



CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS

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

Luiz Felipe Vanzella Halmenschlager

DETERMINAÇÃO DO POTENCIAL DE COLAPSO DO SOLO EM UM LOTE
RESIDENCIAL DA QUADRA 502 NORTE EM PALMAS – TO

Palmas – TO

2017/2

Luiz Felipe Vanzella Halmenschlager

DETERMINAÇÃO DO POTENCIAL DE COLAPSO DO SOLO EM UM LOTE
RESIDENCIAL DA QUADRA 502 NORTE EM PALMAS – TO

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

Orientador: Prof. Dra. Elizabeth Hernández Zubeldia.

Palmas – TO

2017/2

RESUMO

HALMENSCHLAGER, Luiz Felipe Vanzella. **Determinação do potencial de colapso do solo em um lote residencial da quadra 502 norte em palmas – to.** 2017. XX f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Engenharia Civil, Centro Universitário Luterano de Palmas, Palmas/TO, 2017.

O avanço da construção civil e o crescimento da verticalização urbana na última década fez surgir um alerta para uma área fundamental da engenharia no crescimento urbano: Uma melhor análise do solo, buscando soluções mais eficientes para as fundações prediais. Dentre os vários temas abordados no estudo geotécnico de uma obra, conhecer o potencial de colapso do solo é de fundamental importância pois em caso de ocorrência desse fenômeno no solo, as consequências para a edificação podem ser severas. Observando a importância da identificação e análise de solos colapsíveis, este estudo baseou-se em critérios qualitativos e quantitativos para determinar o potencial de colapso do solo de duas amostras de um lote residencial, bem como foi feita a análise de cada solo por meio de embasamento bibliográfico de estudos realizados por autores como Lollo (1996) e Oliveira (2002). Solos colapsíveis tem características bem determinadas como baixo peso específico, alto índice de vazios e baixo teor de umidade. A identificação do colapso do solo ocorre por meio da redução brusca do volume do solo devido a sua saturação. As amostras estudadas possuem características distintas onde, na primeira amostra, foi identificado as características de solos com potencial de colapso, o que foi constatado por meio de critérios qualitativos, de ensaio edométrico simples e métodos quantitativos. Já a segunda amostra não possui as características comuns entre os solos colapsíveis e através de critérios qualitativos e quantitativos por meio de ensaio edométrico simples, foi comprovada a inexistência de potencial de colapso da amostra.

Palavras-chave: Solos colapsíveis. Edométrico. Qualitativo. Quantitativo.

ABSTRACT

HALMENSCHLAGER, Luiz Felipe Vanzella. **Determination of soil collapse potential in a residential lot of quarter 502 north in palmas - to. 2017. XX.** Course Completion Work (Undergraduate) - Civil Engineering, University Center Luterano de Palmas, Palmas / TO, 2017.

The advance of civil construction and the growth of urban verticalization in the last decade has raised an alert for a fundamental area of engineering in urban growth: A better soil analysis, seeking more efficient solutions for building foundations. Among the several topics covered in the geotechnical study of a work, knowing the potential of soil collapse is of fundamental importance because in case of occurrence of this phenomenon in the soil, the consequences for the construction can be severe. Observing the importance of the identification and analysis of collapsible soils, this study was based on qualitative and quantitative criteria to determine the soil collapse potential of two samples of a residential lot, as well as the analysis of each soil by means of basement bibliography of studies carried out by authors such as Lollo (1996) and Oliveira (2002). Collapsible soils have well-defined characteristics such as low specific weight, auto void index and low moisture content. The identification of soil collapse occurs through the abrupt reduction of soil volume due to its saturation. The soil samples studied had distinct characteristics in which, in the first sample, the characteristics of soils with potential for collapse were identified, which was verified by means of qualitative criteria, simple edometric test and quantitative methods. The second sample does not have the common characteristics between the collapsible soils and through qualitative and quantitative criteria by means of a simple edometric test, it was proven that there was no potential for collapse of the sample.

Keywords: Collapsible soils. Edométrico. Qualitative. Quantitative.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Curva de compressão (e x $\log \sigma$) do ensaio edométrico simples	21
Figura 2- Mapa de sondagens do Município de Palmas.....	25
Figura 3- Obtenção da amostra de solo indeformada	26
Figura 4- Material Utilizado para Ensaio de Umidade.....	27
Figura 5- Execução do ensaio de Limite de Liquidez do Solo	29
Figura 6- Execução do Ensaio de Limite de Plasticidade do Solo.....	29
Figura 7- Aplicação dos Pesos na Prensa	33
Gráfico 1- Deformação da amostra de solo 01 no decorrer do ensaio.....	40
Gráfico 2- Deformação da amostra de solo 01 após sua saturação	40
Gráfico 3- Índice de vazios da amostra de solo 01 em relação à carga aplicada	41
Gráfico 4- Deformação da amostra de solo 02 no decorrer do ensaio	42
Gráfico 5- Deformação da amostra de solo 02 após sua saturação	42
Gráfico 6- Índice de vazios da amostra de solo 02 em relação à tensão aplicada ...	43

LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Tipos de solos, locais e climas.....	14
Tabela 2- Potencial de Colapso (CP) segundo JENNINGS & KNIGHT (1975)	20
Tabela 3- Resultados dos ensaios de caracterização das amostras	35
Tabela 4- Dados iniciais da primeira amostra para o ensaio edométrico.....	37
Tabela 5 – Dados iniciais da segunda amostra para o ensaio edométrico	37
Tabela 6 – Resultados parciais da primeira amostra de solo após ensaio edométrico	39
Tabela 7 – Resultados parciais da segunda amostra de solo após ensaio edométrico	39

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	9
1.1	PROBLEMA DE PESQUISA	10
1.2	OBJETIVOS	10
1.2.1	Objetivo Geral.....	10
1.2.2	Objetivos Específicos	10
1.3	JUSTIFICATIVA	11
2	REFERENCIAL TEÓRICO.....	12
2.1	ORIGEM DOS SOLOS.....	12
2.2	SOLOS COLAPSÍVEIS	13
2.3	MECANISMOS DE COLAPSO DO SOLO	16
2.3.1	Colapso por diminuição das pressões capilares.....	16
2.3.2	Colapso por destruição de elementos cimentantes	16
2.3.3	Colapso devido à redução de forças eletromagnéticas	17
2.4	CONSEQUÊNCIAS DO PROCESSO DE COLAPSO	17
2.4.1	Em fundações de edificações.....	17
2.4.2	Na alvenaria da edificação	18
2.4.3	No acabamento da edificação	18
2.5	IDENTIFICAÇÃO DE SOLOS COLAPSÍVEIS	19
2.5.1	Por meio de Índices Físicos e Limites de Consistência	19
2.5.2	Ensaio de campo: prova de carga sobre placa e prova de carga sobre estaca	20
2.5.3	Ensaio Edométrico.....	20
2.6	Soluções em solos colapsíveis.....	23
2.6.1	Problemas com fundações em solos colapsíveis	23
2.6.2	Problemas Pós Edificação.....	24
3	METODOLOGIA	26
3.1	TRABALHO DE CAMPO	26
3.1.1	Definição da região de trabalho.....	26
3.1.2	Procedimento de Amostragem	27
3.2	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DO SOLO.....	28

3.2.1	Ensaio de Umidade	28
3.2.2	Limite de liquidez e plasticidade	29
3.2.3	Massa específica dos grãos	32
3.3	DETERMINAÇÃO DO POTENCIAL DE COLAPSO	33
3.3.1	Identificação de solos colapsíveis por meio de critérios qualitativos.....	33
3.3.2	Identificação de Solos Colapsíveis por ritérios Quantitativos Baseados em Ensaio Edométrico Simples	34
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	37
4.1	DETERMINAÇÃO DO POTENCIAL DE COLAPSO DO SOLO POR MÉTODOS QUALITATIVOS	37
4.1.1	Caracterização Física das Amostras	37
4.1.2	Determinação do Potencial de Colapso pelos métodos de Priklonskij (1952) e Feda (1966).....	38
4.2	DETERMINAÇÃO DO POTENCIAL DE COLAPSO POR MÉTODOS QUANTITATIVOS	39
5	CONCLUSÃO	48

1 INTRODUÇÃO

O rápido crescimento populacional e, conseqüentemente, a alta demanda de moradias em contrapartida com a diminuição de áreas disponíveis, impulsionaram nos últimos anos a verticalização da área urbana de Palmas, visando o melhor aproveitamento das áreas disponíveis. A rapidez de execução destes empreendimentos buscando suprir essa demanda tem, muitas vezes, negligenciado a importância de um estudo geotécnico aprimorado para conhecer as características do solo em que serão apoiadas essas edificações.

Ter conhecimento sobre a real situação do solo de interesse durante a execução de fundações possibilita uma melhor adequação do projeto à realidade do terreno. Pode-se, assim, projetar e executar fundações de acordo com as peculiaridades do local estudado e, desta forma, evitar possíveis danos futuros na edificação e seus conseqüentes gastos com ações corretivas muitas vezes frequentes e onerosas. Por outro lado, quando, ao realizar um estudo mais aprofundado do solo de fundação, é constatado que este tem uma alta resistência é possível alcançar significativa economia ao evitar projetos superdimensionados.

Visando as vantagens e importância da realização de estudos geotécnicos, essa pesquisa se deu em torno do conhecimento do potencial de colapso do solo em um determinado lote residencial da quadra 502 Norte em Palmas e abrange tanto aspectos teóricos com embasamento bibliográfico, como também ensaios realizados em laboratórios que deem subsídio para conclusões qualitativas e quantitativas quanto ao potencial de colapso dos solos analisados.

1.1 PROBLEMA DE PESQUISA

Qual o potencial de colapso no solo do lote residencial utilizado como objeto de estudo?

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Determinar o potencial de colapso do solo em um lote residencial da quadra 502 Norte em Palmas – TO.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Realizar a caracterização do solo, por meio de duas amostras coletadas num lote residencial na quadra 502 Norte.
- Aplicar critérios qualitativos para identificar potencial de colapso nos solos analisados.
- Realizar o ensaio edométrico para quantificar a colapsibilidade dos solos analisados.

1.3 JUSTIFICATIVA

O avanço da construção civil e o crescimento da verticalização urbana na última década fez surgir um alerta para uma área fundamental da engenharia no crescimento urbano que tinha sua importância ignorada: o estudo do solo, ou seja, a geotécnica em si. Dentre os vários temas abordados no estudo geotécnico de uma obra, conhecer o potencial de colapso do solo é fundamental.

Conhecer o solo que receberá as cargas das obras é de extrema importância não só nas construções civis como também em obras lineares, visto que este solo é responsável por receber e dissipar as tensões geradas pelos mais variados tipos de esforços e carregamentos. Todavia, são nas obras civis que se concentram os maiores riscos.

Quando um solo submetido a esforços de carregamentos prediais colapsa, suas consequências podem ir desde um pequeno recalque da edificação, surgimento de trincas, patologias em acabamentos, até consequências mais graves, como patologias estruturais, e risco à vida quando a estrutura colapsa devido a movimentação no rearranjo do solo de fundação.

Palmas tem vivido um intenso aumento populacional e, por consequência, uma alta taxa de crescimento urbano, que resulta em uma rápida verticalização residencial e comercial. Assim, quanto mais esbeltas estas construções, maior é a exigência de resistência do solo em que serão apoiadas essas fundações. Observados esses aspectos, foi realizado um estudo do potencial de colapso do solo de um lote residencial da quadra 502 Norte em Palmas – TO.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 ORIGEM DOS SOLOS

De acordo com Lollo (1996), na engenharia geotécnica, o termo solo é utilizado para nomear a maior parte da superfície terrestre. Nesse contexto, o solo pode ser classificado como oriundo da decomposição de rochas, desta forma, o solo apresenta índices de vazios maiores do que o índice de vazios da rocha original. Desta maneira, o solo é constituído por parcelas de gases, água, e partículas sólidas. Em geral, são as partículas sólidas que utiliza-se para caracterizar o solo, já as parcelas de gás e correspondem ao material presente nos poros.

O solo se origina de rochas da crosta terrestre que se decompõem por meio da ação de agentes físicos, químicos e biológicos, que podem ocorrer de forma simultânea ou isoladamente.

