realiza-se o descarregamento e então elabora-se curva de adensamento como na figura 28.

Figura 28- Identificação do colapso ensaio simples

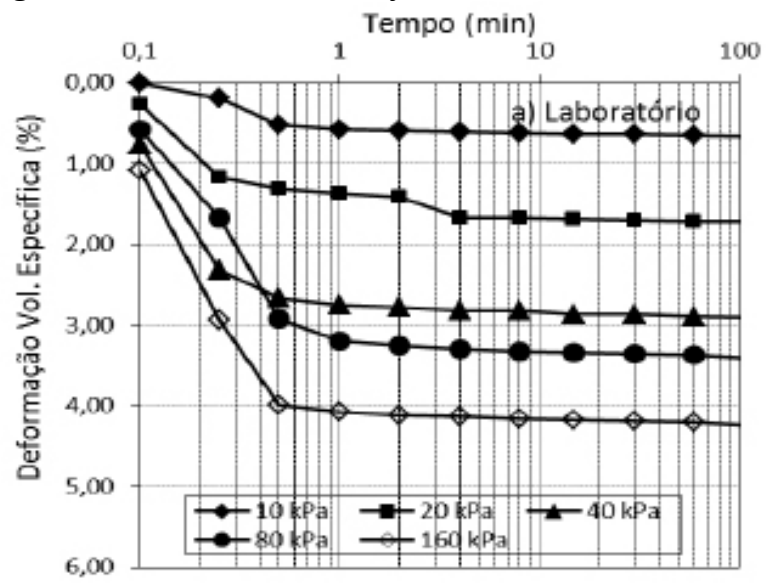


Fonte: Gutierrez (2003)

Com a amostra já na célula de adensamento foi aplicada um único estágio de carregamento para cada amostra em seu estado natural, com os carregamentos de 80 kPa, 160 kPa e 320 kPa, respectivamente, para cada corpo de prova. Então, logo após as primeiras 24 horas foi realizado a inundação do corpo de prova com um fluxo ascendente durante um período de 24 horas.

A curva para identificação do recalque foi estabelecida com os parâmetros de sua deformação volumétrica por tempo, como apresentado por Jesse Borges *et al.* (2016), e conforme Figura 29.

Figura 29- Gráfico de deformação volumétrica



(a)

Fonte: JESSE BORGES *et al.* (2016)

CAPÍTULO 4

4.1 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1.1 Dados do ensaio de adensamento

Após ensaios realizados em todas as amostras verifica-se o recalque ou deformação de acordo com o incremento de carga para cada estágio como rege a NBR 12007/90. Os valores referentes aos recalques (e sua porcentagem referente à altura) determinados são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2: Recalques dos CP's

Amostras superficiais (-1,5 m)	Altura CP Inicial (mm)	Altura CP após Recalque (mm)	Deformação (%)
01	30	19,14	36,20
02	30	18,17	39,43
03	30	18,76	37,47
Amostras em Profundidade (-12 m)	Altura CP Inicial (mm)	Altura CP após Recalque (mm)	Deformação (%)
01	30	21,77	27,43
02	30	24,65	17,83
03	30	21,03	29,90

Fonte: O Autor (2018)

Os índices físicos foram determinados antes do ensaio de cada amostra inundada obtendo assim, o peso específico natural (γ_n) e o teor de umidade (w). O peso específico dos grãos (γ_s), de acordo com Zen (2016) utilizando a NBR 6508/84, obteve o valor médio de 2,67 g/cm³. Após encontrados os índices citados determinou-se em seguida a massa específica seca (γ_d), o grau de saturação (S_r) e o índice de vazios inicial, como demonstra a Tabela 3.

Tabela 3: Dados obtidos antes da inundação

Amostras superficiais (-1,5 m)	γ_n (g/cm ³)	Sr (%)	w (%)	e_0	γ_d (g/cm ³)
01	1,65	74,81	31,69	1,131	1,253
02	1,58	71,76	33,97	1,264	1,179
03	1,62	73,74	32,86	1,190	1,219
Amostras Profundidade (-12 m)	γ_n (g/cm ³)	Sr (%)	w (%)	e_0	γ_d (g/cm ³)
01	1,65	89,10	47,97	1,502	1,115
02	1,65	94,98	55,43	1,628	1,062
03	1,40	74,82	57,19	2,133	0,891

Fonte: O Autor (2018)

Após cada incremento de tensão determina-se o índice de vazios ao final de cada incremento de carga considerando a deformação que ocorreu na amostra em cada estágio resultado no índices de vazios no final de cada incremento de carga. A Tabela 4 mostra os índices de vazios calculados para todas as amostras na cota -1,5 m

Tabela 4: Variação índices de vazios nos CP's 1, 2 e 3 na cota -1,5 m

Tensão (kPa)	CP 1		CP 2		CP 3	
	Variação do C.P. (mm)	e	Variação do C.P. (mm)	e	Variação do C.P. (mm)	e
0	30,00	1,33	30,00	1,88	30,00	1,75
10	25,65	0,99	24,76	1,38	24,71	1,27
20	24,85	0,93	24,60	1,36	24,58	1,25
40	23,23	0,81	23,60	1,27	23,60	1,16
80	22,08	0,72	22,36	1,15	22,32	1,05
160	20,86	0,62	20,89	1,01	20,42	0,87
320	20,18	0,57	19,26	0,85	18,97	0,74
640	19,14	0,49	18,17	0,75	18,76	0,72

Fonte: O Autor (2018).

A diferença entre os índices de vazios iniciais deve-se a leves compactações ocorridas durante o processo de moldagem, na coleta da amostra, transporte ou talhagem do corpo de prova. Da mesma maneira, a Tabela 5 apresenta os índices de vazios dos ensaios envolvendo amostras coletadas da profundidade de 12 metros, indicando que o índice de vazios não apresentaram diferença nos valores.

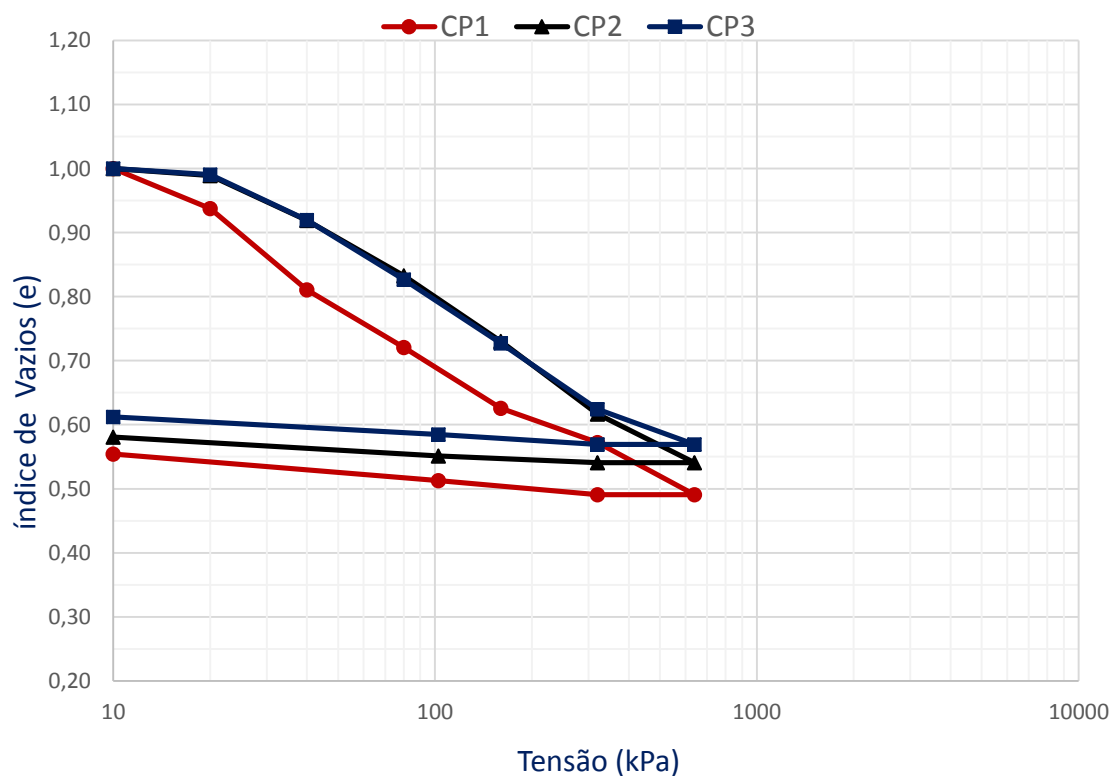
Tabela 5: Variação índices de vazios nos CP's 1, 2 e 3 na cota -12 m

Tensão (kPa)	CP 1		CP 2		CP 3	
	Variação do C.P. (mm)	e	Variação do C.P. (mm)	e	Variação do C.P. (mm)	e
0	30,00	1,88	30,00	1,81	30,00	2,47
10	27,68	1,65	29,81	1,38	28,31	1,71
20	27,57	1,64	29,75	1,36	26,40	1,52
40	27,42	1,63	29,26	1,27	25,15	1,41
80	26,64	1,55	28,45	1,15	23,63	1,26
160	25,27	1,42	27,60	1,01	22,87	1,19
320	23,65	1,27	26,33	0,85	21,66	1,07
640	21,77	1,09	24,65	0,75	21,03	1,01

Fonte: O Autor (2018)

A curva de adensamento (e x tensão (kPa)) foi elaborada com os resultados dos índices de vazios de cada incremento de tensão no solo para todos os ensaios. As curvas referentes aos ensaios de adensamento nas amostras superficiais (cota -1,5m) estão expressos na Figura 30.

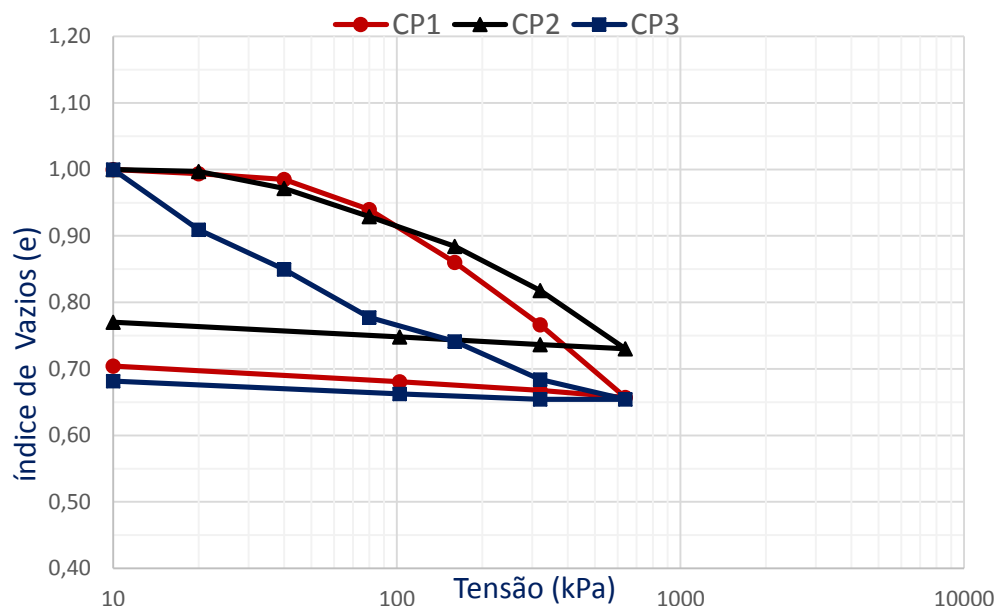
Após obtenção desses índices, normalizou-se o valor de e_0 inicial de cada amostra dividindo o valor encontrado por ele mesmo para que o valor fosse 1,0, fazendo com que todas as curvas iniciassem no mesmo valor, desconsiderando assim possíveis distorções da estrutura das amostras. Com a determinação das curvas de adensamento foi possível determinar também a tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}), o índice de compressão (CC) e o coeficiente de adensamento (CV).

