

CENTRO UNIVERSITÁRIO FUNDAÇÃO ASSIS GURGACZ

NÍCOLAS VINICIUS BALDIN SLOBODZIAN

**ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA DE SOLO RESIDUAL E LATERÍTICO
QUANDO SUBMETIDO A PROVAS DE CARGA DIRETA COM REFORÇO POR
GEOTÊXTIL EM CASCAVEL – PR**



**CASCAVEL - PR
2016**

CENTRO UNIVERSITÁRIO FUNDAÇÃO ASSIS GURGACZ

NÍCOLAS VINICIUS BALDIN SLOBODZIAN

**ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA DE SOLO RESIDUAL E LATERÍTICO
QUANDO SUBMETIDO A PROVAS DE CARGA DIRETA COM REFORÇO POR
GEOTÊXTIL EM CASCAVEL – PR**

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

Professor Orientador: Me. Eng. Civil Maycon André Almeida.

**CASCAVEL - PR
2016**

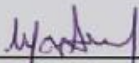
CENTRO UNIVERSITÁRIO FAG

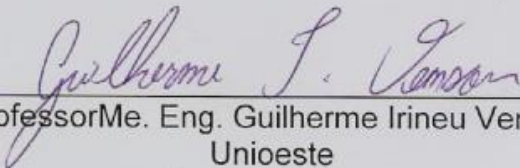
NÍCOLAS VINICIUS BALDIN SLOBODZIAN

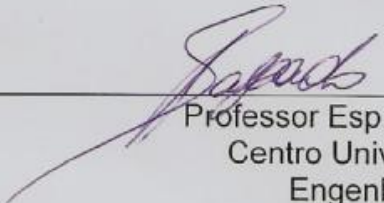
**ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA DE SOLO RESIDUAL E LATERÍTICO
QUANDO SUBMETIDO A PROVAS DE CARGA DIRETA COM REFORÇO POR
GEOTÊXTIL EM CASCAVEL – PR**

Trabalho apresentado no Curso de Engenharia Civil, do Centro Universitário FAG, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, sob orientação do Professor Me. Eng. Maycon André de Almeida.

BANCA EXAMINADORA


Orientador Prof^a. Me. Eng. Maycon André de Almeida
Centro Universitário FAG
Engenheiro Civil


Professor Me. Eng. Guilherme Irineu Venson
Unioeste
Engenheiro Civil


Professor Esp. Lincoln Salgado
Centro Universitário FAG
Engenheiro Civil

Cascavel, 11 de Novembro de 2016

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho a Julcileila Baldin, que fez o papel de mãe e pai ao mesmo tempo e não mediu esforços para tornar meu sonho uma realidade.

EPÍGRAFE

“QUE OS VOSSOS ESFORÇOS DESAFIEM
AS IMPOSSIBILIDADES, LEMBRAI-VOS
DE QUE AS GRANDES COISAS DO
HOMEM FORAM CONQUISTADAS DO
QUE PARECIA IMPOSSÍVEL.”
(Charlie Chaplin)

AGRADECIMENTOS

Primeiramente gostaria de agradecer a minha mãe Julcileila Baldin, por todo seu esforço e dedicação para tornar meu sonho de ser engenheiro.

A Andressa Pelizzari, por todo o companheirismo e carinho, durante a realização das pesquisas.

Aos meus amigos Alana C. Scatolin, Claudino S. Neto, Mateus B. Galvan, que se dispuseram a me ajudar na montagem dos sistemas de reações.

Ao meu orientador Eng. Me. Maycon André de Almeida, por ter compartilhado sua experiência e me ajudado na realização desta pesquisa, e pela paciência nestes dois semestres. Agradeço também por ter sido um ótimo professor de Mecânica dos Solos e Fundações.

Ao meu tio Eudes Colpani, por fazer o papel de pai nas piores horas, e estar sempre querendo o meu melhor.

A minha família que nunca desistiu dos meus sonhos.

A Colpani Construções Civil, por disponibilizar o caminhão munk para a realização dos ensaios.

A Betoneiras Cascavel, que cedeu durante duas semanas os equipamentos necessários para a realização dos ensaios.

A Solitec Fundações e seu funcionário Lucas pela preparação das valas para a realização dos ensaios.