Machado (2001), afirma que o intemperismo físico resulta na diminuição do tamanho das rochas, o que facilita a ação do intemperismo químico devido o aumento da área de contato da rocha. O intemperismo químico e biológico pode resultar numa alteração completa das características físicas de uma rocha, bem como alterar sua composição química. O intemperismo físico pode ser classificado como variações de temperatura, fases de gelo e degelo e alívio de pressões no interior das rochas. Já o intemperismo químico é tido como a hidrolise, hidratação e carbonatação das rochas. O intemperismo biológico são esforços mecânicos causados por raízes, ação de roedores ou escavações.

Ainda segundo Lollo (1996), cada solo apresenta características de acordo com seu processo de formação. Levando em consideração o processo de formação, os principais tipos de solo são: solos orgânicos, solos residuais e solos transportados.

Solos orgânicos são formados pela união entre material orgânico e sedimentos. Tem por característica cor escura e um forte odor, com granulometria fina e alto índice de vazios

Solos residuais em geral encontram-se no local onde ocorreu a decomposição da rocha, visto que o processo de transporte é mais lento que a própria decomposição da rocha que o originou.

Solos transportados são solos que algum meio de transporte o conduziu ao local onde ele se encontra, sua classificação é feita por meio do tipo de transporte que o conduziu, sendo eles: solos aluvionares (pela água), coluvionares (pela gravidade), eólicos (pela ação do vento) e glaciais (por geleiras).

2.2 SOLOS COLAPSÍVEIS

Solos com tendência ao colapso expressam um alto índice de vazios e uma estrutura porosa com baixo teor de umidade, possuindo assim um baixo grau de saturação. Estes tipos de solo quando saturados e submetidos a tensões acima do seu limite de resistência sofrem uma grande redução do seu volume devido à diminuição do seu índice de vazios resultando no colapso da estrutura do solo. (SOUZA, 1992)

O colapso está ligado à perda de resistência do solo quando este deforma pela falta dos vínculos que antes mantinham as partículas unidas, ou pela perda dos efeitos capilares. Ambos os processos ocorrem pelo aumento do teor de água no maciço. Estas condições que fazem com que o processo de colapso ocorra, apontam que este fenômeno pode ocorrer em vários tipos de solos desde que sejam existentes algumas condições presentes no processo de colapso, e características dos solos em que geralmente ocorre o mesmo. (LOLLO, 1996)

Conforme Arman e Thornton (1973), se, devido à saturação total ou parcial do solo, as tensões capilares deixarem de existir, a resistência do solo diminuirá. Isso possibilita a ocorrência do colapso, que se manifesta pela redução brusca do índice de vazios.

Segundo Lollo (2008), fatores climáticos e o ambiente geológico são fatores que determinam a formação de solos com tendência ao colapso, podendo assim ser originado de diversos tipos de formação geológica. O autor cita os principais processos de formação de solos colapsíveis:

a) Aterro Compactado

Quando se executa um aterro deve-se atentar para o tipo de material a ser compactado e a qualidade da compactação. Caso haja uma alta compressibilidade do solo de aterro, o solo pode sofrer deformações quando umedecidos e submetidos a esforços, caracterizando assim o processo de colapso. Aterros mal compactados

possuem grande índice de vazios e alta porosidade, resultando em uma permeabilidade elevada que facilita a percolação de água pelo maciço, que pode gerar recalques expressivos devido às características colapsíveis.

b) De Origem Eólica

Estes são formados por depósitos de areia e silte trazidos pelo vento. Possuem em geral horizontes de solo pouco coesivos, com alta porosidade, bom potencial drenante e baixa massa específica. Assim, em caso de saturação do solo, este apresenta alto risco de colapso.

c) Depósitos de Origem Aluvial

Estes solos possuem tendência ao colapso devido a uma formação com materiais mal consolidados de alta porosidade, grande quantidade de argila e baixa massa específica.

d) Perfis de Solos Residuais

Nesse tipo de solo o potencial de colapso é resultado da lixiviação em camadas superficiais, gerando camadas porosas e de baixa massa específica. Assim, quando saturados, tendem ao colapso devido à existência de macroporos e baixo teor de umidade.

VILAR et al. (1981) cita que solos com características colapsíveis são encontrados em sua maioria em regiões áridas ou semi-áridas geralmente em depósitos de formação recente. Entretanto, é comum encontrar este tipo de solo em locais com climas variados, como mostra a tabela a seguir:

Tabela 1 – Tipos de solos, locais e climas (modificado de VILAR et. al., 1981).

IDENTIFICAÇÃO DO SOLO	LOCAL	CLIMA	REFERÊNCIAS
Areia porosa Argila porosa	Brasil	Úmido (tropical)	QUEIROZ (1960) SHERRER (1965) VARGAS (1973) DECOURT (1971) WOLLE et al. (1978)
Loess	EUA	Sub-úmido Árido e Semi-árido	CLEVENGER (1965) GIBBS & BARA (1967) SULTAN (1969)
Loess Solos arenosos	URSS	Sub-úmido Semi-árido	DENISOV (1951) SOKOLOVICH (1971) ABELEV (1975)
Areias com poucos finos Solos avermelhados Argilas: solos vermelhos	Angola Quênia	Semi-árido (tropical) Úmido (tropical)	FURTADO E MARTINS (1973) AITCHISON (1973)
Silte argiloso Silte arenoso	Africa do Sul	Semi-árido Sub-úmido (tropical)	JENNINGS & KNIGHT (1957) BRINK & KANTEY (1961)
Loess Areia argilosa (hamra)	Israel	Semi-árido	KASSIF (1957) AITCHISON (1973)
Argila arenosa (parna)	Austrália	Semi-árido	AITCHISON (1973)
Siltes e argilas Gepsíferos	Espanha	Semi-árido	AITCHISON (1973)
Loess	Romênia	Úmido	BALLY et al. (1965)
Siltes ou argilas com carbonatos	Argentina	Sub-úmido	REGINATTO & FERRERO (1973)
Loess			NUÑES (1975)

2.3 MECANISMOS DE COLAPSO DO SOLO

Conforme Oliveira (2002), solos colapsíveis possuem muitas vezes diferentes formas de suporte que dão ao solo uma resistência temporária à estrutura do solo, isso lhe confere um equilíbrio metaestável. Quando então um agente, no geral a água, interrompe a ação desses mecanismos de suporte, ocorre um desequilíbrio do estado do solo, geralmente diminuindo o travamento dos grãos causado pelo contato grão-a-grão. Isso faz com que as partículas maiores tenham a tendência de se movimentarem buscando preencher os vazios existentes e causando uma redução repentina do volume do solo, caracterizando assim o colapso da estrutura.

Entre os mecanismos de equilíbrio que permitem uma resistência temporária do solo, estão entre os principais: presença de materiais cimentantes entre as partículas sólidas, forças eletromagnéticas de superfície e forças capilares. Estes agentes podem agir em conjunto ou de forma isolada em cada tipo de solo, entretanto para cada um destes há uma forma de desequilíbrio que gera o colapso da estrutura.

2.3.1 Colapso por diminuição das pressões capilares

Os meniscos de água presentes entre os grãos de solo determinam as forças capilares existentes. Quando há a redução da umidade entre as partículas o solo sofre um aumento da pressão capilar, o que gera um aumento de tensões entre os grãos maiores. Quando então o solo é umedecido, tornando-se saturado ou parcialmente saturado, as pressões capilares antes presentes no solo se tornam inexistentes, o que diminui a resistência e causa o colapso.

2.3.2 Colapso por destruição de elementos cimentantes

Elementos cimentantes como óxidos, carbonatos e fosfatos dão ao solo uma resistência temporária ao fazer com que as partículas sólidas se mantenham estáveis em suas posições. No geral a água que se infiltra no solo possui ácidos e sais dissolvidos, que por meio de reações químicas destroem os elementos

cimentantes. Esta ação desestabiliza a estrutura do solo por meio da movimentação de partículas, causando assim o colapso.

2.3.3 Colapso devido à redução de forças eletromagnéticas

Solos em que os grãos maiores são revestidos por uma camada de finos, como argila, possuem forças de Van der Waals, de atração molecular e de osmose que tendem a unir estas partículas maiores resultando numa resistência temporária do solo. Quando umedecido, este solo perde estas forças de atração, diminuindo assim a resistência do solo. Isso ocorre devido a um aumento da espessura desta película de finos que envolve os grãos maiores, tendendo a distanciá-los permitindo assim o fenômeno do colapso.

2.4 CONSEQUÊNCIAS DO PROCESSO DE COLAPSO

São citados a seguir algumas das principais consequências do colapso do solo em edificações.

2.4.1 Em fundações de edificações

A fundação é o elemento estrutural responsável por distribuir no solo as cargas geradas pela edificação. Estas tensões são transmitidas das vigas para os pilares que estão apoiados na estrutura de fundação. Em caso de fundações rasas, a dissipação das cargas no solo se dá por meio da compressão causada pelo contato da estrutura com o solo subjacente. Já em fundações profundas, como estacas e tubulões, além da dissipação de cargas pela compressão, esta também se dá por meio do atrito lateral entre a estrutura e o solo ao redor.

Em ambos os casos é de extrema importância que o solo onde está apoiada a fundação tenha resistência suficiente para receber estas tensões. Caso o solo seja colapsável, e isto não tenha sido identificado no estudo geotécnico, há o risco do solo colapsar quando este for umedecido e tiver sua formação estrutural alterada.

Caso ocorra o colapso, a fundação poderá sofrer um recalque exagerado de forma que prejudique alguns elementos da edificação ou até mesmo cause danos na

estrutura de fundação. Os dados mais comuns estão ligados à alvenaria, ao acabamento e, em casos mais severos, a estrutura também pode sofrer danos (LOLLO 2008).

2.4.2 Na alvenaria da edificação

Alvenarias são elementos de vedação em edificações. Estas podem ser de alvenaria de vedação ou alvenaria estrutural, onde a alvenaria tem papel de receber e distribuir as tensões da edificação.

Caso o solo subjacente à edificação sofra colapso, a alvenaria poderá sofrer danos, na maioria das vezes apenas estéticos. Em caso de alvenaria de vedação, os danos são de menores proporções, ficando geralmente apenas no âmbito estético devido a fissuras. Entretanto, outros elementos podem ser comprometidos, como o sistema hidráulico e elétrico, assim como portas e janelas podem ter suas aberturas e fechamentos comprometidos. Já em casos onde a alvenaria tenha função estrutural, os danos podem ser mais severos que comprometam a própria estabilidade da edificação.

As trincas em alvenarias provenientes de colapso de solos possuem em geral um ângulo de 45° formando um “V” onde a maior abertura está voltada para cima estreitando-se em direção a parte inferior da alvenaria.

Lajes também podem sofrer danos quando estiverem apoiadas sobre a alvenaria ou cintas de amarração. Assim, sofrerão trincas nos entornos do encontro entre a laje e a alvenaria ou trincas que dão continuidade às trincas existentes na alvenaria (LOLLO 2008).

2.4.3 No acabamento da edificação

Trincas prejudicam a estética da edificação, pois no geral podem ser vistas tanto externamente quanto internamente. Paredes com revestimentos como cozinha, área de serviço e banheiros podem ter seus revestimentos danificados.

Revestimentos de piso também sofrem danos semelhantes por não conseguirem suportar as movimentações do solo subjacente.

2.5 IDENTIFICAÇÃO DE SOLOS COLAPSÍVEIS

Enquanto alguns métodos de avaliação do potencial de colapso são baseados no estudo de índices físicos e limites de consistência por meio de ensaios de caracterização, outros utilizam ensaios específicos de resistência e compressibilidade.

Os ensaios para identificação das características do solo e seu potencial de colapso feitos em laboratório permitem verificar parâmetros específicos, como sua composição química, arranjo da estrutura e possibilidade de colapso.

Em resumo, os métodos laboratoriais caracterizam o colapso por meio de ensaios em condições ideais. Já a aplicação de critérios e ensaios no campo mensura o fenômeno do colapso em escala real (LOLLO, 2008).

2.5.1 Por meio de Índices Físicos e Limites de Consistência

Critério de Priklonskij (1952): define um coeficiente (K_d), em função dos limites de Atterberg (liquidez: LL; plasticidade: LP) e do teor de umidade natural (w_0):

$$K_d = \frac{LL - w_0}{LL - LP} \quad (1)$$

$K_d < 0 \Rightarrow$ Solos altamente colapsíveis

$K_d \geq 0,5 \Rightarrow$ Solos não colapsíveis

$K_d > 1,0 \Rightarrow$ Solos expansivos

Critério de Feda (1966): este definiu a expressão que prevê o colapso de solos parcialmente saturados, dado pela equação:

$$k = \frac{\left(\frac{w_0}{s_0}\right) - LP}{LL - LP} \quad (2)$$

Onde, w_0 é a umidade natural, s_0 é o grau de saturação natural e LP e LL, são respectivamente, o limite de plasticidade e o limite de liquidez.