Figura 30: Curvas de adensamento amostras superficiais (-1,5 m)

Fonte: O Autor (2018)

As curvas referentes aos ensaios de adensamento com as amostras em profundidade (-12m) estão expressos na Figura 31.

Figura 31: Curvas de adensamento amostras em profundidade (-12 m)



Fonte: O Autor (2018)

O gráfico mostra que a curva de adensamento do CP3 apresentou resultados desiguais em relação as outras duas amostras, provavelmente devido algum erro durante o ensaio. Deve-se tomar cuidado na coleta das amostras já que podem existir variações nos resultados finais dependendo da amostra coletada. Todos os gráficos assim como os valores encontrados no ensaio de adensamento encontram-se no APÊNDICE A.

Após realização de cada ensaio, obteve-se o grau saturação final (S_r), chegando ao valor de 100% ao em cada experimento e o respectivo teor de umidade (w) de cada amostra com média 75%.

4.1.2 Tensão de pré-adensamento (σ'_{vm})

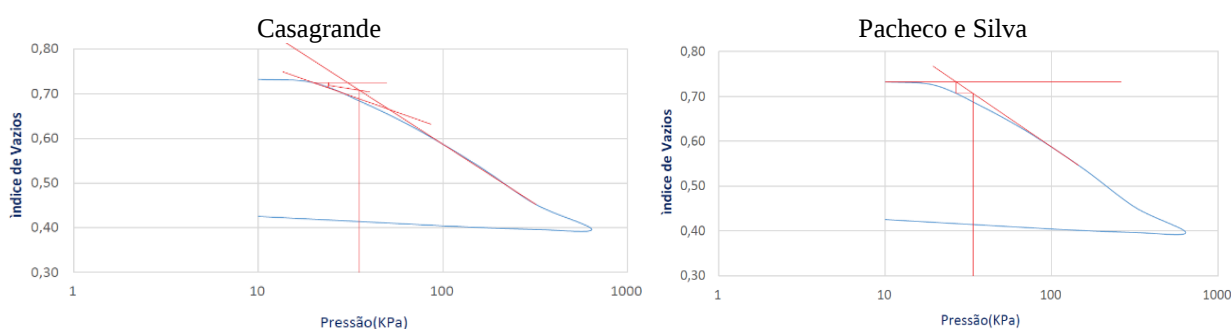
O valor de tensão que separa os trechos de recompressão e compressão virgem do solo na curva é denominado de tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}) e representa o maior valor de tensão já sofrido pelo solo. Como os solos apresentam um comportamento não-elástico, eles possuem uma certa “memória de carga”, assim a tensão de pré-adensamento é definida como a tensão

correspondente ao maior carregamento a que um solo esteve submetido na sua vida geológica (CASAGRANDE, 1936 apud PINTO, 2006).

De acordo com Pinto (2006), a tensão de pré-adensamento não pode ser determinada com precisão, entretanto, existe os métodos de Casagrande e Pacheco e Silva que foram utilizados neste trabalho.

Após aplicação dos dois métodos, verificou-se que o de Casagrande apresentou resultados mais confiáveis apresentando trechos de recompressão e compressão virgem mais bem definidos sofrendo maior influência do operador. A Figura 32 apresenta a aplicação dos métodos na amostra superficial (-1,5m).

Figura 32: Tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}) amostra superficial



Fonte: O Autor (2018)

A Tabela 6 mostra os resultados encontrados através do método de Casagrande e de Pacheco e Silva obtidos no experimento realizado nas amostras superficiais e em profundidade nas cotas -1,5m e -12m respectivamente.

Tabela 6: Resultado da tensão de pré-adensamento das amostras

	Amostra Superficial		Amostra Profundidade	
	Pacheco e Silva (kPa)	Casagrande (kPa)	Pacheco e Silva (kPa)	Casagrande (kPa)
1	28,55	40,15	88,97	88,97
2	57,75	59,13	99,08	98,62
3	50,86	50,83	33,28	31,25
Média	45,72	50,03	73,77	72,94

Fonte: O Autor (2018)

Todos os gráficos realizados para Casagrande e Pacheco e Silva, no presente trabalho, podem ser verificadas no APÊNDICE B.

4.1.3 Índice de compressão (C_c)

Segundo Pinto (2006), o trecho de recompressão é caracterizado pelo comportamento menos compressível do solo, comportamento esse indicado pela inclinação da curva de compressão. Quando a tensão vertical efetiva atinge o valor da tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}), há um aumento brusco da compressibilidade do solo, dando-se início ao trecho de compressão virgem, já o trecho de expansão é aquele correspondente à fase de descarregamento do ensaio adensamento (PINTO, 2006).

Os índices de compressão (C_c) determinados são apresentados na Tabela 8, sendo a tangente do trecho de compressão virgem. Para obtenção do C_c de cada ensaio, determinou-se um intervalo de tensão e a tangente do trecho e após encontrados os dados utilizou-se a Equação 2 para encontrar o C_c obtendo assim uma média para as amostras superficiais de 0,2 e de 0,16 para as amostras em profundidade. Os resultados encontrados para todas as amostras estão discriminadas na Tabela 7 e os gráficos encontram-se no APÊNDICE C.

Tabela 7: Índices de compressão

	Amostra Superficial	Amostra Profundidade
	C_c	C_c
1	0,28	0,18
2	0,16	0,16
3	0,16	0,14
Média	0,20	0,16

Fonte: O Autor (2018)

4.1.4 Coeficiente de Adensamento (C_v)

O coeficiente de adensamento é a relação entre a deformação ocorrida em um elemento em uma certa posição ou profundidade z , em um determinado instante de tempo t e a deformação deste elemento quando todo o processo de adensamento tiver ocorrido (MARANGON, 2009).

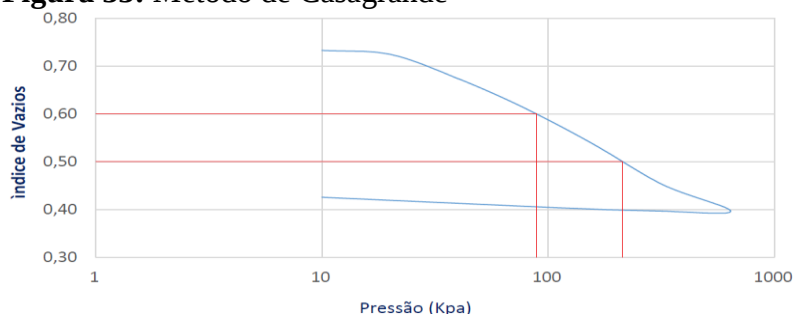
Segundo Pinto (2006), pode-se dizer que o grau de adensamento é igual ao grau de dissipação da poro-pressão, ou seja, a relação entre a poro-pressão dissipada até o instante t e a poro-pressão total provocada pelo carregamento e que vai se dissipar durante o adensamento.

Durante o ensaio de adensamento obteve-se o recalque em função do tempo de cada uma das amostras ensaiadas, tanto nas amostras superficiais na conta -1,5m quanto nas em profundidade na conta -12m, seguindo a própria teoria do adensamento. A curva obtida é semelhante em todas as curvas de recalque. Para determinar o coeficiente de adensamento, ajusta-

se a curva à curva teórica, aplicando-se em tempo real em que ocorreu o recalque e o fator de tempo correspondente a respectiva porcentagem de recalque.

Para o cálculo do coeficiente de adensamento utilizou-se dois processos, o de Casagrande e o de Taylor. No processo proposto por Casagrande (NBR 12.007/90), para cada incremento de carga é desenhada a curva de adensamento sendo marcadas no eixo das ordenadas a altura do corpo de prova e no eixo das abscissas o logaritmo do tempo. Depois, para se obter 100% do adensamento primário, faz-se intersecção das retas tangentes aos ramos da curva que definem as compressões primárias e secundárias e, em seguida transporta-se o ponto encontrado para o eixo das ordenadas, obtendo-se a altura H_{100} . O processo desenvolvido por Taylor consiste em, para cada incremento de carga escolhido, deve-se desenhar a curva e, então, marcar a altura do corpo de prova no eixo das ordenadas e a raiz quadrada do tempo no eixo das abscissas. A Figura 33 detalha como o método de Casagrande é aplicado no gráfico obtido na amostra superficial (-1,5m).

Figura 33: Método de Casagrande



Fonte: O Autor (2018)

A Tabela 8 apresenta todos os valores obtidos nas amostras superficiais (-1,5m) e em profundidade (-12m) utilizando o método de Casagrande.

Tabela 8: Coeficiente de adensamento pelo método de Casagrande

	Amostra Superficial	Amostra Profundidade
	C_v (cm²/s)	C_v (cm²/s)
1	0,0064	0,0045
2	0,0043	0,0060
3	0,0056	0,0097
Média	0,0054	0,0067

Fonte: O Autor (2018)

O método de Casagrande mostrou-se mais confiável nos resultados obtidos devido aos gráficos que cada método gera. No gráfico utilizado por Casagrande conseguiu-se utilizar toda a curva de adensamento para traçar as retas necessárias para formular o gráfico. Utilizando Taylor

encontrou-se dificuldades em marcar o ponto no eixo das ordenadas passando muitas vezes da altura do corpo de prova (3 cm) impossibilitando assim a marcação do ponto utilizado pelo método.

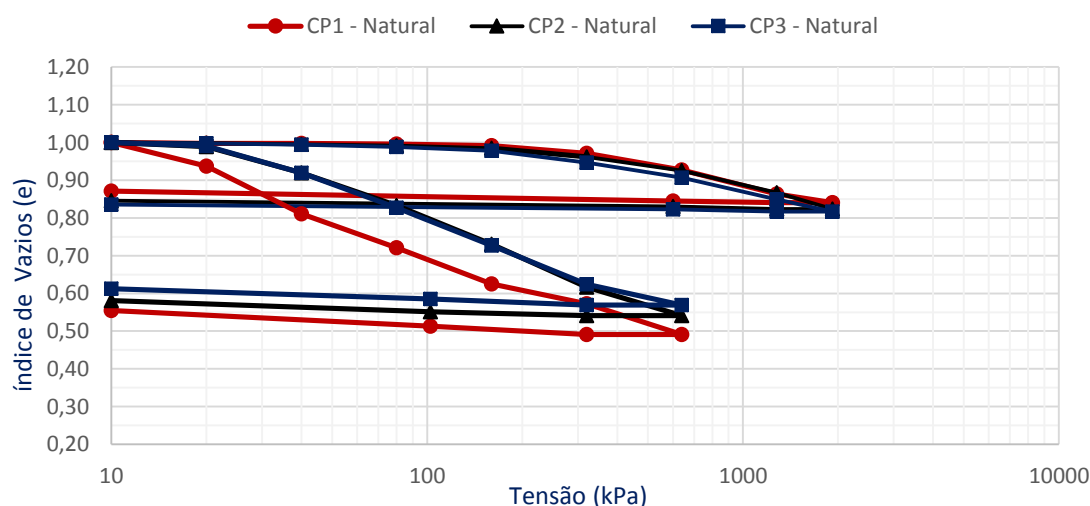
4.1.5 Comparativo entre o solo natural e o solo saturado

O índice de vazios do solo é utilizado para medir a variação do arranjo estrutural provocada pelo transcurso do tempo e pelas condições de carregamento a que o mesmo estiver submetido. A porosidade e o índice de vazios de um solo dependem do grau de compactação ou consolidação do mesmo, relacionando-se, ambos, com o valor do coeficiente de permeabilidade. Segundo *Portland Cement Association* (1962), a porosidade e o índice de vazios estão inversamente relacionado com a estabilidade relativa e a capacidade de suporte do solo.