RESUMO

A cidade de Cascavel-PR situa-se numa região de clima tropical, com elevadas temperaturas e elevado índice pluviométrico. Desta forma o solo laterítico argiloso da região apresenta elevada porosidade, o que configura característica colapsível ao mesmo. Solos colapsíveis apresentam resistência aparente sob-baixo teor de umidade, porém ao sofrerem acréscimo no grau de saturação o solo colapsa causando deformações verticais bruscas e excessivas, danificando a estrutura sob ele assentada. A fim de analisar o ganho na capacidade do solo de Cascavel-PR com a utilização de uma manta geotêxtil, foram realizadas três provas de carga no Campo Experimental de Engenharia do Centro Universitário Fundação Assis Gurgacz. As provas de carga foram realizadas em cavas com o solo em seu estado natural. As provas de carga foram realizadas seguindo a NBR 6489/84. De acordo com a NBR 6489/84 devem ser realizados incrementos de carga, com no máximo 20% da carga admissível do solo, e após cada incremento de carga realiza-se imediatamente a leitura das deformações verticais e após intervalos sucessivos de 1, 2, 4, 8, 15, 30 minutos, cada acréscimo de carga é realizado após verificar estabilização dos recalques. Depois de finalizados os ensaios são feitos descarregamentos em dois estágios de 50% cada, sendo realizadas leituras nos extensômetros imediatamente após cada descarregamento, e transcorridos 15 minutos. A tensão de ruptura média, encontrada a partir dos resultados dos ensaios, foi de 92,85 kPa. Analisando os resultados obtidos com a pesquisa realizada por Radoll (2014) verificou-se o ganho de 66,04% da capacidade de carga para o solo com a umidade natural.

Palavras chave: **sapatas, solo, reforço, geotêxtil e suporte.**

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Distribuição de tensões.....	23
Figura 2 – Fundação superficial e profunda.....	23
Figura 3 – Sapatas isoladas.....	24
Figura 4 – Sapatas Associadas.....	25
Figura 5 – Sapatas de divisas.....	25
Figura 6 – Curva pressão x recalque.....	27
Figura 7 – Localização do campo experimental.....	32
Figura 8 – Placa Metálica, conforme NBR 6489/84.....	33
Figura 9 – Composição sistema de cargas.....	34
Figura 10 – Placa metálica, célula de carga, macaco hidráulico e extensômetros.....	34
Figura 11 – Aplicação Manta Geotêxtil Tecido.....	36

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Quadro geral de aplicações.....	29
Tabela 2 – Normas Brasileiras.....	29
Tabela 3 – Quadro de comparações.....	39

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Curva pressão x recalque Radoll.....	31
Gráfico 2 – Curva pressão x recalque ensaio.....	37
Gráfico 3 – Curva pressão x recalque Van Der Veen.....	38

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 1 – Equação Van Der Veen.....	26
Equação 2 – Tensão admissível.....	29

LISTA DE ABREVIATURAS E SIMBOLOS

CEEF – Campo Experimental de Engenharia Faculdade Assis Gurgacz

NBR – Norma Brasileira

SPT – (standard penetration test) Sondagem à percussão

NSPT – Número de golpes resultado do SPT

ρ - Recalque

$\delta_{\text{máx}}$ – Recalque diferencial máximo

$\rho_{\text{máx}}$ – Recalque total limite

σ_r – Tensão de ruptura

σ_{adm} – Tensão admissível

δ – Deslocamento

Sumário

1. INTRODUÇÃO	15
1.1 OBJETIVOS	16
1.1.1 Objetivo Geral	16
1.1.2 Objetivos Específicos	16
1.2 JUSTIFICATIVA	16
1.3 CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA	16
1.4 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA	17
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	18
2.1 SOLOS	18
2.1.1 Classificação dos solos pela origem	18
2.1.2 Solos Lateríticos	19
2.1.3 Solos Colapsíveis.....	19
2.1.4 A importância da classificação dos solos	19
2.2 RECALQUE.....	20
2.3 STANDARD PENETRATION TEST – SPT	21
2.4 FUNDAÇÕES DIRETAS OU RASAS.....	22
2.4.1 Tipos de fundações rasas	24
2.5 PROVA DE CARGA EM PLACA	26
2.6 EQUAÇÃO DE VAN DER VEEN (1953)	27
2.7 GEOSSINTÉTICOS	28
2.7.1 Função Reforço – Propriedades relevantes	30
2.8 TRABALHOS REALIZADOS	30
3. METODOLOGIA.....	32
3.1 EQUIPAMENTOS	33
3.2 PROCEDIMENTOS SEGUNDO A NBR 6489/84	35
3.3 REALIZAÇÃO DAS PROVAS DE CARGAS	35
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES	37
4.1 RESULTADOS OBTIDOS.....	37
4.2 COMPARAÇÕES DE RESULTADOS COM TRABALHO REALIZADOS	38
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	39
6. SUGESTÃO PARA TRABALHO FUTUROS	41
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	42