De acordo com este critério “Solos parcialmente saturados”, com valores de $K > 0,85$, devem ser chamados de solos “subsidentes”, e os solos com $s_0 < 60\%$ “colapsíveis quando saturados” (LOLLO, 2008).

2.5.2 Ensaio de campo: prova de carga sobre placa e prova de carga sobre estaca

Carvalho & Souza (1990) realizaram um estudo do solo com potencial colapsível de Ilha Solteira – SP. Foram realizadas duas provas de carga em placas, sendo uma com o teor de umidade natural do solo e outra com o solo inundado. Outras quatro provas foram feitas em estacas escavadas, estas tinham 6 metros de profundidade com 0,25 metros de diâmetro, sendo duas por meio de compressão e duas por meio de tração, com solo em estado natural e inundado.

Os resultados dos testes apontaram uma significativa perda de resistência do solo quando inundado, o que apresenta características colapsíveis.

Ferreira, Peres & Benvenuto (1990) realizaram estudos em solos porosos presentes na região oeste do estado de São Paulo. O estudo foi feito por meio de provas de carga em placa circular rígida com um diâmetro de 0,80 metros de diâmetro.

Os testes foram feitos sob condições do solo em sua umidade natural e com o solo inundado a uma pressão que se aproximasse da pressão atuante na cota da placa, que seria uma somatória da pressão geostática com a pressão da edificação. Foram analisados os solos com 1, 2, 3 e 4 metros de profundidade e aparelhos medidores de recalque foram instalados nos testes de 1 metro, o que viabilizou a obtenção da deformação ao longo do bulbo carregado.

2.5.3 Ensaio Edométrico

No ensaio Edométrico, o solo com teor de umidade natural é colocado sob uma tensão determinada e logo após é inundado. Após ter um significativo aumento no teor de umidade, é apresentada uma descontinuidade na curva de compressão e isso aponta que houve o colapso do solo (OLIVEIRA, 2002).

Jennings & Knight (1975) estabeleceram um coeficiente para o potencial de colapso (CP) baseado nos resultados de testes edométricos simples que mais tarde vieram a ser utilizados como referência para obras construídas sobre solos colapsíveis. Por este método de ensaio, o solo é submetido a um carregamento sucessivo onde o ápice de carregamento chega aos 200 KPa. Após o solo completar seu deslocamento devido ao carregamento, o mesmo é saturado e suas deformações são observadas e medidas pelas próximas 24 horas. Os dados obtidos no ensaio são tratados e utilizados na seguinte equação desenvolvida pelos autores citados.

$$CP = \frac{\Delta e_c}{1+e_0} \cdot 100\% \quad \text{OU} \quad CP = \frac{\Delta H_c}{H_0} \cdot 100\% \quad (3) \text{ e } (4)$$

Onde: CP – Potencial de colapso

Δe_c – Variação do índice de vazios pela inundação

e_0 – Índice de vazios inicial da amostra

ΔH_c – Variação da altura do corpo de prova

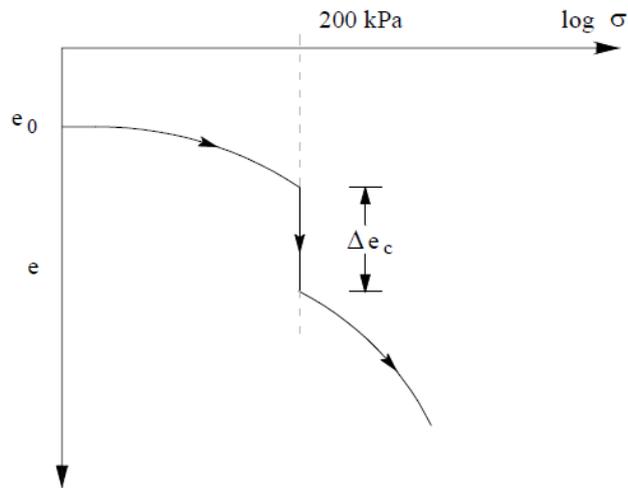
H_0 – Altura inicial do corpo de prova

A Tabela 2 faz uma relação entre os potenciais de colapso (CP) calculados e a gravidade do problema que pode impactar uma obra caso não seja tratado de forma correta.

Tabela 2 – Potencial de Colapso (CP) segundo Jennings & Knight (1975)

CP	Gravidade do Problema
0 – 1%	Nenhum
1 – 5%	Moderado
5 – 10%	Problemático
10 – 20%	Grave
>20%	Muito Grave

Figura 1 – Curva de compressão (e x $\log \sigma$) do ensaio edométrico simples



Fonte: (modificado de JENNINGS & KNIGHT, 1975).

Em seu estudo, Vargas (1978) determina o potencial do colapso de um solo baseado na variação de vazios que a amostra de solo apresenta durante a etapa saturada do ensaio. Para o autor, solos que apresentam um potencial de colapso (i) $> 0,02$ devem ser considerados colapsíveis.

$$i = \frac{\Delta e}{1+e_i} \quad (5)$$

Onde: i – Potencial de colapso

Δe – Variação do índice de vazios devido a saturação do solo

e_i – Índice de vazios inicial antes da saturação

Denisov (1951), através de ensaios edométricos com inundação por etapas, determinou a intensidade das variações volumétricas. Segundo o autor, o coeficiente de subsidência total (RT) é determinado pela soma de duas partes no mesmo grau de carregamento. A primeira parte (R_p) é gerada pela aplicação de tensão (σ) no corpo de prova. Já a segunda parte (R_w) é gerada pela inundação da amostra.

- Coeficiente de subsidência parcial devido a aplicação de carga vertical (R_p)

$$R_p = \frac{e_0 - e_p}{1 + e_0} \quad (6)$$

Onde: e_0 – Índice de vazios inicial

e_p – Índice de vazios devido o carregamento

- Coeficiente de subsidência parcial devido a saturação da amostra (R_w)

$$R_w = \frac{e_p - e_w}{1 + e_p} \quad (7)$$

Onde: e_p – Índice de vazios devido o carregamento

e_w – Índice de vazios final devido a saturação da amostra

- Coeficiente de subsidência total (R_T)

$$R_T = \frac{e_0 - e_w}{1 + e_0} \quad (8)$$

Onde: e_0 – Índice de vazios inicial

e_w – Índice de vazios final devido a saturação da amostra

2.6 SOLUÇÕES EM SOLOS COLAPSÍVEIS

2.6.1 Problemas com fundações em solos colapsíveis

Os problemas que podem ocorrer em fundações apoiadas em solos colapsíveis se dividem em duas categorias: problemas na fase de projeto, e problemas após a construção.

Quando apoiada em solos colapsíveis, devem ser tomados maiores cuidados quanto as fundações, visto que este tipo de solos sofre bruscas reduções de capacidade de carga resistência quando são saturados. A redução de capacidade e resistência podem variar de 40% a 80%.

A importância de se conhecer mais sobre solos com essa característica e como lidar com a situação ficou ainda mais evidente com o alto desenvolvimento e ocupação de áreas que possuem esse tipo de solo. Buscando o conhecimento necessário para trabalhar com esses solos de maneira eficiente e segura, muitas empresas de fundações e sondagem passaram a estudar esse fenômeno e investir em instituições de estudo e pesquisa. Já no meio acadêmico, há cada vez mais estudos desenvolvidos, de forma que propiciou um avanço técnico e tecnológico sobre esse tema, com novas técnicas, procedimentos e ensaios.

Pesquisas mostraram que fundações apoiadas em solos com potencial de colapso devem atender a alguns requisitos como uma escolha adequada do tipo de fundação e cuidados construtivos. A escolha do tipo de fundação a ser adotada deve se atentar principalmente para critérios técnicos, porém, aliado a um menor custo

possível visto que a questão econômica é muito importante na área de projetos de fundações.

As soluções mais utilizadas em fundações é a utilização de estacas de concreto, sejam elas pré-moldadas ou moldadas *in loco*. Optar por fundações diretas como radier ou sapatas não é recomendado para este caso, pois implicaria em um tratamento adequado do solo de fundação, o que tornaria a execução onerosa.

Quando for utilizada provas de carga para determinação da capacidade de carga do solo, é recomendada que esta seja feita com o solo saturado para que sejam levados em consideração os efeitos do colapso da estrutura do solo em questão.

Quando se tratar de fundações em estacas, para a determinação da carga de ruptura, deve ser levada em consideração apenas a capacidade de carga por atrito lateral, pois caso essa parcela se esgote em função do colapso do solo, a carga total é transmitida para a ponta da estaca, que não suporta e sofre recalques excessivos e abruptos. Caso o método para determinação da capacidade de carga por atrito lateral seja determinado por métodos comumente utilizados como Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1978) e Velloso (1981), é necessário a utilização de um fator de redução devido a possibilidade de colapso do solo.

Para estacas moldadas *in loco*, caso o fuste tenha sido escavado por perfuratrizes mecânicas ou manuais, lançar britas ou um concreto pouco plástico seguido de apiloamento pode favorecer o ganho de resistência na ponta da estaca (LOLLO 2008).

2.6.2 Problemas Pós Edificação

Os problemas que podem atingir uma edificação já concluída se resumem em recalques por colapso do solo devido ao seu umedecimento. A fonte de umedecimento deve ser identificada e então executar tratamentos ou reparos. Após a resolução da fonte do problema, é projetado o meio de intervenção e correção das estruturas tanto de fundação quanto da edificação.

Entre as soluções possíveis, o reforço da fundação pode ser por meio de estacas mega, quando se trata de edificações de médio e pequeno porte, ou a utilização de estacas de concreto moldadas *in loco*. Executado o reforço da fundação, é feito o macaqueio e nivelamento da edificação e o seu devido

calçamento. Porém, reforços em fundações em geral tem altos custos, são demorados e minuciosos, o que exige um bom planejamento para a execução de tal tarefa (LOLLO 2008).

3 METODOLOGIA

Este estudo visou analisar amostras de solos coletados na quadra 502 Norte em Palmas - TO buscando identificar uma possível tendência ao colapso. Os solos foram coletados em dois locais da quadra e foram utilizados métodos experimentais para análise das amostras de solo, sempre baseados no estudo teórico realizado previamente e durante os ensaios em laboratórios, bem como nas normas que regem os ensaios.

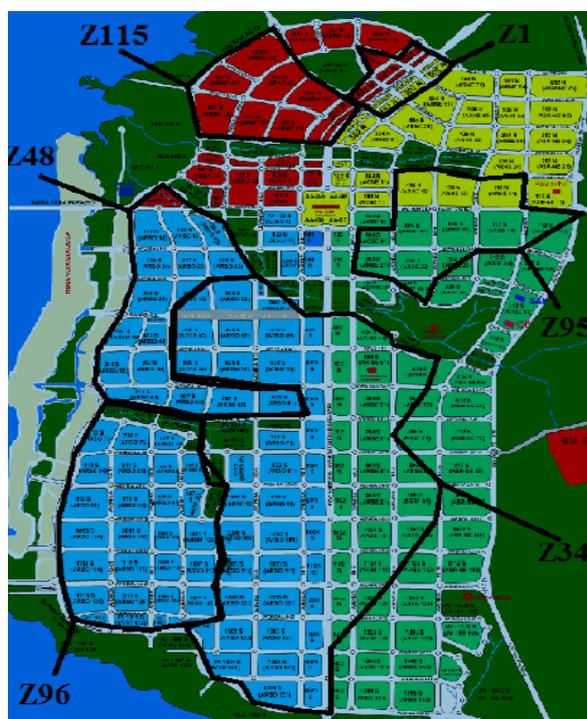
3.1 TRABALHO DE CAMPO

A seguir é detalhado as etapas executadas para a obtenção das amostras.

3.1.1 Definição da região de trabalho

As regiões de estudo foram definidas com base num estudo feito por Aires (2015) em seu Trabalho de Conclusão de Curso. O acadêmico elaborou o mapa de sondagens do Município de Palmas exposto a seguir.

Figura 2 - mapa de sondagens do Município de Palmas



Fonte: (AIRES 2015).

As amostras foram coletadas na quadra 502 norte que está localizada na zona Z1 ilustrada no mapa acima.