Enquanto que a porosidade está diretamente relacionada com aeração, umidade, temperatura e permeabilidade do solo bem como com o suprimento de nutrientes essenciais às plantas, o índice de vazios presta-se, além de medir a capacidade, para o cálculo do coeficiente de compressibilidade e, portanto, do coeficiente de adensamento dos solos.

Como base para comparar o solo utilizou-se o trabalho de Junior e Almeida (2017) que realizaram como objetivo principal realizar ensaios de adensamento com 3 amostras indeformadas de solo superficial extraídas do CEEF determinando parâmetros do mesmo solo, porém em condições naturais, ou seja, sem realizar pré-inundação, conforme recomendado pela NBR 12007/90. A Figura 34 mostra as curvas de adensamento obtidos por Junior e Almeida (2017) e os resultados obtidos nesse trabalho utilizando amostras previamente saturadas.

Figura 34: Curvas de adensamento amostras superficiais indeformadas natural



Fonte: O Autor (2018)

Conclui-se que com a saturação total da amostra tem-se uma maior redução dos índices de vazios por processos mecânicos do que a amostra no estado natural comprovando assim um elevado grau de deformação, graças a sua colapsibilidade, do solo laterítico e colapsível da cidade de Cascavel/Pr.

A Tabela 9 mostra os valores da tensão de pré-adensamento, C_C , e C_V obtidos por Junior e Almeida (2017) e os resultados obtidos nos experimentos realizados nesse trabalho.

Tabela 9: Coeficiente de adensamento pelo método de Casagrande

Amostras Superficiais	Junior e Almeida (2017)			Silva e Souza (2018)		
	Pré –adensamento (kPa)	C_C	C_V	Pré –adensamento (kPa)	C_C	C_V
1	580	0,29	0,032	40,15	0,28	0,0064
2	500	0,27	0,030	59,13	0,16	0,0043
3	300	0,28	0,023	50,83	0,16	0,0056
Média	460	0,28	0,028	50,03	0,20	0,0054

Fonte: O Autor (2018)

O valor médio determinado por Junior e Almeida (2017) foi de 0,28 sendo superior ao encontrando no presente trabalho (média de 0,20), no mesmo solo, porém em condições de pré-inundação. De acordo com Futai (2002), a mudança de rigidez dos solos residuais é função da resistência entre partículas do solo e da interligação dos minerais. Para o coeficiente de adensamento (C_V), verifica-se uma diferença entre os valores com média de 0,028 para Junior e Almeida (2017) e para o experimento apresentado nesse trabalho conseguiu-se chegar ao valor de 0,0054 (média) mostrando assim que o aumento da rigidez reflete na velocidade de recalque (C_V).

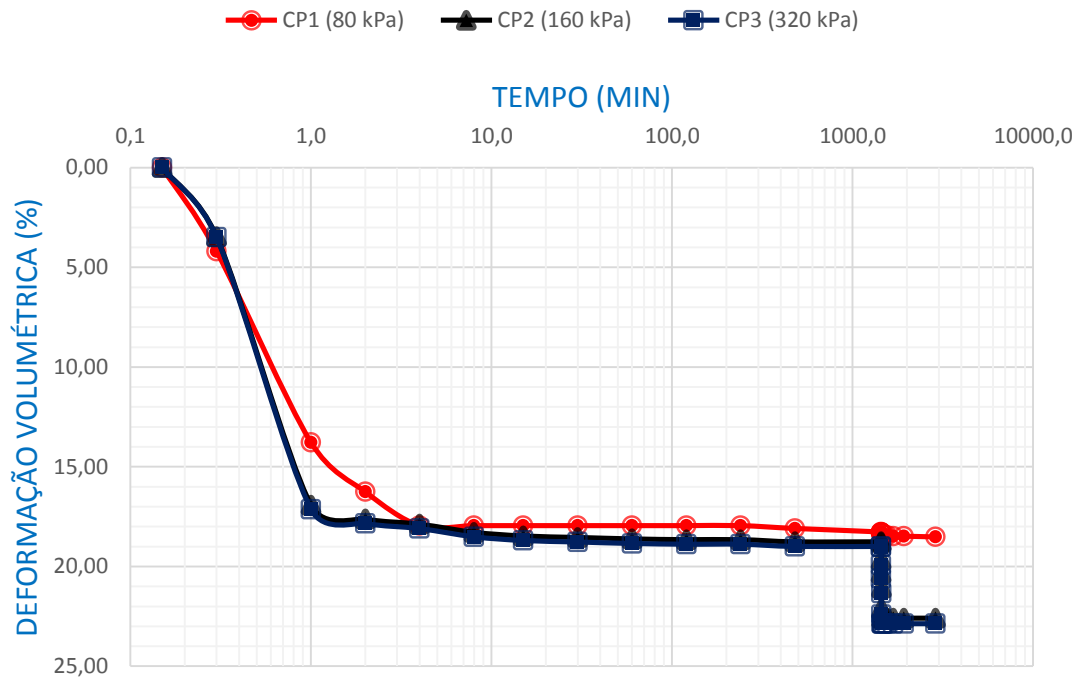
Junior e Almeida (2017) apresentam um valor médio de 460 kPa para a tensão de pré-adensamento, enquanto o presente trabalho determinou uma tensão de pré-adensamento média de 50 kPa. Esta diferença basicamente se dá pois o solo em condição natural apresenta cimentações, forma de agregação das partículas do solo por agentes cimentantes como o carbonato de cálcio, sílica, óxidos de ferro e alumínio (RUSSEL, 1961). Essas tensões de pré-adensamento em solos naturais são reduzidas quando o solo é inundado, ou seja, quando a água não está presente o solo apresenta uma resistência muito alta evidenciando assim o indicador da característica laterítica do solo de Cascavel/PR.

4.1.6 Análise da colapsibilidade

A colapsibilidade é consequência do arranjo estrutural dos solos e que por sua vez é resultado direto de sua química e mineralogia, originada basicamente durante evolução intermépica (CARDOSO *et al.* 1998). O fenômeno do colapso esta normalmente associado a solos que apresentam estruturas porosas com índices de vazios elevados e baixo peso específico seco. Entretanto, alguns solos compactados, quando umedecidos, sob certas condições de carregamento, podem exibir recalques adicionais (colapso) (GUTIERREZ, 2005).

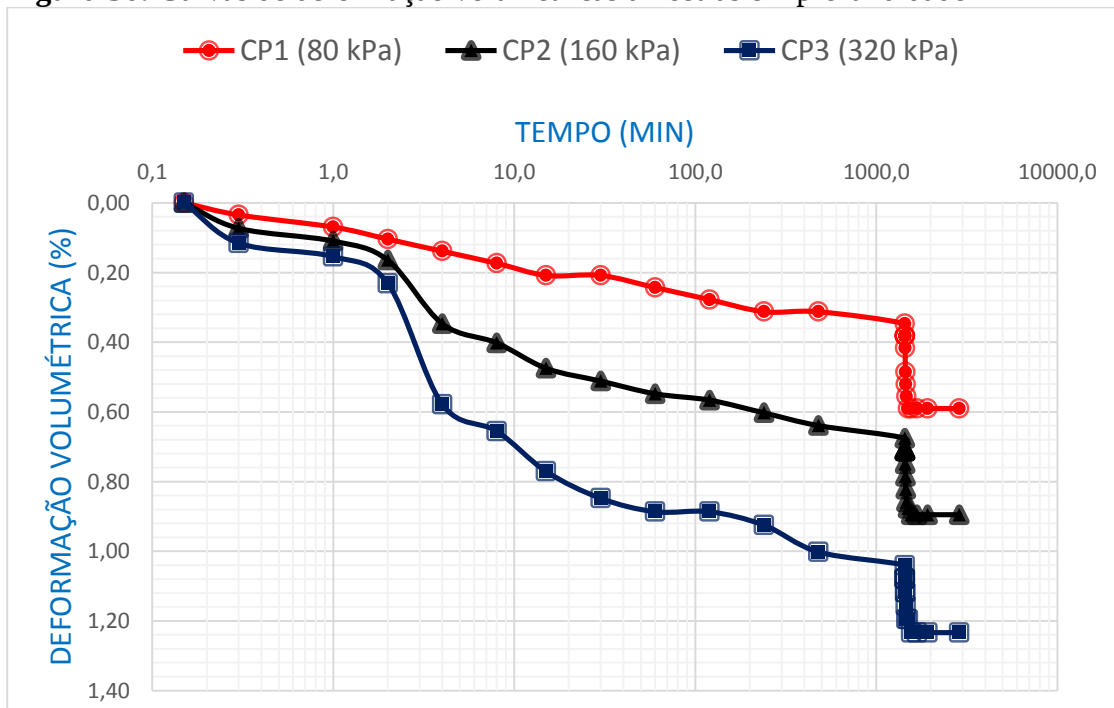
O ensaio para identificar a ocorrência da colapsibilidade consistiu em coletar 3 amostras superficiais (-1,5m) e 3 em profundidade (-12m) indeformadas e naturais, colocando-as na prensa de adensamento com a carga de 80 kPa para a primeira amostra de cada profundidade, 160 kPa para a segunda e 320 kPa para a terceira. O procedimento de leitura do extensômetro da altura do corpo de prova, foi imediatamente antes do carregamento (no tempo zero) e após isso, nos intervalos de tempo de 15s, 30s, 1min, 2min, 4min, 8min, 15min, 30min, 1h, 2hrs, 4hrs, 8hrs e 24hrs. Após coletados os dados com a amostra em seu estado natural inundou-se os corpos de prova e feito novas leituras do extensômetro utilizando os mesmos tempos anteriormente citados.

Sabendo que o colapso do solo é um fenômeno que causa um recalque muito rápido no solo, graças a uma grande variação nos seus índices de vazios, geralmente ocasionado pelo aumento da sua umidade fugindo das suas condições naturais. Este ensaio teve o intuito de expor o momento em que o colapso ocorre, através da identificação da colapsibilidade. Pode-se observar a variação no volume da amostra superficial quando aplicado a tensão de 80, 160 e 320 kPa no estado natural, sendo que após o período de 24 horas, com a amostra já estabilizada, inunda-se o corpo de prova e mesmo com amostra estável (mas agora inundada) a um novo recalque, identificando o colapso como a Figura 35 demonstra.