ANEXO I43
ANEXO II.....44
ANEXO III.....50

1. INTRODUÇÃO

Um dos principais aspectos dos projetos de fundação em sapatas é a previsão de sua capacidade de carga. A avaliação da capacidade de carga de sapatas pode ser feita através de métodos chamados de teóricos e por semi-empíricos, sendo o último tipo amplamente utilizado na prática de fundações no Brasil. Os métodos semi-empíricos utilizados no Brasil baseiam-se em ensaios in situ de penetração e (SPT).

O solo na região oeste do Paraná, mais especificamente na região do município de Cascavel, é constituído de um solo argiloso laterítico e colapsível, com altos índices de vazios. Os solos colapsíveis caracterizam-se por apresentarem, quando em sua umidade natural, estrutura com partículas ligadas por vínculos atribuídos à sucção e às substâncias cimentantes. Esta estrutura porosa e instável confere ao solo uma resistência adicional que pode ser quebrada por agentes externos, em geral, a água. Quando inundados e submetidos a um carregamento, os solos colapsíveis sofrem um movimento relativo entre as partículas, gerando redução do seu volume, o que pode levar a ruína um elemento de fundação, com tudo a utilização de um material geossintético na base da fundação ajudará o solo a ter uma maior capacidade de carga. (LORENZI, 2012).

O material geossintético formado por filamentos contínuos, distribuídos aleatoriamente de modo a constituir uma manta, a qual adquire coesão e resistência por processo mecânico (agulhagem), químico ou térmico. As três características básicas dos geotêxteis são: permeabilidade, textura e resistência. Destas características é que decorrem as suas funções básicas de operação: separação, filtragem, drenagem de plano e reforço. (VERTEMATTI, 2004).

No reforço o material geossintético, aumenta a resistência de um sistema através da introdução do geotêxtil com características mecânicas que faltam ao meio, como por exemplo, sobre solos moles em estradas, aeroportos, ferrovias, aterros etc., ou em aterros e paredes reforçadas. (VERTEMATTI, 2004).

Este trabalho buscará analisar qual será a influência do geotêxtil na capacidade de carga do solo de Cascavel – PR, quando submetido a prova de carga direta sobre placa.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

Analisar qual será a influência na capacidade de carga do solo superficial na cidade de Cascavel – PR, com o acréscimo de um geotêxtil junto à base de uma fundação em sapata.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Realizar provas de carga em placa com reforço de solo através de geotêxtil.
- Analisar curvas de carga-recalque obtidas nas condições naturais.
- Comparar resultados obtidos com provas de carga realizadas no mesmo solo in natura.

1.2 JUSTIFICATIVA

As obras realizadas para conjuntos habitacionais normalmente utilizam sistemas de fundações rasas para baratear sua implantação. Porém nem sempre esses sistemas se mostram os mais eficientes e muitas vezes até podem levar a patologias futuras devido a sua má utilização em solo que não possui capacidade de carga adequada.

O solo característico da cidade de Cascavel – PR possui uma grande porosidade e é composto basicamente por argila não saturada, o mesmo possui grande resistência no estado natural e quando umedecido perde sua resistência repentinamente.

O colapso é o termo utilizado para os recalques adicionais de uma fundação devido ao umedecimento de um solo não saturado, normalmente sem aumento nas tensões aplicadas (Jennings e Knight, 1975). Geralmente o colapso se dá nas camadas superficiais do solo, provocando problemas nas construções quando essas estão apoiadas sobre fundações rasas.

Segundo Rebello (2008) a decisão na escolha do tipo de fundação requer conhecimento do solo, propiciado pela sondagem. Na prática considera-se adequado o uso de fundação direta ou rasa, quando o número de golpes do SPT for maior ou igual a 8 e a profundidade máxima não ultrapassar 2 metros.