3.1.2 Procedimento de Amostragem

a) Limpeza e Remoção da Camada Vegetal:

Foi feita a limpeza da vegetação presente no local de coleta. Aproximadamente um metro quadrado da superfície e trinta centímetros de profundidade com o auxílio de pá e enxada.

b) Coleta de Amostras:

Visando alcançar uma amostra indeformável, o solo foi coletado por meio de escavação lateral com um corpo de prova cilíndrico. Para garantir a preservação das características naturais da amostra, a mesma foi estocada em local adequado, embalada em saco plástico.

c) Materiais Utilizados:

Pá, espátula, colher de pedreiro, enxada, papel plástico ou saco de lona e molde de corpo de prova cilíndrico.

Figura 3 – Obtenção da amostra de solo indeformada



3.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DO SOLO

3.2.1 Ensaio de Umidade

Este ensaio seguiu a seguinte norma:

NBR-16097/ABNT - Determinação do Teor de Umidade do Solo

a) Materiais utilizados:

- Cápsulas
- Bandeja metálica grande
- Almofariz
- Mão de grau
- Peneiras 19mm e 4,8mm
- Balança
- Estufa

b) Metodologia:

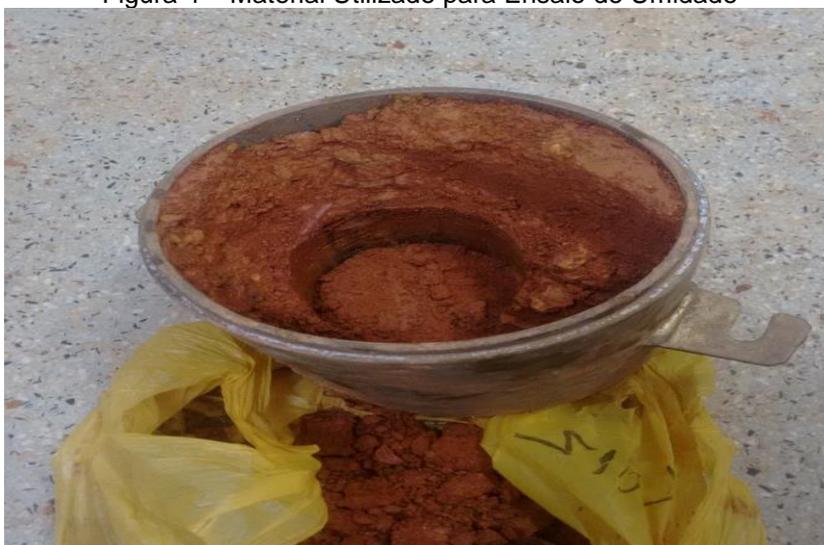
De início, as capsulas metálicas utilizadas como recipientes são identificadas e pesadas para então receber as amostras que devem ser misturadas no almofariz. Ao colocar solo nas capsulas, estas são novamente pesadas. O solo utilizado no

teste deve estar em estado natural, devendo apenas ser homogeneizado de forma que não sejam alteradas suas características.

As cápsulas preenchidas com solo em estado natural depois de pesadas devem ser levadas para estufa, onde permanecerão por 24h. Passado esse período de secagem do solo, ele é pesado novamente para determinar seu peso em estado seco. Deve ser feito o teste com três amostras para garantir maior confiabilidade.

O teor de umidade do solo é calculado pela subtração da pesagem do solo úmido com a pesagem do solo seco dividida pela pesagem do solo seco. O resultado final será a média aritmética do resultado das três amostras.

Figura 4 – Material Utilizado para Ensaio de Umidade



3.2.2 Limite de liquidez e plasticidade

Estes ensaios seguiram as seguintes normas:

NBR-6459/ABNT - Determinação do Limite de Liquidez de Solos;

NBR-7180/ABNT - Determinação do Limite de Plasticidade de Solos.

O limite de liquidez de um solo é o limite de teor de umidade para que o solo se mantenha no estado líquido. É o ponto de transição para o estado plástico.

O limite de plasticidade é o teor de umidade limite de transição do solo do seu estado plástico para o estado semi- sólido, quando o solo torna-se quebradiço.

a) Materiais para o ensaio de Limite de Liquidez:

- Aparelho de Casagrande

- Espátula
- Balança de precisão para décimos de grama
- Estufa para secagem do solo utilizado no ensaio
- Cinzel
- Recipiente de porcelana
- Cápsulas para determinação da umidade
- Amostra de solo

b) Materiais para o ensaio de Limite de Plasticidade:

- Cápsula de porcelana
- Estufa
- Espátula
- Placa de vidro fosco
- Balança com resolução 0,01g
- Gabarito cilíndrico
- Cápsulas

c) Metodologia para ensaio de Limite de Liquidez

São colocadas 200g da amostra de solo em uma capsula de porcelana já pesada anteriormente, aos poucos vai se adicionando água à amostra enquanto esta é misturada à água com a ajuda de uma espátula, buscando obter uma consistência homogênea. Parte dessa amostra é colocada no aparelho Casagrande, onde é nivelada e com o cinzel é feito um vinco no meio da amostra de forma perpendicular a ação da concha que dará os golpes.

A altura da queda da concha deve ser de 1,0 cm com duas quedas por segundo, por isso é importante uma manipulação uniforme da manivela. Os golpes devem ser repetidos até que ambas as partes de solo divididas pelo vinco se unam novamente. O número de golpes necessários para unir as partes deve ser registrado.

A amostra onde ocorreu a junção das partes divididas pelo vinco deve ser colocada em uma capsula pesada anteriormente, então o solo presente nessa capsula é pesado e levado para estufa a uma temperatura de 110°C.

Figura 5 – Execução do ensaio de Limite de Liquidez do Solo



d) Metodologia para o ensaio de Limite de Plasticidade

De início, uma pequena porção da amostra de solo é modelada buscando uma forma esférica, sendo então comprimida com a mão tornando-se achatada, é modelada para que se obtenha uma forma cilíndrica de 3mm de diâmetro e 10cm de comprimento.

Ao ser observado que a amostra de solo alcançou forma semelhante a do gabarito, não é mais necessário exercer força na mesma. A amostra então é rolada sobre uma placa de vidro onde irá perder umidade até que comece a fissurar.

A atividade é finalizada quando a amostra se divide em três partes que são colocadas em uma capsula onde são pesadas e levadas para estufa entre temperaturas de 105 a 110°C por 24 horas.

Figura 6 – Execução do Ensaio de Limite de Plasticidade do Solo



3.2.3 Massa específica dos grãos

Este ensaio seguiu a seguinte norma:

NBR – 6508/ABNT – Ensaio de massa específica dos grãos

Este ensaio descreve a metodologia para determinação da massa específica dos grãos que passam na peneira de 4,8 mm por meio da utilização de picnômetro.

a) Materiais:

- Estufa;
- Aparelho de dispersão com hélices metálicas;
- Picnômetro;
- Bomba de vácuo ;
- Termômetro graduado em 0,01 °C, de 0 a 50°C;
- Balança de precisão com precisão de 0,01 g;
- Funil de vidro;
- Conta gotas.

b) Metodologia:

Aproximadamente 250 g de material passante na peneira de 4,8 mm foi homogeneizado, enquanto o restante do material é utilizado para a determinação da umidade. Foram pesadas 60 g de solo já homogêneo, esta massa foi anotada como M1. Essa parcela do material foi colocada em capsula e adicionada água destilada e mantida por pelo menos 12 horas. A amostra de solo foi colocada no copo de dispersão, tomando cuidados para que não restasse nada do material na capsula, e então foi adicionada água destilada até a metade do copo de dispersão onde a amostra foi dispersada por 15 minutos.

Com o auxílio do funil de vidro, a amostra foi transferida para o picnômetro, novamente utilizando água destilada para lavar o copo e o funil para que não ficasse nada do material. O picnômetro recebeu água até sua metade e então foi aplicado um vácuo de 88 KPa por 15 minutos, agitando o picnômetro em intervalos regulares de tempo.

Em seguida, foi acrescentada água destilada até 1 cm abaixo da base do gargalo do picnômetro e aplicado vácuo de 88 KPa por 15 minutos novamente. Terminada essa etapa, o picnômetro foi deixado em repouso até atingir a temperatura ambiente.

O conjunto picnômetro + solo + água foi pesado e a massa obtida foi anotada como M2. Em seguida, foi medida a temperatura do conteúdo do picnômetro para que fosse possível obter a curva de calibração correspondente a massa do picnômetro com água até a sua marca de referência. A massa obtida foi anotada como M3.

Em seguida, foi determinada a massa específica dos grãos pela seguinte equação:

$$\delta = \frac{M1 \cdot \frac{100}{(100+h)}}{\left(M1 \cdot \frac{300}{(J\bar{V}U+b)\right) + M3 - M2} \times \delta_T \quad (9)$$

Onde: δ – Massa específica dos grãos em g/cm³

M1 – Massa do solo úmido

M2 – Massa do solo + picnômetro + água na temperatura T do ensaio

M3 – Massa do picnômetro com água até a marca de referência, na temperatura T do ensaio

h – Umidade inicial da amostra

δ_T – Massa específica da água na temperatura T de ensaio, obtida através de tabelas cedidas pela norma.

3.3 DETERMINAÇÃO DO POTENCIAL DE COLAPSO

3.3.1 Identificação de solos colapsíveis por meio de critérios qualitativos

- Método de Prikloński (1952):

Para determinação do potencial de colapso segundo esse critério, foi utilizada a equação (01) que foi baseada nos índices físicos do solo.

- Método de Feda (1966):

Esse critério determinou o potencial de colapso do solo de acordo com a equação (02) em que foram considerados os índices físicos do solo.

3.3.2 Identificação de Solos Colapsíveis por Critérios Quantitativos Baseados em Ensaio Edométrico Simples

Este ensaio seguiu a seguinte norma:

NBR-12007/ABNT – Ensaio de Adensamento Unidimensional

Este método simula o comportamento do solo quando solicitado por esforços de compressão causados por carregamentos sejam eles novas edificações ou depósito de solo. O teste consiste em comprimir a amostra de solo confinada em um molde que impede deformações laterais.

c) Materiais:

- Balança de capacidade 1 kg e precisão de 0,01 g.
- Cápsulas metálicas para umidade.
- Estufa de secagem entre 105° e 110°C.
- Talhador
- Paquímetro
- Bureta graduada.
- Espátulas.
- Facas
- Serras de fio metálico.
- Régua biselada.
- Anel de adensamento.
- Pedras Porosas.
- Papel filtro.
- Prensa de adensamento
- Célula de adensamento.

d) Metodologia:

Uma amostra de solo indeformada inicialmente é mantida em confinamento, onde será submetida a carregamentos axiais gradativos com pressões de 10 KPa, 20 KPa, 40 KPa, 80 KPa e 200 KPa até que todo o excesso de água presente no solo seja dissipado.

No decorrer do processo de compressão é feita a leitura da variação de altura da amostra de solo determinada por um extensômetro. As leituras são realizadas em espaços de tempo gradativos e cada estágio de pressão dura 24 horas, após as 24 horas dobra-se a carga e dá início as leituras para aquela determinada carga. Estas leituras foram utilizadas nos cálculos que descrevem a relação entre o índice de vazios, a pressão efetiva e o aumento das deformações no decorrer do ensaio.

Para a aplicação de carga na amostra foi utilizada uma prensa de adensamento. O solo foi confinado em uma célula de adensamento, logo após foi ajustado o extensômetro e em seguida o início do carregamento. A prensa permite a manutenção das cargas aplicadas ao longo do ensaio.

A célula de adensamento não permite deformações laterais do solo, o que permite uma melhor eficácia na aplicação das cargas verticais e permite uma melhor leitura das variações sofridas pelo solo. Esta célula contém uma base rígida, pedras porosas que permitem a percolação da água existente na amostra e que devem conter um papel filtro entre elas e o solo para que não haja percolação de material fino, e um cabeçote rígido para suportar os carregamentos.

Figura 7 – Aplicação dos Pesos na Prensa



Após a realização dos ensaios e obtenção dos dados, é então calculado o potencial de colapso dos solos estudados por meio de critérios determinados por Jennings & Knight (1975) e também pelo método de Vargas (1978).

- De acordo com Jennings & Knight (1975):

A determinação do potencial de colapso do solo de acordo com os autores foi dada pelas equações (03) e (04) onde os resultados obtidos nos cálculos são relacionados com a tabela (2).