Figura 35: Curvas de deformação volumétrica amostras superficiais

Fonte: O Autor (2018)

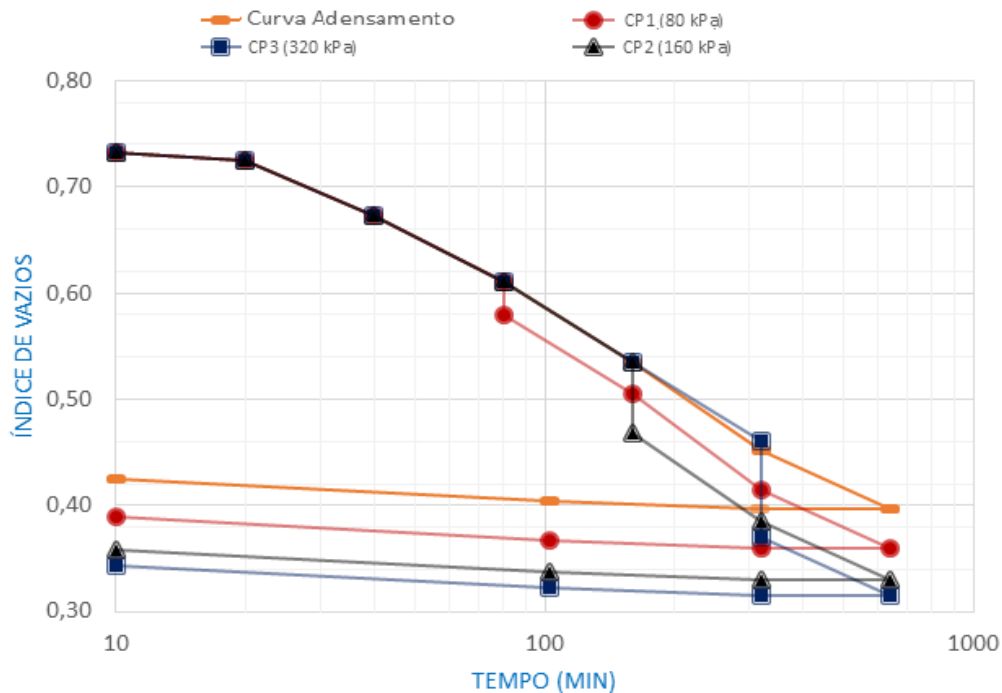
Da mesma maneira observa-se o fenômeno da colapsibilidade para as amostras em profundidade na Figura 36. Utilizou-se as mesmas cargas da amostra superficial para melhor entendimento e fácil visualização dos resultado.

Figura 36: Curvas de deformação volumétrica amostras em profundidade

Fonte: O Autor (2018)

A Figura 37 deixa claro o momento em que ocorre a colapsibilidade do solo, comparando com a curva de adensamento de uma amostra indeformada em seu estado natural superficial utilizando os mesmos dados obtidos nos ensaios de adensamento completos, verificou-se a redução do índice de vazios que ocorreu devido a entrada de água no corpo de prova, sem aumento de carregamento.

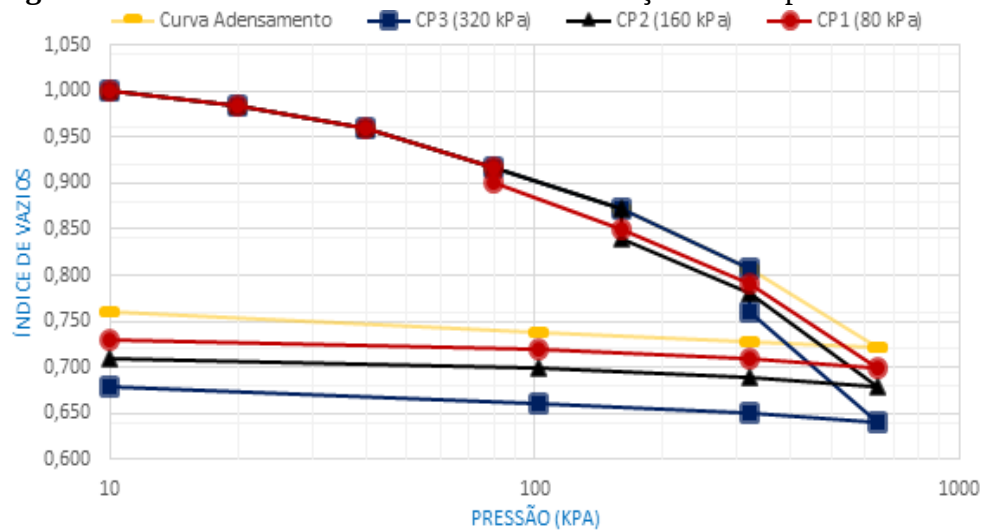
Figura 37: Curva de adensamento com identificação do colapso amostra superficial



Fonte: Autor, (2018)

Da mesma forma comparou-se as amostras com a curva de adensamento de uma amostra indeformada em seu estado natural em profundidade utilizando os mesmos dados obtidos nos ensaios de adensamento completos, verificou-se a redução do índice de vazios que ocorreu devido a entrada de água no corpo de prova, sem aumento de carregamento. A Figura 38 mostra a curva de adensamento com a identificação do colapso com as amostras em profundidade.

Figura 38: Curva de adensamento com identificação do colapso amostra em profundidade



Fonte: Autor, (2018)

Pode se observar o efeito do recalque na curva de adensamento quando satura-se a amostra mantendo a mesma carga utilizada na amostra natural. As curvas perdem seu seguimento e sofrem uma queda nos seus índices de vazios comprovando a definição de colapso ditas por Rodrigues e Lollo (2008).

CAPÍTULO 5

5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O ensaio de adensamento ou propriamente dito ensaio oedométrico, é uma grande ferramenta para análise do comportamento dos solos em situação adversas, como por exemplo o caso deste trabalho, o ensaio do solo totalmente inundando.

Com o ensaio obteve-se os índices físicos de cada amostra, seus parâmetros de compressibilidade, sua tensão de pré-adensamento e também comprovar a colapsibilidade do mesmo.

Como o estudo se passou para o mesmo solo porém localizados em cotas diferentes, resultando em 6 ensaios, foi possível descobrir o índice de vazios de cada amostra onde em cada camada pode tirar uma média dos mesmos para cota -1,5m a média de 2,16 e para a cota -12m a média de 3,06. Já outro valor que pode ser encontrado devido ao tipo do experimento foi o peso aparente seco de cada solo sendo $1,229 \text{ g/cm}^3$ para cota -1.5m e $1,02 \text{ g/cm}^3$ para a cota -12m.

O solo foi submetido a vários estágios de tensões porém uma tensão se destaca por representar a maior tensão submetida na vida geológica do solo chama de tensão de pré-adensamento podendo ser determinada por dois métodos Pacheco e Silva e também pelo método de Casagrande, onde seus valores médios foram respectivamente 45,72 kPa e 50,03 kPa para cota -1.5m e para cota -12m 73,77 kPa e 72,94 kPa.

O coeficiente de adensamento (C_v) é quem determina a velocidade de adensamento de cada camada do ensaio quando estão submetidas a tensões, e possível determiná-lo por dois métodos Casagrande e Taylor, porém como o método de Casagrande trabalha com todo adensamento do corpo de prova diferentemente do Taylor que o determina a partir do adensamento em um único estágio de carregamento optou-se para a determinação do (C_v) apenas o método de Casagrande onde foi, onde foi possível determinar o coeficiente para todos os 6 ensaios nos quais foi retirado uma média, de $0,0054 \text{ cm}^2/\text{s}$ para cota -1.5m e de $0,0067 \text{ cm}^2/\text{s}$ para a de -12m. Já o índice de compressão (C_c) que se dá pela inclinação da reta foram encontrados as médias de 0,20 e de 0,16 respectivamente para as cotas de -1,5m e -12m.

Visto que para o solo em superfície e em condições naturais, Junior e Almeida (2017) obtiveram um C_v médio de $0,028 \text{ cm}^2/\text{s}$ e um C_c médio de 0,2866. Graças a saturação das amostras e o solo entrando em colapso gerando assim um adensamento inicial alto nos primeiros instantes da aplicação da carga, enquanto o solo natural o adensamento se manifestou de forma considerável

em tensões mais elevadas e não de forma tão brusca mas sim de uma forma lenta e tendo maior variação ao longo do tempo, mostrando a diferença entre um solo em colapso. Durante o ensaio de identificação de colapsibilidade foi possível verificar a influência da água no solo natural já estabilizado com as cargas utilizadas nos ensaios (80, 160 e 320 kPa). Após a adição de água o solo sofre uma nova deformação e reduz novamente seu índice de vazios como mostrado na Figura 35.

Após observar as curvas de adensamento observa-se a importância da consideração do colapso em do solo para dimensionamento de fundações, como observa-se nas amostras coletadas. Os recalques das amostras superficiais saturadas foram em média 38% da altura inicial do corpo de prova, o que para execução de fundações é um valor indiscutivelmente alto, indicando um ponto importante na engenharia civil. Também foi possível determinar o colapso em solos em profundidade mostrando-se mais resiste que as amostras em superfície com uma média de recalque de 25% da altura do corpo prova, mesmo com o C_v e C_c entre as amostras com valores próximos em comparação com o solo em superfície, o solo em profundidade está menos sujeito a ação da água visto que ele sofre uma compactação devido a tensão geostática presente tornando assim com um grau de permeabilidade menor do que o solo em superfície

CAPÍTULO 6

6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Realizar ensaio de adensamento na cota -12m porém para o solo em condições naturais e realizar comparação com a amostra em superfície e com a amostra em profundidade saturada.
- Realizar ensaio de adensamento com adição de algum material em cota superficial e realizar comparativo com solo em profundidade.
- Investigação de colapsibilidade metro a metro e verificar seu comportamento.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502:** Rochas e Solos. Rio de Janeiro, ABNT: 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181:** Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, ABNT: 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12.007** – Solo: Ensaio de Adensamento Unidimensional – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1990.

ALMEIDA, G. C P. **Caracterização Física e Classificação dos Solos**. Universidade Federal de Juiz de Fora, 2005

CAPUTO, Homero Pinto – **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6ª ed. Rio de Janeiro: LTC, 1988.

CASCADEL. Portal do Município de Cascavel/PR. **História**. Disponível em: <<http://www.cascavel.pr.gov.br>>. Acesso em: 12 maio 2016.

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

CONSOLI, N. C.; MILITITSKY, J.; SCHINAID, F. **Patologias das Fundações**. 1ª. ed. São Paulo: Editora Oficina de Textos, 2005. 191p

COUTINHO, R.Q., 1976. **Características de adensamento com drenagem radial em argila mole da Baixada Fluminense**. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

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

EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA – EMBRAPA. **Levantamento de reconhecimento dos solos do estado do Paraná**. Londrina, 1984.

GUTIERREZ, N. H. M. Influências de aspectos estruturais no colapso de solos do norte do Paraná. 2005. **Tese de Doutorado – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos, SP.**

JENNINGS, J.E. & KNIGHT, K. **The additional settlement of foundations due to a collapse of structure of sandy subsoils on wetting.** In: **International Conference On Soil Mechanics And Foundation Engineering, 4**, Londres, Proceedings, v.1, p.316-319, 1957.

JESCE BORGES et al., **Estudo do efeito da inundação na variação de volume, na resistência de ponta e no módulo de elasticidade de um solo colapsível do Semiárido de Pernambuco**, Matéria (Rio J.) vol.21 no.4 Rio de Janeiro Out/Dec. 2016.

JUNIOR & ALMEIDA. **Determinação da Curva de Adensamento de Solo Superficial Residual e Lateríticos de Cascavel/PR.** Cascavel/PR 2016.

MARANGON, M. **Compressibilidade e Adensamento dos Solos.** Disponível em: <<http://w.ufjf.br/nugeo/files/2009/1/04-MS-Unidade-03-Compressibilidade-e-Adensamento-2013.pdf>>. Acesso em 18 de Maio de 2018.

MARTINS, I. S. M.; LACERDA, W. A. **Sobre a Relação Índice de Vazios - Tensão Vertical Efetiva na Compressão Unidimensional, Solos e Rochas**, vol. 17, n. 3, p.157-166, São Paulo, 1994.