1.3 CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA

A escolha do tipo de fundação a ser empregada requer o conhecimento do tipo de solo, proporcionada pela sondagem SPT, ensaio de penetração padrão que consiste no processo de exploração e reconhecimento do subsolo, largamente utilizado na engenharia civil para se obter subsídios que irão definir o tipo e o dimensionamento das fundações que servirão de base para uma edificação. Através do SPT obtém-se o valor da resistência à penetração (N_{SPT}) que consiste no número de golpes aplicados na cravação do amostrador padrão. (Radoll, 2014).

Os solos colapsíveis apresentam elevada porosidade e estão sujeitos a sofrer forte redução de volume quando têm sua umidade aumentada até a saturação (PINTO, 2006). Por isso são solos suscetíveis aos fenômenos de recalque quando submetidos a fundações rasas.

Segundo Vertematti (2004), os geotêxteis são produtos têxteis bidimensionais permeáveis e flexíveis, compostos de fibras cortadas, filamentos contínuos, monofilamentos, laminetes ou fios, formando estruturas tecidas, não tecidas ou tricotadas, cujas propriedades mecânicas e hidráulicas permitem várias aplicações numa obra geotécnica, como separação, proteção, filtração, drenagem, controle de erosão, reforço e impermeabilização quando impregnado com material asfáltico.

Com a utilização de uma manta geotêxtil, haverá um aumento na capacidade de solo na base da placa?

1.4 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA

As provas de cargas ficaram restritas na área do Campo Experimental de Engenharia do Centro Universitário Fundação Assis Gurgacz (CEEF), foram realizados 3 ensaios em cavas separadas, todas realizadas de acordo com NBR 6489/84 – Provas de Carga Direta Sob Terreno de Fundação.

Os ensaios em placa foram realizados em cavas de um metro de profundidade devidamente niveladas, foi montado também um sistema de reação sob a chapa metálica para poder se transmitir as tensões ao solo, e junto a base da chapa metálica, brevemente enterrada uma manta geotêxtil, para analisar a influência da mesma na capacidade de carga do solo.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 SOLOS

Para Caputo (1988), solos são materiais que resultam de intemperismo ou meteorização, por desintegração mecânica ou decomposição química.

Por desintegração mecânica, através de agentes como água, temperatura, vegetação e vento, formam-se os pedregulhos e areias (solos de partículas grossas) e até mesmo os siltes (partículas intermediárias), e, somente em condições especiais, as argilas (partículas finas). (Caputo, 1988).

Por decomposição química entende-se o processo em que há modificação química ou mineralógica das rochas de origem. O principal agente é a água e os mais importantes mecanismos de ataque são a oxidação, hidratação, carbonatação e os efeitos químicos da vegetação. As argilas representam o último produto do processo de decomposição. (Caputo, 1988).

Normalmente esses processos atuam simultaneamente; em determinados locais e condições climáticas, um deles pode ter predominância sobre o outro. O solo é, assim, uma função da rocha-mãe e dos diferentes agentes de alteração. Os que mantêm uma nítida macroestrutura herdada da rocha de origem são designados por solos saprolíticos. (Caputo, 1988).

2.1.1 Classificação dos solos pela origem

Segundo Pinto (2006) a classificação dos solos pela origem é um complemento importante para o conhecimento das ocorrências e para a transmissão de conhecimentos acumulados. Saber-se qual é a origem do solo é tão mais útil do que a classificação sob o ponto de vista da constituição física.

Há dois tipos de grandes grupos de solos que são os solos residuais e os solos transportados.

Os solos residuais são constituídos pela decomposição das rochas que se encontram no próprio local em que se formaram, para a ocorrência do mesmo a velocidade de decomposição da rocha deve ser maior que a velocidade de remoção por agentes externos.

Os solos transportados são aqueles que foram transportados ao seu atual local por algum agente de transporte. Os tipos mais comuns de agentes de transporte são os pela ação

do vento e pela ação da água, que respectivamente são conhecidos por solos coluvionares e solos aluvionares.

2.1.2 Solos Lateríticos

Segundo Pinto (2006) os solos lateríticos tem sua fração argila constituída predominantemente de minerais cauliníticos e apresentam elevada concentração de ferro e alumínio na forma de óxidos e hidróxidos, com sua peculiar coloração avermelhada.

Esse tipo de solo na natureza se encontra geralmente não saturado, com índices de vazios elevados, a qual apresenta baixa capacidade de carga.