- De acordo com Vargas (1978):

A determinação do potencial do colapso do solo de acordo com Vargas foi obtida pela equação (5) que leva em consideração a variação do índice de vazios da amostra durante o ensaio.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A seguir são expostos os resultados obtidos através de ensaios e equações que determinaram se há existência de potencial de colapso do solo nas amostras estudadas.

4.1 DETERMINAÇÃO DO POTENCIAL DE COLAPSO DO SOLO POR MÉTODOS QUALITATIVOS

Os resultados a seguir são determinados por meio de critérios baseados em índices físicos do solo.

4.1.1 Caracterização Física das Amostras

Foi realizada a caracterização das amostras de solo por meio de ensaios de umidade, limites de liquidez e plasticidade, índice de plasticidade e massa específica dos grãos. Os gráficos e tabelas referentes aos ensaios estão expostos nos apêndices de A à F.

A tabela a seguir apresenta os resultados obtidos através de ensaios de caracterização:

Tabela 3 – Resultados dos ensaios de caracterização das amostras

Ensaio	Amostra 01	Amostra 02
Umidade Natural	14,11%	18,42%
Limite de Liquidez	29,0%	32,0%
Limite de Plasticidade	17,3%	20,9%
Índice de Plasticidade	11,7%	11,1%
Massa Esp. Dos Grãos	2,82 g/cm ³	2,73 g/cm ³

4.1.2 Determinação do Potencial de Colapso pelos métodos de Priklonskij (1952) e Feda (1966).

Utilizando os métodos citados anteriormente, foram obtidos os seguintes resultados para cada critério de avaliação:

- Segundo Priklonskij (1952):

Os resultados a seguir foram obtidos através da equação (01), onde:

- Para a amostra de solo 1

$$Kd = 1,27$$

Portanto $Kd > 1,0$, o que segundo o critério classifica o solo como expansivo e sem potencial de colapso.

- Para a amostra de solo 2

$$Kd = 1,22$$

Portanto $Kd > 1,0$, o que segundo o critério classifica o solo como expansivo e sem potencial de colapso.

- Segundo Feda (1966):

Os resultados a seguir foram obtidos através da equação (02), onde:

- Para a amostra de solo 1

$$K = -1,45$$

Como $K < 0,85$ então o solo não é considerado com potencial ao colapso, porém por ter um grau de saturação natural menor que 60% pode ser considerado colapsível se saturado.

- Para a amostra de solo 2

$$K = -1,86$$

Como $K < 0,85$ então o solo não é considerado com potencial ao colapso e por possuir um grau de saturação maior que 60% também não é considerado colapsível quando saturado.

Em ambos os critérios de análise qualitativa as amostras de solo não apresentaram potencial de colapso. Entretanto, FEDA aponta um possível potencial

de colapso em solos com um grau de saturação menor que 60%, como é o caso da primeira amostra de solo

4.2 DETERMINAÇÃO DO POTENCIAL DE COLAPSO POR MÉTODOS QUANTITATIVOS

Os resultados a seguir foram obtidos por meio de equações baseadas nos resultados dos testes edométricos realizados em cada amostra de solo estudada.

Após a realização dos ensaios foi realizado o tratamento dos dados coletados no decorrer dos ensaios. O ensaio foi regido pela *NBR-12007/ABNT – Ensaio de Adensamento Unidimensional*, a qual determina cálculos prévios para determinação de características do solo bem como seu índice de vazios inicial e sua variação no decorrer do ensaio. A variação do índice de vazios é essencial para a determinação do potencial de colapso do solo.

Para a realização dos cálculos foram utilizados os seguintes parâmetros de cada amostra, obtidos por meio de ensaios e medições realizadas durante os ensaios.

Tabela 4 – Dados iniciais da primeira amostra para o ensaio edométrico

DADOS - SOLO 01		
Massa Inicial do solo	(g)	224,9
Massa Do Solo + Anel	(g)	538,8
Massa do Anel	(g)	313,9
Massa Final do Solo Saturado	(g)	305,4
Massa Esp. Dos Grãos	(g/cm ³)	2,82
Umidade Inicial	(%)	14,11
Umidade Final Saturada	(%)	30,02
Diâmetro do Anel	(cm)	7,14
Altura Inicial do Corpo de Prova	(mm)	35
Altura Final do Corpo de Prova	(mm)	32,9
Volume do Corpo de Prova	(cm ³)	140,14

Tabela 5 – Dados iniciais da segunda amostra para o ensaio edométrico

DADOS - SOLO 02		
Massa Inicial do Solo	(g)	263,7
Massa Do Solo + Anel	(g)	577,6
Massa do Anel	(g)	313,9
Massa Final do Solo Saturado	(g)	307,4
Massa Esp. Dos Grãos	(g/cm ³)	2,73
Umidade Inicial	(%)	18,42
Umidade Final Saturada	(%)	25,32
Diâmetro do Anel	(cm)	7,14
Altura Inicial do Corpo de Prova	(mm)	35
Altura Final do Corpo de Prova	(mm)	33,25
Volume do Corpo de Prova	(cm ³)	140,14

Os cálculos prévios seguiram as seguintes determinações da norma:

- Massa específica aparente úmida:

$$\gamma_{hi} = \frac{m_i}{V_i} \quad (10)$$

Onde:

m_i - Massa inicial úmida (g)

V_i - Volume inicial do corpo de provas (cm³)

- Massa específica aparente seca inicial:

$$\gamma_{si} = \frac{100 \times \gamma_{hi}}{100 + h_i} \quad (11)$$

Onde:

γ_{hi} - Massa específica aparente úmida inicial (g/cm³)

h_i - Umidade inicial do solo (%)

- Índice de vazios inicial

$$e_i = \frac{\delta}{\gamma_{si}} - 1 \quad (12)$$

Onde:

δ - Massa específica dos grãos obtida por meio de ensaio apresentado nos apêndices E e F em (g/cm³)

γ_{si} – Massa específica aparente seca inicial (g/cm³)

- Grau de saturação inicial

$$S_i = \frac{h_i \times \delta}{e_i \times \gamma_a} \quad (13)$$

Onde:

h_i – Teor de umidade inicial (%)

δ – Massa específica dos grãos (g/cm³)

e_i – Índice de vazios inicial

γ_a – Massa específica da água = 1,0 g/cm³

- Altura dos sólidos

$$H_s = \frac{H_i}{1+e_i} \quad (14)$$

Onde:

H_i – Altura inicial do corpo de prova (cm)

e_i – Índice de vazios inicial

- Índice de vazios ao final de cada estágio de pressão

$$e = \frac{H}{H_s} - 1 \quad (15)$$

Onde:

H – Altura do corpo de prova ao final do estágio de pressão (cm)

H_s – Altura dos sólidos (cm)

Seguindo as equações (09) a (14) citadas anteriormente, foram determinados os seguintes parâmetros para cada amostra de solo:

Tabela 6 – Resultados parciais da primeira amostra de solo após ensaio edométrico

Resultados Para o Solo 1	
Massa Esp. Ap. Úmida (g/cm ³)	1,60
Massa Esp. Ap. Seca (g/cm ³)	1,41
Índice de Vazios Inicial	1,01
Grau de Saturação Inicial (%)	39,59
Altura dos Sólidos (cm)	1,75
Índice de vazios ao final de cada estágio de pressão (10Kpa)	0,99

Tabela 7 – Resultados parciais da segunda amostra de solo após ensaio edométrico

Resultados Para o Solo 2	
Massa Esp. Ap. Úmida (g/cm ³)	1,88
Massa Esp. Ap. Seca (g/cm ³)	1,59
Índice de Vazios Inicial	0,72
Grau de Saturação Inicial (%)	70,03
Altura dos Sólidos (cm)	2,04
Índice de vazios ao final de cada estágio de pressão (10Kpa)	0,71

Com os resultados obtidos, foi possível produzir as tabelas referentes a cada ensaio edométrico citadas nos apêndices G e H. As tabelas geraram os gráficos a seguir que relacionam o deslocamento das amostras ao longo do ensaio, bem como a variação do índice de vazios de cada amostra de solo em relação as cargas aplicadas.