MASSAD, Façal. **Obras de terra - Curso básico de Geotecnia.** Editora Oficina de Textos, 2003.

Nogami, J. S.; Villibor, D. F. (1995). **Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos.** Ed. Vilibor. São Paulo, 1995.

ORTIGÃO, J.A.R. **Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos.** 3. ed. Rio de Janeiro, 2007.

PINTO, C.S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos, em 16 Aulas.** 3 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION, 1962. **Soil Primer**, Illinois, Portland Cement Association, 52p.

REBELLO, Yopanan Conrado Pereira, 1949 – **Fundações: guia prático de projeto, execução e dimensionamento**. São Paulo: Zigurate Editora, 2008.

RODRIGUES, R. A.; LOLLO, J. A. D. Características dos Solos Colapsíveis. In: LOLLO, J. A. D. (Org.). **Solos Colapsíveis – Identificação, comportamento, impactos, riscos e soluções tecnológicas**. São Paulo: Cultura Acadêmica: Universidade Estadual Paulista, 2008, p. 59-72.

VARELA, M. L. **Apostila de Construção Civil – Materiais de Construção**, IFRN, Natal, 2009.

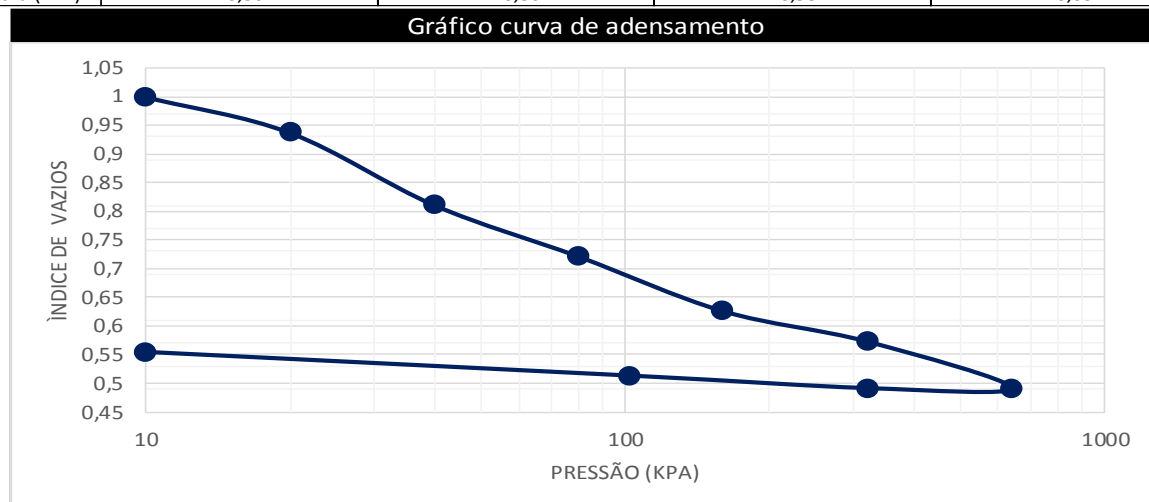
VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos**. São Paulo, Mcgraw-Hill do Brasil, Ed. da Universidade de São Paulo, 1977.

ZEN, Beatriz. **Caracterização Geotécnica do Subsolo do Campo Experimental do Centro Acadêmico da FAG em Cascavel/PR**. Cascavel/PR 2018.

APÊNDICE A: ENSAIO ADENSAMENTO

AMOSTRA SUPERFICIAL 01/03 COTA -1,5M

Dados							
Características dos Anel				Características dos Corpo de Prova			
Altura	3	cm		Massa anel + solo + água	451,43	g	
Diâmetro	10	cm		Massa solo inicial	404,30	g	
Volume	235,62	cm ³		Massa específica aparente	1,72	g/cm ³	
Área	78,54	cm ²		Massa específica Aparente Seca	1,14	g/cm ³	
Massa	115,2	g		Peso úmido	48,16	g	
Peso da Cápula	12,18	g		Peso seco	36,18	g	
				Massa específica da água	1,00	g/cm ³	
				Teor de Umidade (w)	49,92	%	
				Peso específico Natural (γ_N)	1,72	g/cm ³	
				Massa específica dos grãos	2,67	g/cm ³	
				Índice de vazios (e_0)	1,33		
				Grau de Saturação (SR)	100,00	%	
				Altura dos sólidos (H_s)	1,29	cm	
Leituras Durante o Adensamento							
Pressão (kPa)	10	20	40	80	160	320	640
Data	06/mar	07/mar	08/mar	09/mar	12/mar	13/mar	14/mar
Tempo	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)
0	0,00	4,35	5,15	6,77	7,92	9,14	9,82
15"	4,34	4,83	6,67	7,73	8,82	9,74	10,86
30"	4,35	5,00	6,69	7,75	8,88	9,74	10,86
1'	4,35	5,04	6,71	7,83	8,94	9,74	10,86
2'	4,35	5,08	6,72	7,85	8,98	9,74	10,86
4'	4,35	5,09	6,73	7,86	9,01	9,74	10,86
8'	4,35	5,11	6,74	7,88	9,03	9,76	10,86
15'	4,35	5,12	6,75	7,89	9,05	9,76	10,86
30'	4,35	5,12	6,75	7,89	9,09	9,76	10,86
1h	4,35	5,14	6,76	7,90	9,12	9,76	10,86
2h	4,35	5,15	6,76	7,90	9,12	9,77	10,86
4h	4,35	5,15	6,76	7,91	9,13	9,77	10,86
8h	4,35	5,15	6,77	7,92	9,14	9,82	10,86
24h	4,35	5,15	6,77	7,92	9,14	9,82	10,86
Leituras durante o descarregamento							
	Pressão 640 (KPa)		Pressão 320 (KPa)		Pressão 102,4 (KPa)		Pressão 10 (KPa)
Leitura (mm)	10,86		10,86		10,58		10,05



AMOSTRA SUPERFICIAL 02/03 COTA -1,5M

Dados

Características dos Anel			Características dos Corpo de Prova		
Altura	3	cm	Massa anel + solo + água	451,43	g
Diâmetro	10	cm	Massa solo inicial	404,30	g
Volume	235,62	cm ³	Massa específica aparente	1,72	g/cm ³
Área	78,54	cm ²	Massa específica Aparente Seca	1,14	g/cm ³
Massa	115,2	g	Peso úmido	48,16	g
Peso da Cápsula	12,18	g	Peso seco	36,18	g
			Massa específica da água	1,00	g/cm ³
			Teor de Umidade (w)	49,92	%
			Peso específico Natural (γ _N)	1,72	g/cm ³
			Massa específica dos grãos	2,67	g/cm ³
			Índice de vazios (e ₀)	1,33	
			Grau de Saturação (SR)	100,00	%
			Altura dos sólidos (H _s)	1,29	cm

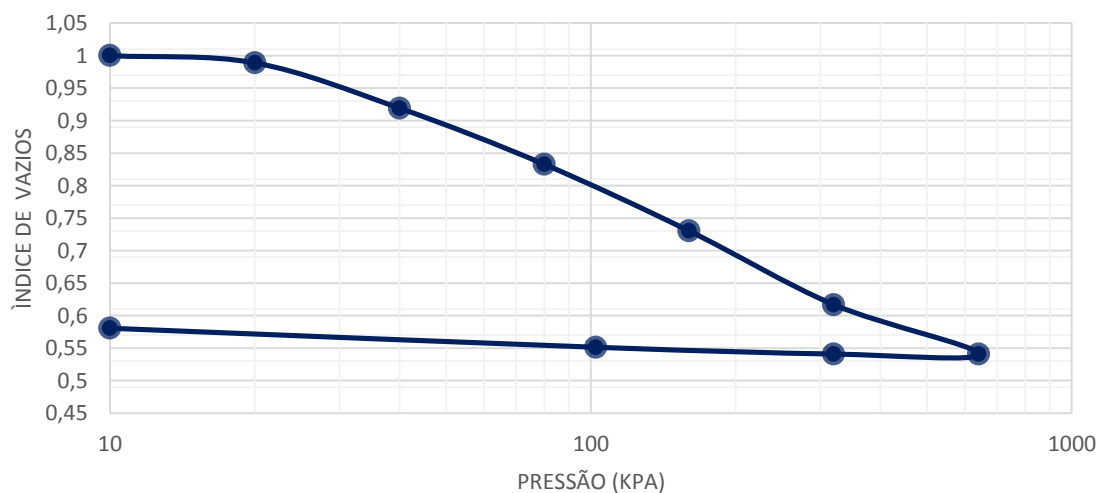
Leituras Durante o Adensamento

Pressão (KPa)	10	20	40	80	160	320	640
Data	06/mar	07/mar	08/mar	09/mar	12/mar	13/mar	14/mar
Tempo	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)
0	0,00	5,24	5,40	6,40	7,64	9,11	10,74
15"	4,69	5,26	5,91	7,19	8,55	10,05	10,80
30"	4,71	5,26	5,92	7,24	8,64	10,20	10,82
1'	4,71	5,28	5,96	7,30	8,75	10,29	10,83
2'	4,72	5,29	5,96	7,37	8,84	10,38	10,84
4'	4,72	5,30	6,10	7,42	8,89	10,46	10,85
8'	4,73	5,31	6,13	7,46	8,92	10,54	10,85
15'	4,73	5,32	6,17	7,49	8,98	10,58	10,86
30'	4,73	5,33	6,20	7,53	8,99	10,63	10,86
1h	4,74	5,34	6,21	7,53	8,99	10,66	10,87
2h	4,75	5,35	6,26	7,58	9,01	10,70	10,87
4h	4,75	5,38	6,28	7,60	9,03	10,71	11,83
8h	4,83	5,39	6,39	7,63	9,05	10,74	11,83
24h	5,24	5,40	6,40	7,64	9,11	10,74	11,83

Leituras durante o descarregamento

	Pressão 640 (KPa)	Pressão 320 (KPa)	Pressão 102,4 (KPa)	Pressão 10 (KPa)
Leitura (mm)	11,83	11,83	11,68	11,26

Gráfico Casagrande



AMOSTRA SUPERFICIAL 03/03 COTA -1,5M

Dados

Características dos Anel			Características dos Corpo de Prova		
Altura	3	cm	Massa anel + solo + água	496,40	g
Diâmetro	10	cm	Massa solo inicial	381,20	g
Volume	235,62	cm ³	Massa específica aparente	1,62	g/cm ³
Área	78,54	cm ²	Massa específica Aparente Seca	0,97	g/cm ³
Massa	115,2	g	Peso úmido	55,60	g
Peso da Cápsula	12,59	g	Peso seco	38,40	g
			Massa específica da água	1,00	g/cm ³
			Teor de Umidade (w)	66,64	%
			Peso específico Natural (γ _N)	1,62	
			Massa específica dos grãos	2,67	g/cm ³
			Índice de vazios (e ₀)	1,75	
			Grau de Saturação (SR)	101,67	%
			Altura dos sólidos (H _s)	1,09	cm