2.1.3 Solos Colapsíveis

Solos colapsíveis são solos não saturados que apresentam uma considerável e rápida compressão quando submetidos a um aumento de umidade sem que varie a tensão total a que estejam submetidos (PINTO, 2006).

Por se tratar de solos com grande porosidade, os solos colapsíveis, ao entrar em contato com a 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).

2.1.4 A importância da classificação dos solos

Segundo Pinto (2006), a diversidade e a diferença de comportamento dos diversos solos perante às solicitações de interesses da engenharia levaram ao seu natural agrupamento em conjuntos distintos, aos quais podem ser atribuídas algumas propriedades. Dessa tendência racional de organização da experiência acumulada, surgiram os sistemas de classificação dos solos.

Para a engenharia, o objetivo de poder se classificar os solos é estimar qual será o comportamento do solo, ou pelos menos ajudar nas investigações necessárias para orientar uma adequada análise do problema (PINTO, 2006).

Segundo Pinto (2006), a validade dos sistemas de classificação é bastante discutida, de um lado qualquer sistema cria grupos definidos por limites numéricos descontínuos, enquanto solos naturais apresentam características progressivamente variáveis. Segundo

Terzaghi, “um sistema de classificação sem índices numéricos para identificar os grupos é totalmente inútil”.

Para se classificar os solos existem várias maneiras, entre elas estão a classificação pela sua origem, pela sua evolução, pela presença ou não de matéria orgânica, entre outras. Os sistemas baseados no tipo e no comportamento das partículas que constituem os solos são os mais utilizados nas pesquisas dos solos, considerando também que as classificações, da origem e evolução natural do solo, são importantes, pois trazem informações complementares (Filho, 1997).

2.2 RECALQUE

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.

O recalque de uma sapata, por exemplo, é definido como sendo o deslocamento vertical, para baixo, da base da fundação em relação ao indeformável. Esse deslocamento é resultante da deformação do solo (CINTRA et al. 2003).

O mesmo autor classifica os recalques da seguinte forma: recalque total ou absoluto (deslocamento vertical descendente de um elemento de fundação) e recalque diferencial ou relativo (diferença entre os recalques absolutos de dois pontos quaisquer da fundação). Em decorrência dos recalques, o edifício pode sofrer movimentos verticais acompanhados ou não de inclinação.

2.2.1 Recalques Totais Limites

Teoricamente uma estrutura que sofresse recalques uniformes não sofreria danos, mesmo para valores exagerados do recalque total. Na prática, no entanto, a ocorrência de recalque uniforme não acontece, havendo sempre recalques diferenciais decorrentes de algum tipo de excentricidade de cargas ou heterogeneidade do solo. A limitação do recalque total é umas das maneiras de limitar o recalque diferencial (TEIXEIRA & GODOY, 1996).

Para estruturas usuais de aço ou concreto, Cintra et al. (2003) apud Burland et al (1977) consideram aceitáveis como valores-limite, em casos rotineiros, as seguintes recomendações de Skempton-MacDonald para valores de recalques diferenciais e de recalques totais limites:

Areias: $\delta_{\text{máx.}} = 25 \text{ mm}$
 $\rho_{\text{máx.}} = 40 \text{ mm}$ para sapatas isoladas
 $\rho_{\text{máx.}} = 40 \text{ a } 65 \text{ mm}$ para radier
 Argilas: $\delta_{\text{máx.}} = 25 \text{ mm}$
 $\rho_{\text{máx.}} = 65 \text{ mm}$ para sapatas isoladas
 $\rho_{\text{máx.}} = 65 \text{ a } 100 \text{ mm}$ para radier

onde:

$\delta_{\text{máx.}}$: recalques diferenciais;

$\rho_{\text{máx.}}$: recalques totais limites

Teixeira & Godoy (1996) alertam para o fato de que estes valores não se aplicam aos casos de prédios em alvenaria portante, para os quais os critérios devem ser mais rigorosos. Acrescentam que é importante saber distinguir os casos rotineiros daqueles que requerem análise mais criteriosa do problema de recalques.

2.3 STANDARD PENETRATION TEST – SPT

O ensaio SPT (STANDARD PENETRATION TEST) é bastante utilizado no Brasil por obter o maior número de informações do solo em ensaios, como a classificação do solo e o índice de consistência do solo.