Gráfico 1 - Deformação da amostra de solo 01 no decorrer do ensaio

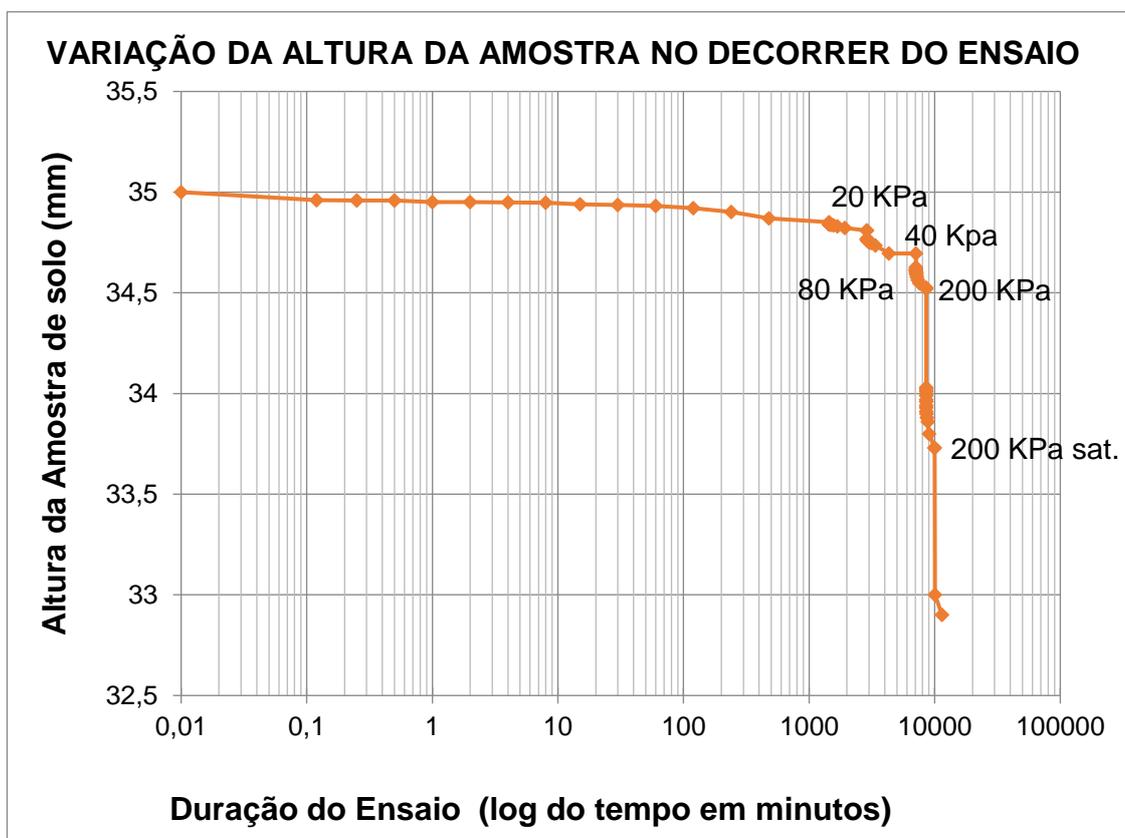


Gráfico 2 – Deformação da amostra de solo 01 após sua saturação

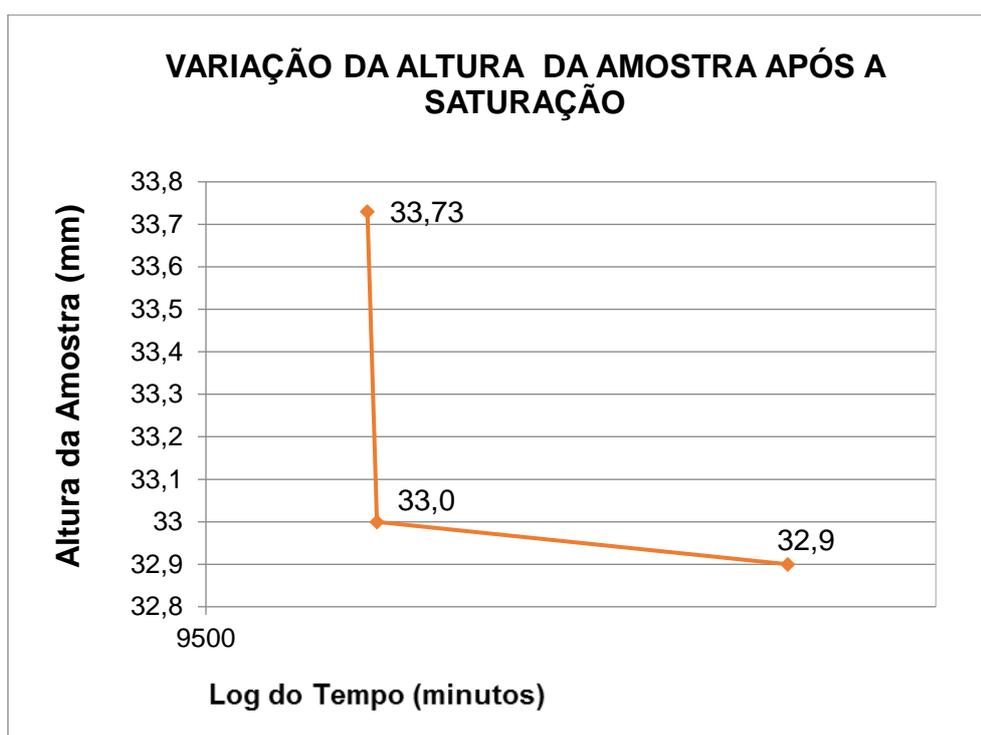
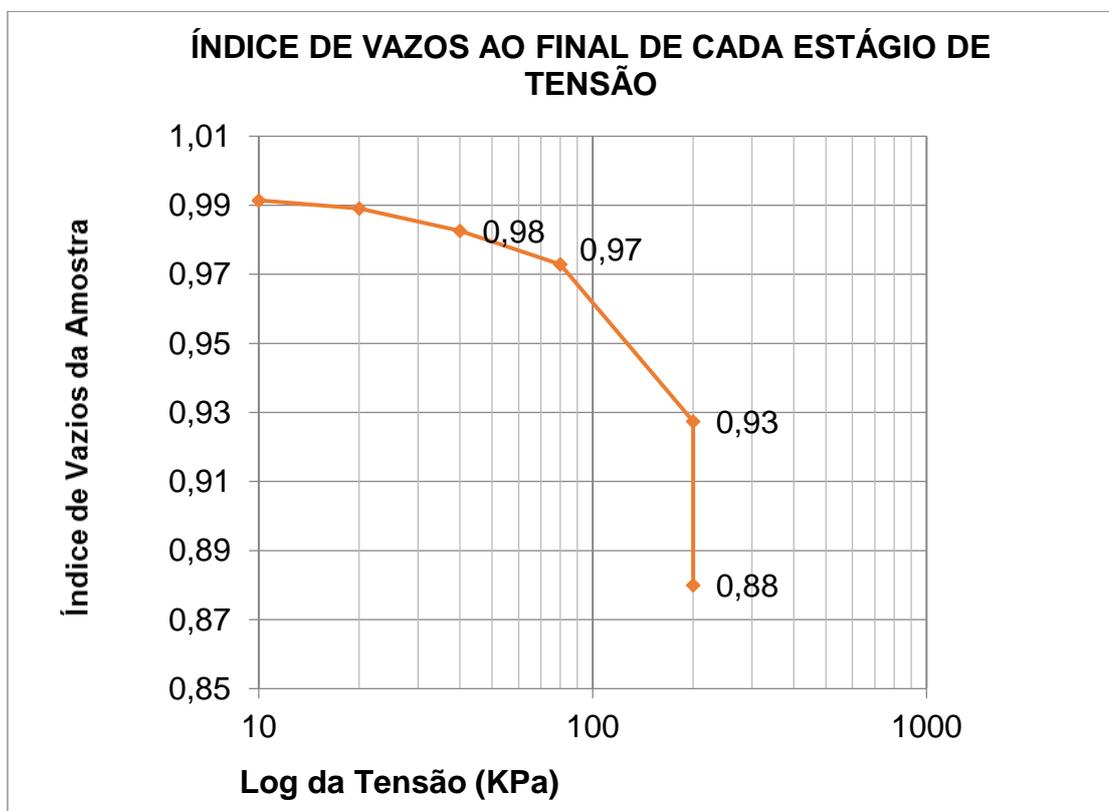


Gráfico 3 – Índice de vazios da amostra de solo 01 em relação à carga aplicada



Ao analisar os gráficos anteriores referente aos resultados do teste edométrico da primeira amostra realizado no laboratório de solos, é possível verificar uma redução brusca no volume da amostra em um curto período de tempo logo após a sua saturação. Isso fica ainda mais evidente no gráfico 02, que analisa apenas o período saturado, onde é possível verificar que o período de redução brusca ocorre logo após a adição de água na amostra, o que é uma característica predominante em solos colapsíveis. Já o gráfico 03 comprova a rápida redução do índice de vazios da amostra após a adição de água mesmo mantendo o carregamento constante de 200 KPa.

Gráfico 4 - Deformação da amostra de solo 02 no decorrer do ensaio

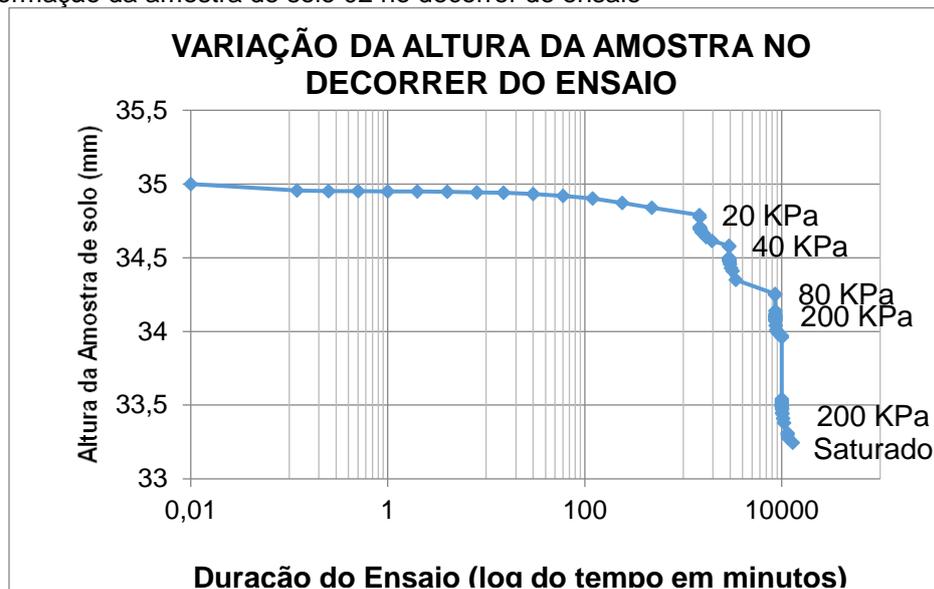


Gráfico 5 – Deformação da amostra de solo 02 após sua saturação

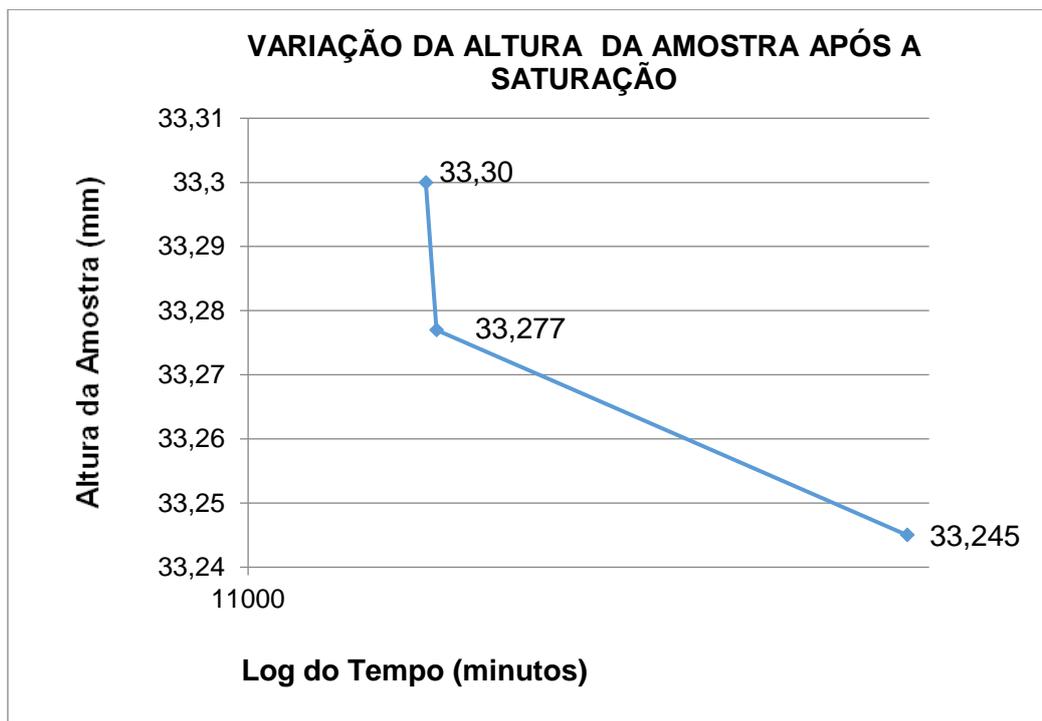
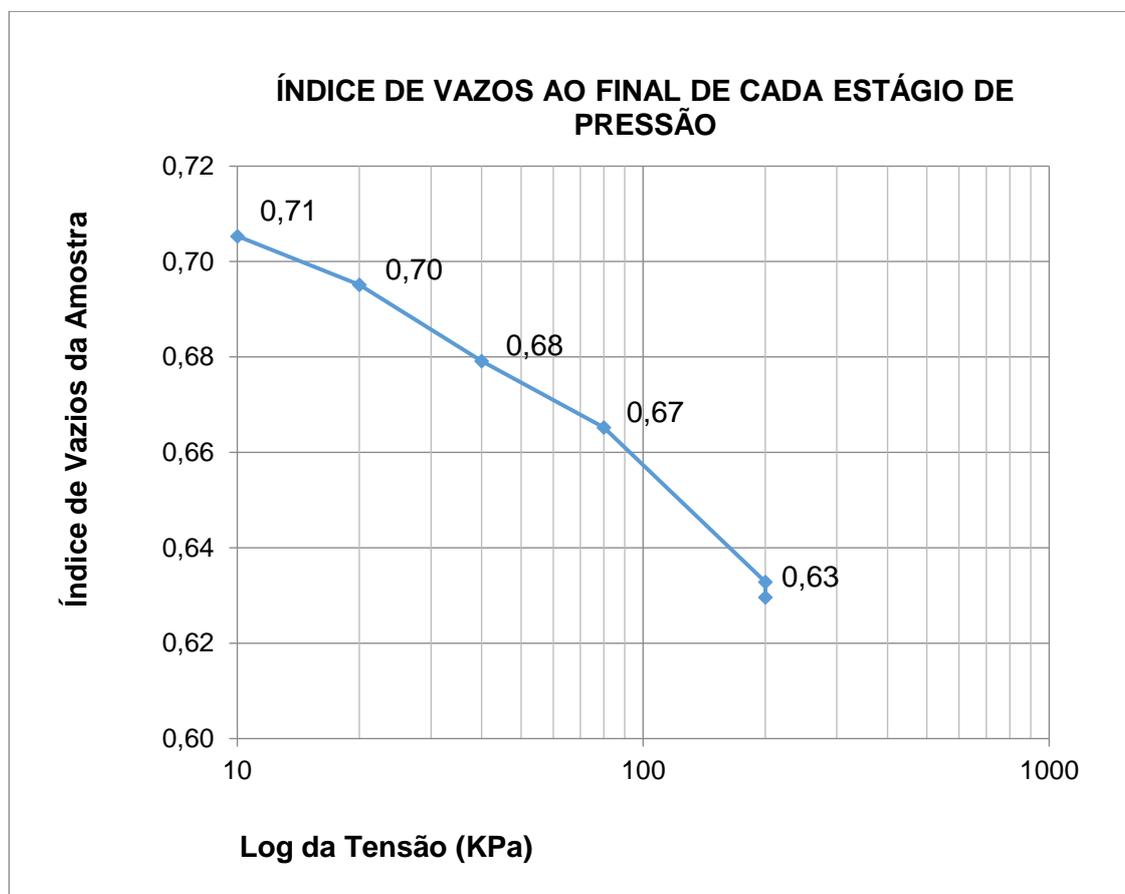


Gráfico 6 – Índice de vazios da amostra de solo 02 em relação à tensão aplicada



Já ao analisar o comportamento da segunda amostra de solo, no gráfico 04, percebe-se que ela demonstra uma menor resistência aos carregamentos. Entretanto, ao contrário da primeira amostra de solo, a redução de volume no instante em que foi adicionada a água foi ínfima. Pode-se observar no gráfico 05 que ao ser saturada, a amostra tem uma redução mínima de volume, porem sua maior redução de volume ocorre no decorrer do carregamento com o solo saturado, e não no momento exato da saturação. Desta forma, pode-se afirmar que o solo não sofreu um colapso ao ser inundado.