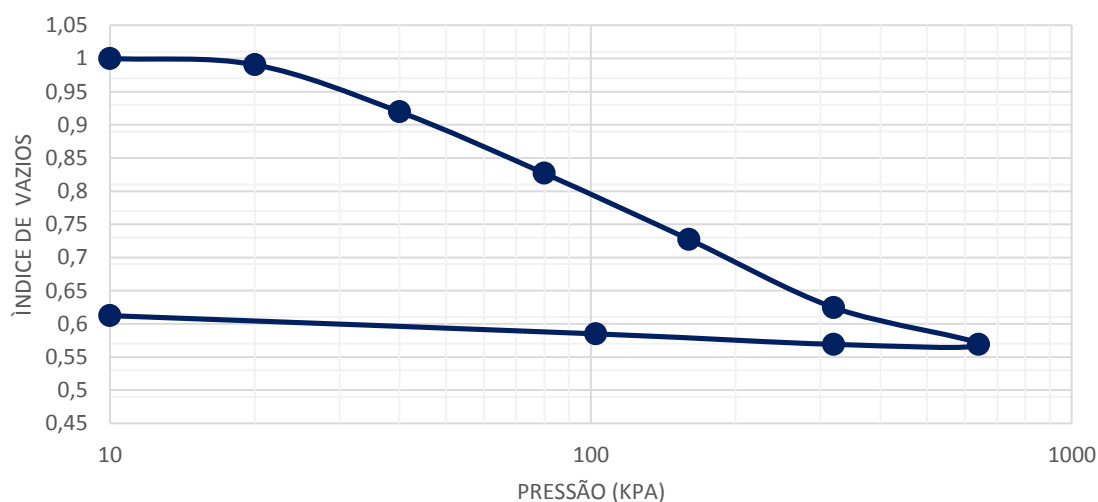
Leituras Durante o Adensamento

Pressão (KPa)	10	20	40	80	160	320	640
Data	06/mar	07/mar	08/mar	09/mar	12/mar	13/mar	14/mar
Tempo	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)
0	0,00	5,29	5,42	6,80	7,68	9,58	11,03
15"	4,58	5,30	5,91	7,30	8,40	10,10	11,08
30"	4,64	5,36	5,92	7,30	8,44	10,15	11,09
1'	4,64	5,36	5,96	7,36	8,48	10,18	11,09
2'	4,64	5,36	5,96	7,37	8,50	10,24	11,10
4'	4,64	5,37	6,10	7,40	8,51	10,28	11,11
8'	4,66	5,37	6,13	7,46	8,52	10,36	11,12
15'	4,66	5,37	6,17	7,51	8,53	10,36	11,13
30'	4,66	5,38	6,20	7,54	8,60	10,40	11,15
1h	4,69	5,38	6,21	7,54	8,61	10,42	11,16
2h	4,69	5,39	6,26	7,60	8,61	10,43	11,17
4h	4,75	5,39	6,28	7,65	8,61	10,44	11,20
8h	4,88	5,42	6,39	7,65	8,88	10,45	11,21
24h	5,29	5,42	6,40	7,68	9,58	11,03	11,24

Leituras durante o descarregamento

	Pressão 640 (KPa)	Pressão 320 (KPa)	Pressão 102,4 (KPa)	Pressão 10 (KPa)
Leitura (mm)	11,24	11,24	11,02	10,64

Gráfico Casagrande



AMOSTRA PROFUNDIDADE 01/03 COTA -12M

Dados

Características dos Anel			Características dos Corpo de Prova		
Altura	3	cm	Massa anel + solo + água	520,33	g
Diâmetro	10	cm	Massa solo inicial	388,20	g
Volume	235,62	cm ³	Massa específica aparente	1,65	g/cm ³
Área	78,54	cm ²	Massa específica Aparente Seca	0,93	g/cm ³
Massa	132,13	g	Peso úmido	59,33	g
Peso da Cápula	12,2	g	Peso seco	38,76	g
			Massa específica da água	1,00	g/cm ³
			Teor de Umidade (w)	77,45	%
			Peso específico Natural (γ _N)	1,65	g/cm ³
			Massa específica dos grãos	2,67	g/cm ³
			Índice de vazios (e ₀)	1,88	
			Grau de Saturação (SR)	110,25	%
			Altura dos sólidos (H _s)	1,04	cm

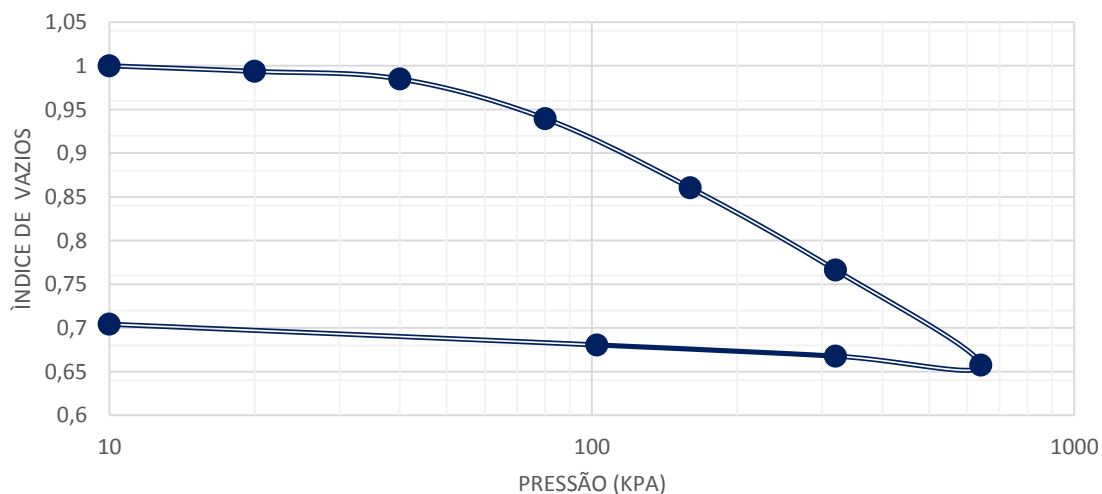
Leituras Durante o Adensamento

Pressão (KPa)	10	20	40	80	160	320	640
Data	06/mar	07/mar	08/mar	09/mar	12/mar	13/mar	14/mar
Tempo	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)
0	0,00	2,32	2,43	2,58	3,36	4,73	6,35
15"	2,13	2,42	2,56	3,17	4,49	6,16	7,69
30"	2,13	2,42	2,56	3,19	4,53	6,21	7,84
1'	2,13	2,42	2,56	3,22	4,57	6,25	7,95
2'	2,14	2,42	2,57	3,24	4,60	6,29	8,01
4'	2,15	2,42	2,57	3,26	4,62	6,31	8,06
8'	2,18	2,42	2,57	3,27	4,64	6,31	8,10
15'	2,21	2,42	2,57	3,29	4,66	6,31	8,13
30'	2,24	2,42	2,57	3,30	4,67	6,32	8,15
1h	2,27	2,42	2,57	3,32	4,69	6,32	8,18
2h	2,27	2,42	2,57	3,33	4,70	6,32	8,19
4h	2,27	2,43	2,57	3,33	4,72	6,33	8,21
8h	2,32	2,43	2,58	3,35	4,72	6,34	8,23
24h	2,32	2,43	2,58	3,36	4,73	6,35	8,23

Leituras durante o descarregamento

	Pressão 640 (KPa)	Pressão 320 (KPa)	Pressão 102,4 (KPa)	Pressão 10 (KPa)
Leitura (mm)	8,23	8,05	7,83	7,42

Gráfico Casagrande



AMOSTRA PROFUNDIDADE 02/03 COTA -12M

Dados

Características dos Anel			Características dos Corpo de Prova		
Altura	3	cm	Massa anel + solo + água	487,59	g
Diâmetro	10	cm	Massa solo inicial	372,39	g
Volume	235,62	cm ³	Massa específica aparente	1,58	g/cm ³
Área	78,54	cm ²	Massa específica Aparente Seca	0,93	g/cm ³
Massa	115,2	g	Peso úmido	56,40	g
Peso da Cápula	12,44	g	Peso seco	38,20	g
			Massa específica da água	1,00	g/cm ³
			Teor de Umidade (w)	70,65	%
			Peso específico Natural (γ _N)	1,58	g/cm ³
			Massa específica dos grãos	2,67	g/cm ³
			Índice de vazios (e ₀)	1,88	
			Grau de Saturação (SR)	100,18	%
			Altura dos sólidos (H _s)	1,04	cm

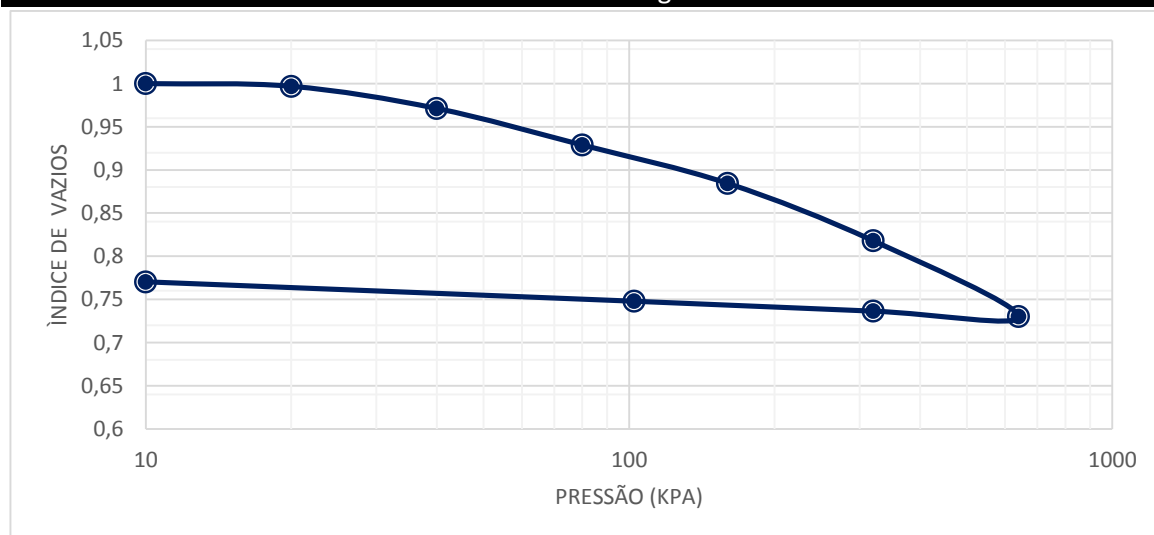
Leituras Durante o Adensamento

Pressão (KPa)	10	20	40	80	160	320	640
Data	06/mar	07/mar	08/mar	09/mar	12/mar	13/mar	14/mar
Tempo	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)
0	0,00	5,24	5,40	6,40	7,64	9,11	10,74
15"	4,69	5,26	5,91	7,19	8,55	10,05	10,80
30"	4,71	5,26	5,92	7,24	8,64	10,20	10,82
1'	4,71	5,28	5,96	7,30	8,75	10,29	10,83
2'	4,72	5,29	5,96	7,37	8,84	10,38	10,84
4'	4,72	5,30	6,10	7,42	8,89	10,46	10,85
8'	4,73	5,31	6,13	7,46	8,92	10,54	10,85
15'	4,73	5,32	6,17	7,49	8,98	10,58	10,86
30'	4,73	5,33	6,20	7,53	8,99	10,63	10,86
1h	4,74	5,34	6,21	7,53	8,99	10,66	10,87
2h	4,75	5,35	6,26	7,58	9,01	10,70	10,87
4h	4,75	5,38	6,28	7,60	9,03	10,71	11,83
8h	4,83	5,39	6,39	7,63	9,05	10,74	11,83
24h	5,24	5,40	6,40	7,64	9,11	10,74	11,83

Leituras durante o descarregamento

	Pressão 640 (KPa)	Pressão 320 (KPa)	Pressão 102,4 (KPa)	Pressão 10 (KPa)
Leitura (mm)	11,83	11,83	11,68	11,26