A sondagem à percussão é um procedimento geotécnico de campo, capaz de amostrar o subsolo. Ao se realizar uma sondagem pretende-se conhecer:

- O tipo de solo atravessado através da retirada de uma amostra deformada a cada metro perfurado.
- A resistência (N) oferecida pelo solo à cravação do amostrador deformada a cada metro perfurado.
- A posição do nível ou dos níveis d'água, quando encontrados durante a perfuração.

A sondagem consiste basicamente na cravação de um amostrador padrão no solo, através da queda livre de um peso de 65 kg (martelo), caindo de uma altura determinada (75 cm). O ensaio está normatizado pela NBR 6484/80.

Para execução das sondagens, determina-se em planta, na área a ser investigada, a posição dos pontos a serem sondados. No caso de edificações, procura-se dispor as sondagens em posições próximas aos limites de projeção das mesmas e nos pontos de maior concentração de carga.

Para se começar uma sondagem à percussão, monta-se sobre um terreno, na posição de cada perfuração, um cavalete de quatro pernas erroneamente chamado de “tripé”. No topo do “tripé” é montado um conjunto de roldanas por onde passa uma corda, usualmente de sisal. Com auxílio de um “trado cavadeira”, perfura-se até um metro de profundidade, recolhe-se e acondiciona-se uma amostra representativa de solo, que é identificada como amostra zero.

Após o primeiro metro escavado, acopla-se o amostrador padrão, apoiado no fundo do furo, a partir disso ergue-se o “martelo” com auxílio da corda e roldanas acima citadas, até uma altura de 75 cm acima do topo da composição de hastes e deixa-se que caia sobre esta, em queda livre.

Conta-se o número de quedas do “martelo” necessário para a cravação de cada segmento de 15 cm do total de 45 cm. A soma do número de golpes necessários à penetração dos últimos 20 cm do amostrador é designada por N.

2.4 FUNDAÇÕES DIRETAS OU RASAS

Segundo Rebello (2008), define-se como fundação direta ou rasa aquela em que as cargas da edificação são transmitidas ao solo logo nas primeiras camadas. Para que isso ocorra é necessário que as primeiras camadas tenham resistência suficiente para suportar essas cargas.

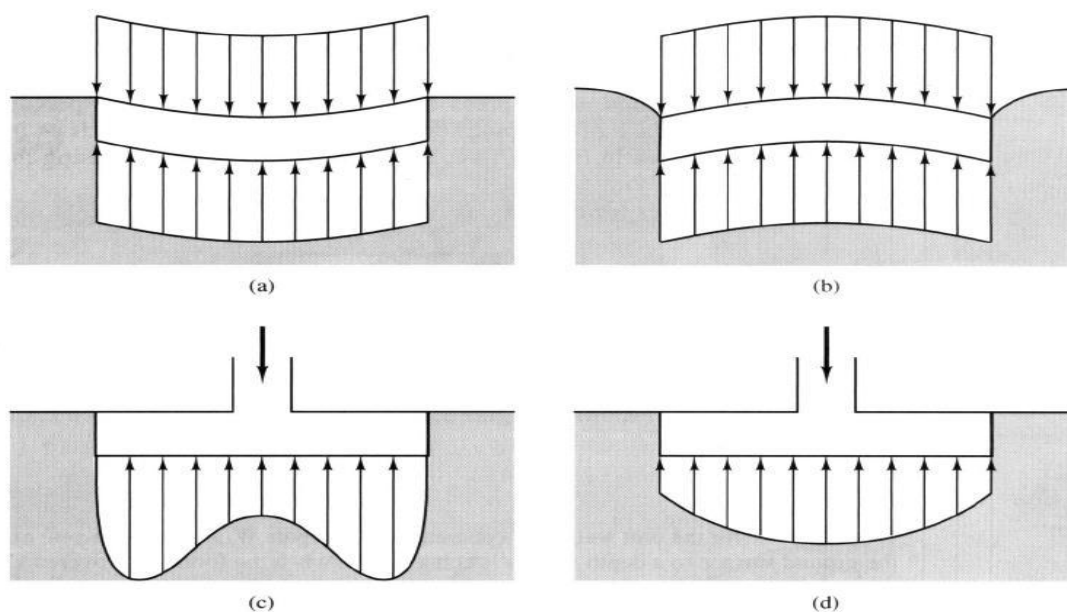
A tensão ou pressão de apoio que a área da base de uma sapata exerce no solo é o fator mais importante relativo à interface base-solo. Diversos estudos minuciosos e de campo apontam que a pressão exercida no solo não é necessariamente distribuída igualmente, e depende de vários fatores, como:

- Existência de excentricidade do carregamento aplicado;
- Intensidade de possíveis momentos fletores aplicados;
- Rigidez da fundação;
- Propriedades do solo;
- Rugosidade da base da fundação.