Para que fosse possível quantificar o potencial de colapso dos solos estudados, foram realizados cálculos baseados nos critérios de Jennings & Knight e de Vargas (1978). Assim foram obtidos os seguintes resultados para cada amostra de solo:

- De acordo com Jennings & Knight (1975)

Para a obtenção dos resultados foram utilizadas as equações (03) e (04)

- Para a amostra de solo 01

$$CP = 2,49\%$$

$$CP = 2,29\%$$

Para os dois parâmetros a amostra de solo obteve CP entre o intervalo de 1 – 5% o que os autores indicam como um potencial de colapso moderado de acordo com a tabela (xx)

- Para a amostra de solo 02

$$CP = 0\%$$

$$CP = 0,29\%$$

Para os dois parâmetros a amostra obteve um CP ínfimo entre 0 – 1% o que o classifica como um solo sem potencial de colapso para o critério utilizado.

- De acordo com Vargas (1978)

Para a obtenção dos resultados foi utilizada a equação (05)

- Para a amostra de solo 01

$$i = 0,03$$

- Para a amostra de solo 02

$$i = 0$$

Esse critério classifica como solo colapsível todo aquele que possui um $i > 0,02$. Ou seja, segundo esse critério a primeira amostra de solo deve ser considerada como solo colapsível mesmo que esteja bem próximo do limite mínimo. Já a segunda amostra de solo, que apresentou uma variação do índice de vazios irrisória, não apresentou nenhum potencial de colapso da estrutura do solo.

5 CONCLUSÃO

Solos colapsíveis em geral possuem mecanismos de suporte que permitem que os grãos se mantenham em equilíbrio, resultando em uma falsa resistência da camada. O colapso da estrutura do solo ocorre quando, por meio da ação da água, o solo perde os mecanismos de suporte que lhe garantiam um equilíbrio meta estável, que em geral se dá pela diminuição das pressões capilares, destruição dos elementos cimentantes presentes ou a redução de forças eletromagnéticas. O colapso do solo se manifesta por uma redução brusca do índice de vazios, o que pode resultar em danos significativos à uma estrutura pedial.

Para determinar se as amostras de solo estudadas tinham potencial de colapso, foram utilizados métodos qualitativos, propostos por Priklonskij (1952) e por Feda (1966), em que ambos baseiam-se nos índices físicos obtidos por meio da caracterização do solo, e métodos quantitativos propostos por Jennings & Knight (1975) e Vargas (1978), estes métodos baseiam-se nas variações de altura e do índice de vazios da amostra durante o ensaio.

As caracterizações das amostras apontaram uma grande distinção entre elas. A primeira possui uma umidade natural menor e um maior índice de vazios bem como uma menor massa específica, o que são características de solos colapsíveis, como comprovado nos resultados posteriores. Já a segunda amostra, aponta um baixo índice de vazios, maior peso específico e umidade significativamente mais alta, o que expunham uma menor possibilidade de colapso do solo.

Ao realizar as análises qualitativas pelos métodos citados acima, os resultados não apontaram potencial de colapso do solo. Porém a primeira amostra possui um grau de saturação inferior a 60% e, segundo Feda (1966), solos com essa característica devem ser considerados colapsíveis quando saturados. Já pelo método de Priklonskij (1952), os solos obtiveram índices de potencial de colapso que os classificam como solos expansivos.

A realização de ensaios edométricos simples, permitiram quantificar e determinar o potencial de colapso do solo, visto que métodos quantitativos são mais confiáveis pois analisam a reação do solo a uma sobrecarga quando saturado. Durante o ensaio foi observado que no instante da inundação, a primeira amostra de solo sofreu uma significativa variação de altura medida pelo extensômetro, o que é uma característica predominante em solos colapsíveis. Essa afirmação foi

confirmada posteriormente ao analisar os gráficos que relacionam as cargas aplicadas e a variação de altura e índice de vazios de cada amostra. Já a segunda amostra sofreu uma significativa deformação ao longo dos carregamentos, entretanto, ao ser saturada a mesma não sofreu deformação instantânea, sua deformação no período saturado foi mínima e ocorreu ao longo das 24 horas de saturação. Esta característica do solo indica que o mesmo não possui potencial de colapso visto que não houve deformação significativa após a adição de água na amostra.

Ao aplicar os critérios estabelecidos por Jennings & Knight (1975), confirmou-se potencial de colapso do solo da primeira amostra de solo, com um CP = 2,49%, porém esse coeficiente encontrado classifica o potencial de colapso do solo em moderado, estando entre os intervalos de 1 a 5%. Aplicando o mesmo critério para a segunda amostra de solo, a mesma obteve um CP = 0,29%, sendo classificada então como sem potencial de colapso, estando entre o intervalo de 0 a 1%.

Seguindo o critério de Vargas (1978), que estabelece um potencial de colapso (i) observando apenas a reação do solo em seu período saturado, a primeira amostra de solo obteve um $i = 0,03$. O autor determina que solos com $i > 0,02$ devem ser considerados colapsíveis. Ao analisar a segunda amostra pelo mesmo critério, foi obtido um $i = 0$, o que classifica a classifica sem potencial de colapso.

Por fim, ao observar todos os resultados fica evidente a conformidade de todos os métodos aplicados em relação aos resultados obtidos que classificaram a primeira amostra de solo com um pequeno potencial de colapso enquanto a segunda amostra não possui potencial de colapso.

Apêndices

Apêndice A – Resultados do ensaio de umidade da primeira amostra de solo

TEOR DE UMIDADE INICIAL				
Nº Cápsula		1	2	3
C + S + A	(g)	76,50	66,10	57,2
C + S	(g)	67,10	57,90	50,1
C - Cápsula	(g)	18,80	16,50	14,1
S - Solo	(g)	48,3	41,4	36,0
A - Água	(g)	9,40	8,20	7,10
w - Umidade	(%)	14,01	14,16	14,17
Umidade Média	(%)	14,11		

TEOR DE UMIDADE FINAL SATURADA				
Nº Cápsula		1	2	3
C + S + A	(g)	71,77	92,31	82,4
C + S	(g)	59,30	75,20	67
C - Cápsula	(g)	17,70	18,30	15,7
S - Solo	(g)	41,6	56,9	51,3
A - Água	(g)	12,47	17,11	15,40
w - Umidade	(%)	29,98	30,07	30,02
Umidade Média	(%)	30,02		

Apêndice B – Resultados do ensaio de umidade da segunda amostra de solo

TEOR DE UMIDADE INICIAL				
Nº Cápsula		1	2	3
C + S + A	(g)	82,80	79,10	62,4
C + S	(g)	69,80	66,90	52,7
C - Cápsula	(g)	16,30	14,70	13,9
S - Solo	(g)	53,5	52,2	38,8
A - Água	(g)	13,00	12,20	9,70
w - Umidade	(%)	18,62	18,24	18,41
Umidade Média	(%)	18,42		

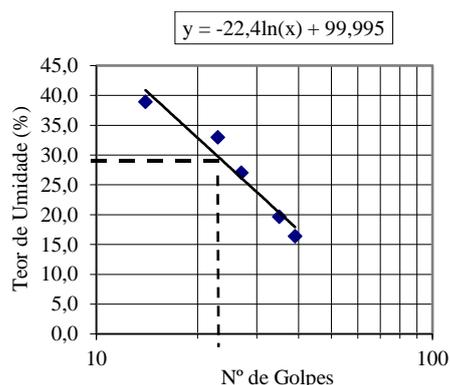
TEOR DE UMIDADE FINAL SATURADA				
Nº Cápsula		1	2	3
C + S + A	(g)	68,80	77,40	53,2
C + S	(g)	54,80	61,80	42,5
C - Cápsula	(g)	13,90	17,50	14,8
S - Solo	(g)	40,9	44,3	27,7
A - Água	(g)	14,00	15,60	10,70
w - Umidade	(%)	25,55	25,24	25,18
Umidade Média	(%)	25,32		

Apêndice C – Resultados do ensaio de limite de liquidez e plasticidade da primeira amostra de solo

LIMITE DE LIQUIDEZ - NBR-6459								
Determinação	#	1	2	3	4	5	6	7
Cápsula	#	1	2	3	4	7		
Massa Solo Úmido + Cap.	(g)	45,80	45,20	45,50	42,00	44,20		
Massa Solo Seco + Cap.	(g)	42,00	40,60	39,60	35,60	36,80		
Massa da Cápsula	(g)	18,80	17,20	17,80	16,20	17,80		
Massa da Água	(g)	3,80	4,60	5,90	6,40	7,40		
Massa Solo Seco	(g)	23,20	23,40	21,80	19,40	19,00		
Teor de Umidade	(%)	16,38	19,66	27,06	32,99	38,95		
Número de Golpes	#	39	35	27	23	14		

LIMITE DE PLASTICIDADE - NBR-7180								
Determinação	#	1	2	3	4	5	6	7
Cápsula	#	3	4	6	18	24		
Massa Solo Úmido + Cap.	(g)	9,80	9,60	9,50	9,40	9,60		
Massa Solo Seco + Cap.	(g)	9,60	9,40	9,30	9,20	9,40		
Massa da Cápsula	(g)	8,40	8,30	8,10	8,00	8,30		
Massa da Água	(g)	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20		
Massa Solo Seco	(g)	1,20	1,10	1,20	1,20	1,10		
Teor de Umidade	(%)	16,67	18,18	16,67	16,67	18,18		

II



CRITÉRIO DE ACEITAÇÃO DA MÉDIA (LP)

#	LP	0,95.LP	1,05.LP	Não Serve
1	17,27	16,41	18,14	2
2	17,05	16,19	17,90	

$$LL = A \cdot \ln(N^\circ \text{ de Golpes}) + B$$

A	-22,4
B	99,995

Limite de Liquidez (LL)	29,0
Limite de Plasticidade (LP)	17,3
Índice de Plasticidade (IP)	11,7

Apêndice D – Resultados do ensaio de limite de liquidez e plasticidade da segunda amostra de solo

LIMITE DE LIQUIDEZ - NBR-6459								
Determinação	#	1	2	3	4	5	6	7
Cápsula	#	1	2	3	4	7		
Massa Solo Úmido + Cap.	(g)	50,00	50,10	49,90	50,60	49,80		
Massa Solo Seco + Cap.	(g)	44,20	43,00	42,10	39,90	39,90		
Massa da Cápsula	(g)	16,60	17,40	17,70	11,80	17,10		
Massa da Água	(g)	5,80	7,10	7,80	10,70	9,90		
Massa Solo Seco	(g)	27,60	25,60	24,40	28,10	22,80		
Teor de Umidade	(%)	21,01	27,73	31,97	38,08	43,42		
Número de Golpes	#	38	32	26	20	13		

LIMITE DE PLASTICIDADE - NBR-7180								
Determinação	#	1	2	3	4	5	6	7
Cápsula	#	3	4	6	18	24		
Massa Solo Úmido + Cap.	(g)	9,80	9,90	9,60	9,80	9,60		
Massa Solo Seco + Cap.	(g)	9,60	9,70	9,40	9,60	9,40		
Massa da Cápsula	(g)	8,60	8,70	8,50	8,60	8,50		
Massa da Água	(g)	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20		
Massa Solo Seco	(g)	1,00	1,00	0,90	1,00	0,90		
Teor de Umidade	(%)	20,00	20,00	22,22	20,00	22,22		

Teor de Umidade (%)

N° de Golpes

$y = -20,31\ln(x) + 97,106$

CRITÉRIO DE ACEITAÇÃO DA MÉDIA (LP)				
#	LP	0,95.LP	1,05.LP	Ñ Serve
1	20,89	19,84	21,93	2
2	21,11	20,06	22,17	

LL = A.In(N° de Golpes) + B	
A	-20,31
B	97,106

Limite de Liquidez (LL)	32,0
Limite de Plasticidade (LP)	20,9
Índice de Plasticidade (IP)	11,1