Gráfico Casagrande



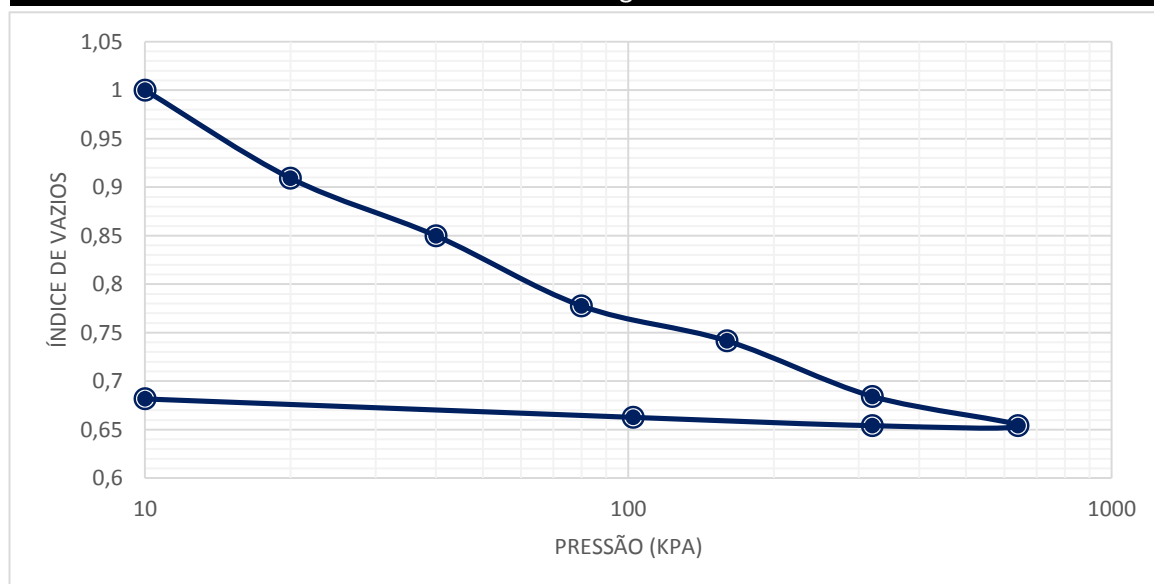
AMOSTRA PROFUNDIDADE 03/03 COTA -12M

Dados

Características dos Anel			Características dos Corpo de Prova		
Altura	3	cm	Massa anel + solo + água	464,90	g
Diâmetro	10	cm	Massa solo inicial	329,99	g
Volume	235,62	cm ³	Massa específica aparente	1,40	g/cm ³
Área	78,54	cm ²	Massa específica Aparente Seca	0,77	g/cm ³
Massa	134,91	g	Peso úmido	50,76	g
Peso da Cápsula	14,34	g	Peso seco	34,36	g
			Massa específica da água	1,00	g/cm ³
			Teor de Umidade (w)	81,92	%
			Peso específico Natural (γ _N)	1,40	g/cm ³
			Massa específica dos grãos	2,67	g/cm ³
			Índice de vazios (e ₀)	2,47	
			Grau de Saturação (SR)	88,62	%
			Altura dos sólidos (H _s)	0,87	cm

Leituras Durante o Adensamento							
Pressão (KPa)	10	20	40	80	160	320	640
Data	06/mar	07/mar	08/mar	09/mar	12/mar	13/mar	14/mar
Tempo	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)
0	0,00	1,69	3,60	4,85	6,37	7,13	8,34
15"	1,50	3,14	4,11	6,19	6,78	8,00	8,80
30"	1,51	3,17	4,13	6,22	6,79	8,05	8,81
1'	1,51	3,19	4,26	6,24	6,81	8,14	8,82
2'	1,52	3,21	4,36	6,26	6,83	8,18	8,83
4'	1,56	3,22	4,48	6,27	6,85	8,26	8,84
8'	1,58	3,23	4,73	6,29	6,90	8,28	8,86
15'	1,58	3,23	4,78	6,30	6,97	8,30	8,90
30'	1,59	3,23	4,79	6,32	7,02	8,32	8,92
1h	1,60	3,26	4,80	6,33	7,04	8,33	8,93
2h	1,61	3,26	4,82	6,34	7,07	8,33	8,94
4h	1,61	3,29	4,83	6,35	7,10	8,34	8,95
8h	1,68	3,33	4,84	6,36	7,12	8,35	8,96
24h	1,69	3,60	4,85	6,37	7,13	8,34	8,97
Leituras durante o descarregamento							
	Pressão 640 (KPa)	Pressão 320 (KPa)	Pressão 102,4 (KPa)	Pressão 10 (KPa)			
Leitura (mm)	8,97	8,97	8,79	8,39			

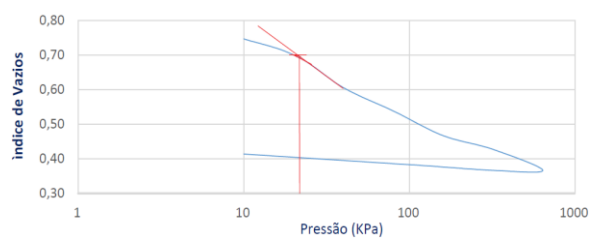
Gráfico Casagrande



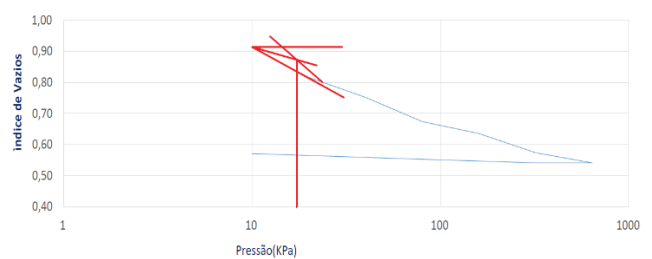
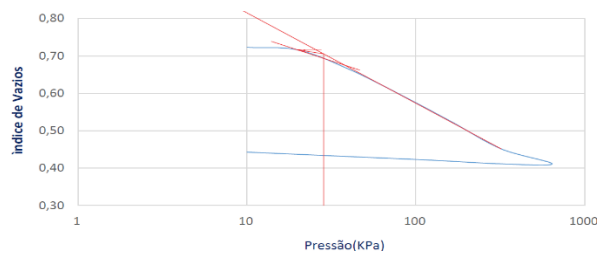
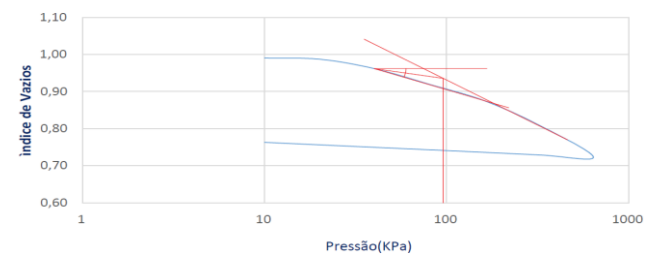
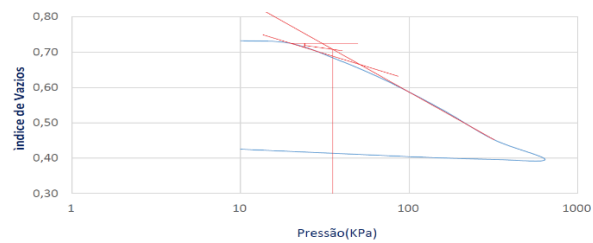
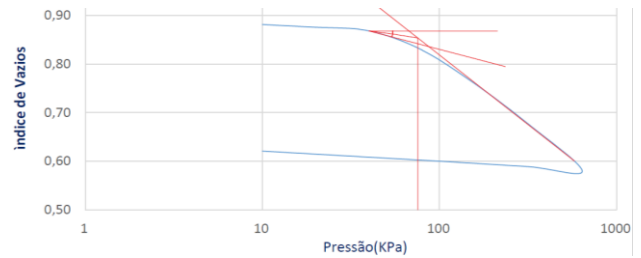
APÊNDICE B: GRÁFICOS PRÉ-ADENSAMENTO

METODO CASAGRANDE

Amostras superficiais (-1,5m)



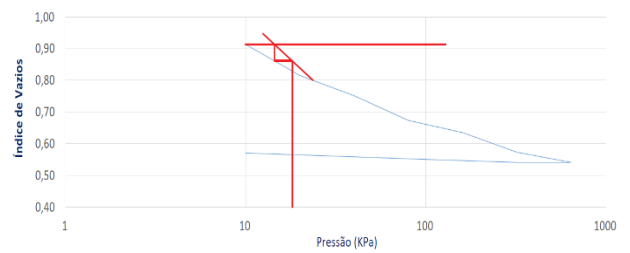
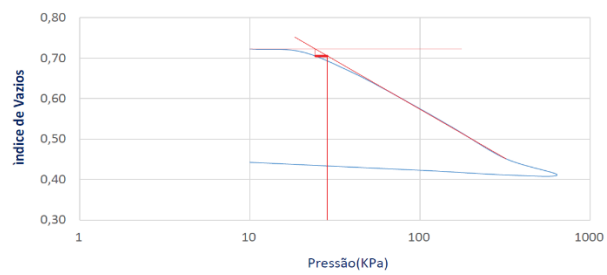
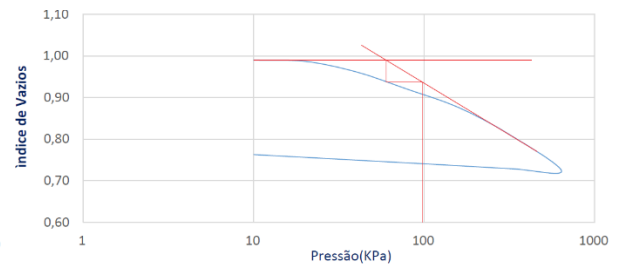
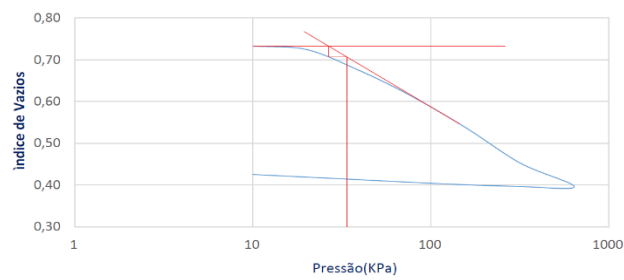
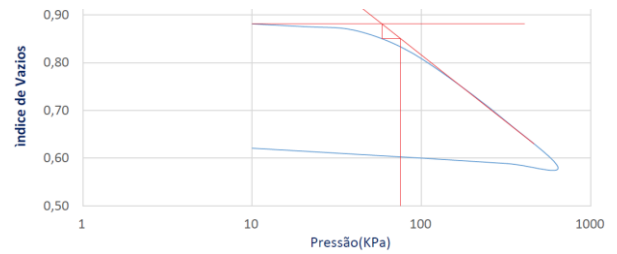
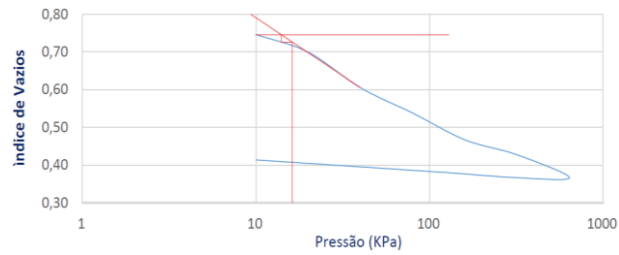
Amostras em profundidade (-12m)



METODO PACHECO E SILVA

Amostras superficiais (-1,5m)

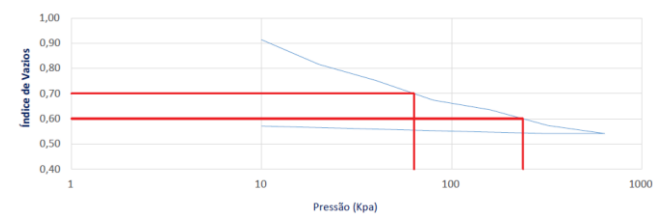
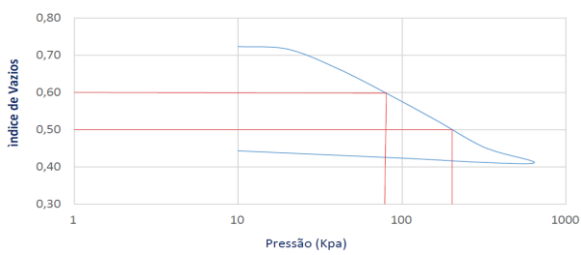
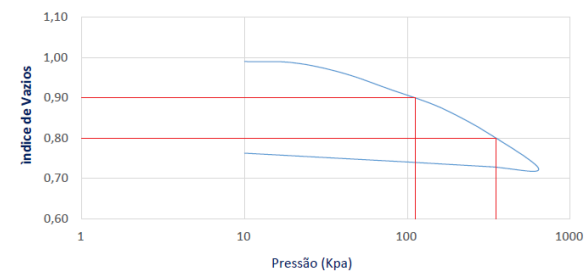
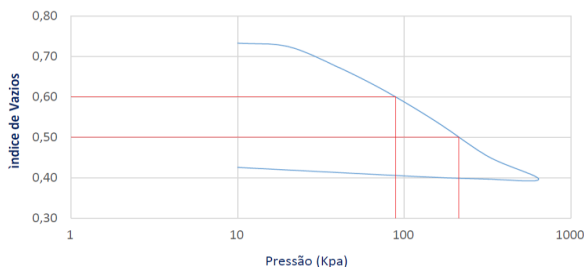
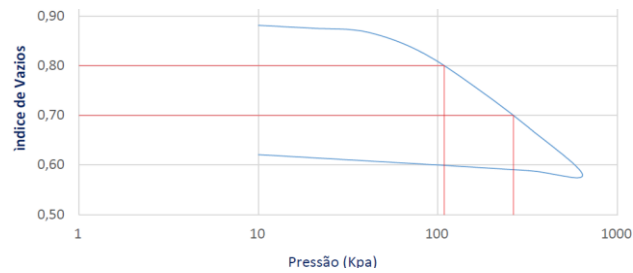
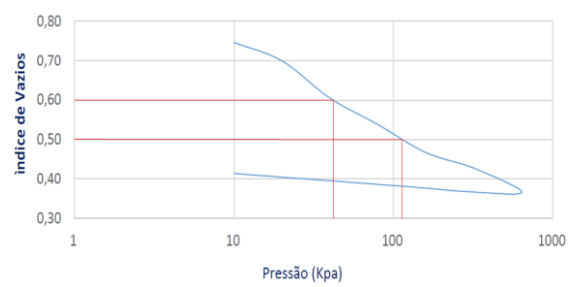
Amostras em profundidade (-12m)



APÊNDICE C: GRÁFICOS ÍNDICE DE COMPRESSÃO MÉTODO DE CASAGRANDE

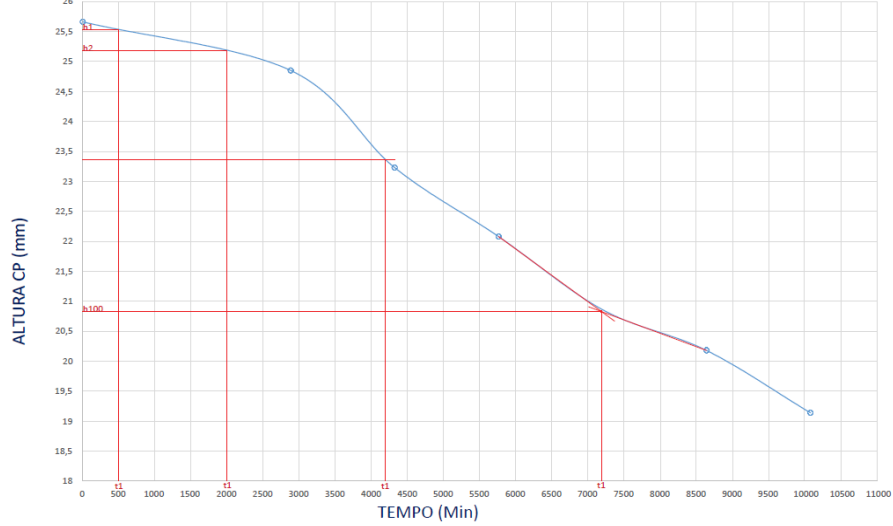
Amostras superficiais (-1,5m)

Amostras em profundidade (-12m)

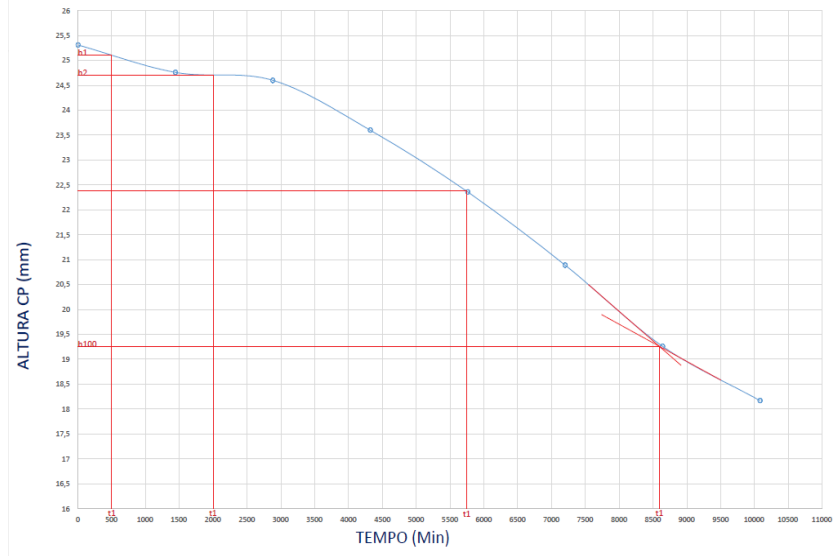


APÊNDICE D: GRÁFICOS COEFICIENTE DE ADENSAMENTO

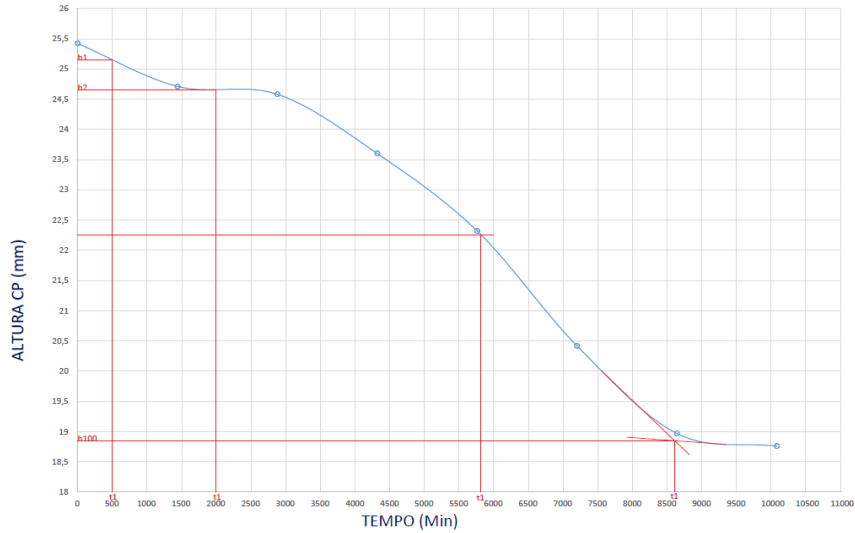
Amostra superficial 01/03 (-1,5m)



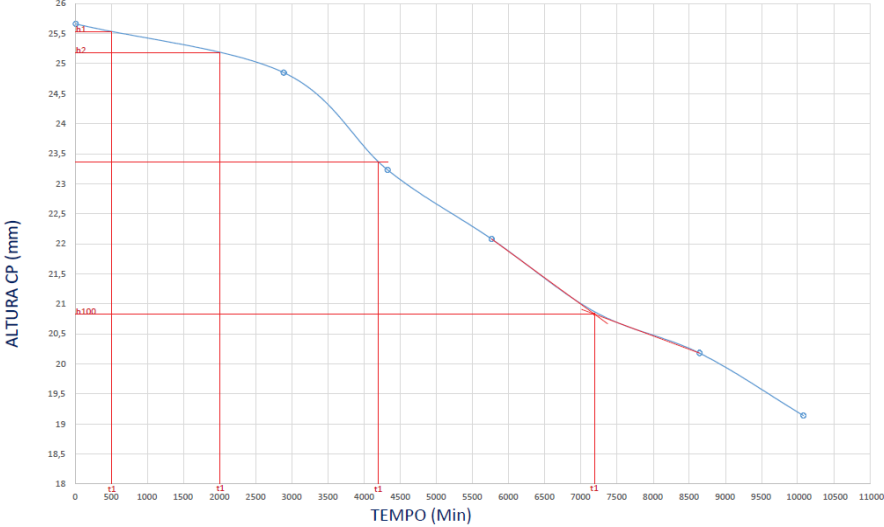
Amostra superficial 03/03 (-1,5m)



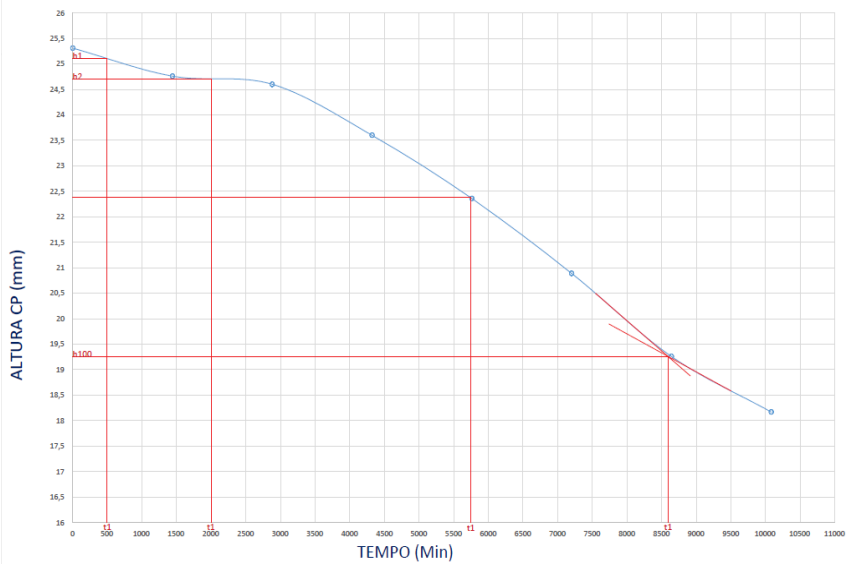
Amostra superficial 03/03 (-1,5m)



Amostra profundidade 01/03 (-12m)



Amostra profundidade 02/03 (-12m)



Amostra profundidade 03/03 (-12m)