Apêndice E – Resultados do ensaio de massa específica dos grãos da primeira amostra de solo

Solo 1										
Amostra	P1 (gf)	P2 (gf)	P3 (gf)	P4 (gf)	t (°C)	Gs (t)	K20	Gs (20°C)	Media Gs (20°C)	Erro
1	147,130	207,190	669,600	630,800	26,000	2,825	1,000	2,825	2,82153869	0,007
2	145,239	205,303	671,100	632,350	26,000	2,818	1,000	2,818		

Apêndice F – Resultados do ensaio de massa específica dos grãos da segunda amostra de solo

Solo 2										
Amostra	P1 (gf)	P2 (gf)	P3 (gf)	P4 (gf)	t (°C)	Gs (t)	K20	Gs (20°C)	Media Gs (20°C)	Erro
1	140,263	200,387	668,600	630,500	26,000	2,730	1,000	2,730	2,729499189	0,001
2	137,390	197,525	645,800	607,700	26,000	2,729	1,000	2,729		

Apêndice G – Tabela de resultados do ensaio edométrico com a amostra de solo 01

ENSAIO EDOMÉTRICO 1 - AMOSTRA DE SOLO 01						
	Horário de Leitura	Intervalo de Tempo	Tempo Decorrido (min)	Deslocamento (mm)	Altura da Amostra (mm)	Índice de Vazios
Pressão 10 KPa	10:26:00 (23/03)	0	0,01	0	35	1,01
	10:26:07	07 segundos	0,12	0,04	34,96	1,00
	10:26:15	15 segundos	0,25	0,041	34,959	1,00
	10:26:30	30 segundos	0,5	0,042	34,958	1,00
	10:27	1 minuto	1	0,049	34,951	1,00
	10:28	2 minutos	2	0,05	34,95	1,00
	10:30	4 minutos	4	0,051	34,949	1,00
	10:34	8 minutos	8	0,053	34,947	1,00
	10:41	15 minutos	15	0,06	34,94	1,00
	10:56	30 minutos	30	0,064	34,936	1,00
	11:26	1 hora	60	0,069	34,931	1,00
	12:26	2 hora	120	0,08	34,92	1,00
	14:26	4 horas	240	0,099	34,901	0,99
	18:26	8 horas	480	0,13	34,87	0,99
	10:26:00 (24/03)	24 horas	1440	0,15	34,85	0,99
Pressão 20 KPa	10:30:00 (24/03)	0	1444	0,157	34,843	0,99
	10:30:07	07 segundos	1444,12	0,158	34,842	0,99
	10:30:15	15 segundos	1444,25	0,158	34,842	0,99
	10:30:30	30 segundos	1444,5	0,158	34,842	0,99
	10:31	1 minuto	1445	0,159	34,841	0,99
	10:32	2 minutos	1446	0,159	34,841	0,99
	10:34	4 minutos	1448	0,159	34,841	0,99
	10:38	8 minutos	1452	0,16	34,84	0,99

	10:45	15 minutos	1459	0,161	34,839	0,99
	11:00	30 minutos	1474	0,161	34,839	0,99
	11:30	1 hora	1504	0,162	34,838	0,99
	12:30	2 hora	1564	0,165	34,835	0,99
	14:30	4 horas	1684	0,17	34,83	0,99
	18:30	8 horas	1924	0,177	34,823	0,99
	10:30:00 (25/03)	24 horas	2884	0,191	34,809	0,99
	10:35:00 (25/03)	0	2889	0,191	34,809	0,99
Pressão 40 KPa	10:35:07	07 segundos	2889,12	0,231	34,769	0,99
	10:35:15	15 segundos	2889,25	0,232	34,768	0,99
	10:35:30	30 segundos	2889,5	0,232	34,768	0,99
	10:36	1 minuto	2890	0,233	34,767	0,99
	10:37	2 minutos	2891	0,234	34,766	0,99
	10:39	4 minutos	2893	0,235	34,765	0,99
	10:43	8 minutos	2897	0,238	34,762	0,99
	10:50	15 minutos	2904	0,239	34,761	0,99
	11:05	30 minutos	2919	0,24	34,76	0,99
	11:35	1 hora	2949	0,242	34,758	0,99
	12:35	2 hora	3009	0,25	34,75	0,99
	14:35	4 horas	3129	0,252	34,748	0,99
	18:35	8 horas	3369	0,265	34,735	0,98
	10:35:00 (27/03)	24 horas	4329	0,305	34,695	0,98
		09:00:00 (27/03)	0	7114	0,305	34,695
Pressão 80 KPa	09:00:07	07 segundos	7114,12	0,372	34,628	0,98
	09:00:15	15 segundos	7114,25	0,381	34,619	0,98
	09:00:30	30 segundos	7114,5	0,387	34,613	0,98
	09:01	1 minuto	7115	0,39	34,61	0,98
	09:02	2 minutos	7116	0,391	34,609	0,98
	09:04	4 minutos	7118	0,396	34,604	0,98

	09:08	8 minutos	7122	0,4	34,6	0,98
	09:15	15 minutos	7129	0,402	34,598	0,98
	09:30	30 minutos	7144	0,408	34,592	0,98
	10:00	1 hora	7174	0,411	34,589	0,98
	11:00	2 hora	7234	0,422	34,578	0,98
	13:00	4 horas	7354	0,436	34,564	0,98
	17:00	8 horas	7594	0,452	34,548	0,97
	09:00:00 (28/03)	24 horas	8554	0,475	34,525	0,97
	09:10:00 (28/03)	0	8564	0,48	34,52	0,97
Pressão 200 KPa	09:10:07	07 segundos	8564,12	0,97	34,03	0,94
	09:10:15	15 segundos	8564,25	0,98	34,02	0,94
	09:10:30	30 segundos	8564,5	0,99	34,01	0,94
	09:11	1 minuto	8565	1,01	33,99	0,94
	09:12	2 minutos	8566	1,03	33,97	0,94
	09:14	4 minutos	8568	1,04	33,96	0,94
	09:18	8 minutos	8572	1,06	33,94	0,94
	09:25	15 minutos	8579	1,07	33,93	0,94
	09:40	30 minutos	8594	1,09	33,91	0,94
	10:10	1 hora	8624	1,1	33,9	0,94
	11:10	2 hora	8684	1,12	33,88	0,94
	13:10	4 horas	8804	1,14	33,86	0,93
	17:10	8 horas	9044	1,2	33,8	0,93
	09:10:00 (29/03)	24 horas	10004	1,27	33,73	0,93
	09:30:00 (29/03)	0	10004	1,27	33,73	0,93
Pressão 200 KPa Saturado	10:00:00	30 minutos	10034	2	33	0,89
	09:30:00 (30/03)	24 horas	11444	2,1	32,9	0,88

Apêndice H – Tabela de resultados do ensaio edométrico com a amostra de solo 02

ENSAIO EDOMÉTRICO 02 - AMOSTRA DE SOLO 02						
	Horário de Leitura	Intervalo de Tempo	Tempo Decorrido (min)	Deslocamento (mm)	Altura do Corpo de Prova (mm)	Índice de Vazios
Pressão 10 KPa	10:00:00 (18/04)	0	0,01	0	35	0,72
	10:00:07	07 segundos	0,12	0,045	34,955	0,71
	10:00:15	15 segundos	0,25	0,048	34,952	0,71
	10:00:30	30 segundos	0,5	0,049	34,951	0,71
	10:01	1 minuto	1	0,05	34,95	0,71
	10:02	2 minutos	2	0,05	34,95	0,71
	10:04	4 minutos	4	0,052	34,948	0,71
	10:08	8 minutos	8	0,056	34,944	0,71
	10:15	15 minutos	15	0,059	34,941	0,71
	10:30	30 minutos	30	0,068	34,932	0,71
	11:00	1 hora	60	0,081	34,919	0,71
	12:00	2 hora	120	0,099	34,901	0,71
	14:00	4 horas	240	0,128	34,872	0,71
	18:00	8 horas	480	0,16	34,84	0,71
	10:15:00 (19/04)	24 horas	1455	0,211	34,789	0,71
Pressão 20 KPa	10:35:00 (19/04)	0	1475	0,225	34,775	0,70
	10:35:07	07 segundos	1475,12	0,29	34,71	0,70
	10:35:15	15 segundos	1475,25	0,3	34,7	0,70
	10:35:30	30 segundos	1475,5	0,3	34,7	0,70
	10:36	1 minuto	1476	0,301	34,699	0,70
	10:37	2 minutos	1477	0,302	34,698	0,70
	10:39	4 minutos	1479	0,304	34,696	0,70
	10:43	8 minutos	1483	0,307	34,693	0,70

	10:50	15 minutos	1490	0,309	34,691	0,70
	11:05	30 minutos	1505	0,313	34,687	0,70
	11:35	1 hora	1535	0,328	34,672	0,70
	12:35	2 hora	1595	0,335	34,665	0,70
	14:35	4 horas	1715	0,36	34,64	0,70
	18:35	8 horas	1955	0,387	34,613	0,70
	10:35:00 (20/04)	24 horas	2915	0,419	34,581	0,70
	10:45:00 (20/04)	0	2925	0,424	34,576	0,69
Pressão 40 KPa	10:45:07	07 segundos	2925,12	0,501	34,499	0,69
	10:45:15	15 segundos	2925,25	0,502	34,498	0,69
	10:45:30	30 segundos	2925,5	0,508	34,492	0,69
	10:46	1 minuto	2926	0,511	34,489	0,69
	10:47	2 minutos	2927	0,514	34,486	0,69
	10:49	4 minutos	2929	0,519	34,481	0,69
	10::53	8 minutos	2933	0,521	34,479	0,69
	11:00	15 minutos	2940	0,525	34,475	0,69
	11:15	30 minutos	2955	0,531	34,469	0,69
	11:45	1 hora	2985	0,545	34,455	0,69
	12:45	2 hora	3045	0,57	34,43	0,69
	14:45	4 horas	3165	0,59	34,41	0,69
	18:45	8 horas	3405	0,65	34,35	0,68
	08:45:00 (24/04)	24 horas	8565	0,745	34,255	0,68
	09:00:00 (24/04)	0	8580	0,752	34,248	0,68
Pressão 80 KPa	09:00:07	07 segundos	8580,12	0,86	34,14	0,67
	09:00:15	15 segundos	8580,25	0,88	34,12	0,67
	09:00:30	30 segundos	8580,5	0,89	34,11	0,67
	09:01	1 minuto	8581	0,9	34,1	0,67
	09:02	2 minutos	8582	0,9	34,1	0,67
	09:04	4 minutos	8584	0,9	34,1	0,67

	09:08	8 minutos	8588	0,91	34,09	0,67
	09:15	15 minutos	8595	0,915	34,085	0,67
	09:30	30 minutos	8610	0,92	34,08	0,67
	10:00	1 hora	8640	0,93	34,07	0,67
	11:00	2 hora	8700	0,96	34,04	0,67
	13:00	4 horas	8820	0,99	34,01	0,67
	17:00	8 horas	9060	1,01	33,99	0,67
	09:00:00 (25/04)	24 horas	10020	1,03	33,97	0,67
	09:20:00 (25/04)	0	10040	1,04	33,96	0,66
Pressão 200 KPa	09:20:07	07 segundos	10040,12	1,458	33,542	0,64
	09:20:15	15 segundos	10040,25	1,47	33,53	0,64
	09:20:30	30 segundos	10040,5	1,48	33,52	0,64
	09:21	1 minuto	10041	1,49	33,51	0,64
	09:22	2 minutos	10042	1,5	33,5	0,64
	09:24	4 minutos	10044	1,51	33,49	0,64
	09:28	8 minutos	10048	1,51	33,49	0,64
	09:35	15 minutos	10055	1,52	33,48	0,64
	09:50	30 minutos	10070	1,53	33,47	0,64
	10:20	1 hora	10100	1,55	33,45	0,64
	11:20	2 hora	10160	1,56	33,44	0,64
	13:20	4 horas	10280	1,59	33,41	0,64
	17:20	8 horas	10520	1,62	33,38	0,64
	09:20:00 (26/04)	24 horas	11480	1,69	33,31	0,63
	09:30:00 (26/04)	0	11490	1,7	33,3	0,63
Pressão 200 KPa Solo Saturado	10:00:00	30 minutos	11520	1,723	33,277	0,63
	09:30:00 (27/04)	24 horas	12930	1,755	33,245	0,63