A Figura 1 mostra a distribuição de pressão no solo aplicada na base de uma sapata carregada concentricamente, em função do tipo de solo e da rigidez, se rígida ou flexível. Sapatas perfeitamente flexíveis curvam-se e aguentam a pressão uniforme no solo (A e B).

Sapatas perfeitamente rígidas não se curvam, e o recalque, se ocorrer, é uniforme, porém a pressão no solo não é uniforme (C e D).

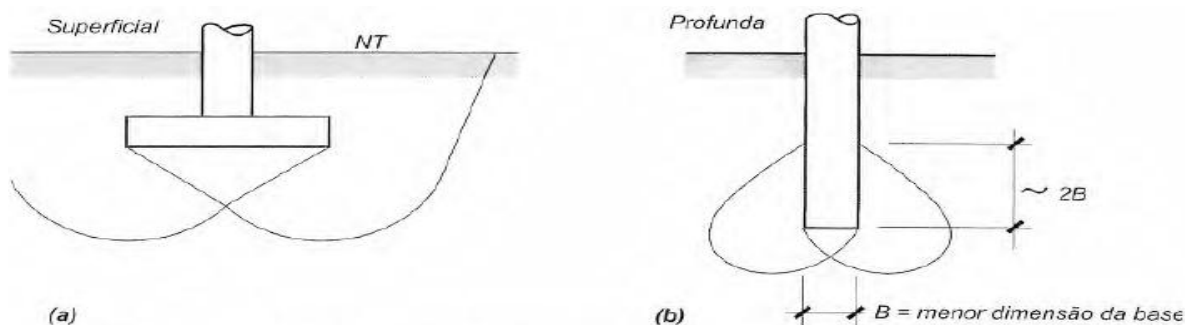
Figura 1 – Distribuição de tensões



(Fonte: BASTOS, 2016)

A NBR 6122/2010 estabelece que fundações profundas são aquelas cujas bases estão implantadas a mais de 2 vezes sua menor dimensão, e a pelo menos 3 metros de profundidade, ilustradas na Figura 2.

Figura 2 – Fundação superficial e profunda



(Fonte: VELLOSO & LOPES, 2010)

2.4.1 Tipos de fundações rasas

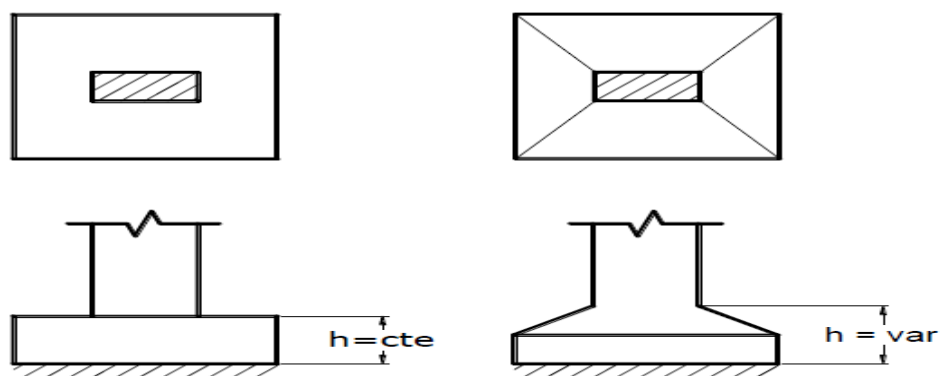
As fundações rasas ou diretas podem ser divididas em três tipos, entre elas estão os blocos, as sapatas e radier.

Os blocos são elementos de concreto simples, dimensionado de maneira que as tensões de tração resultantes nele possam ser resistidas pelo concreto sem a necessidade do acréscimo de uma armadura.

As sapatas são divididas em quatro tipos, entre elas estão as sapatas isoladas, sapatas associadas, sapatas corridas e sapatas em divisa.

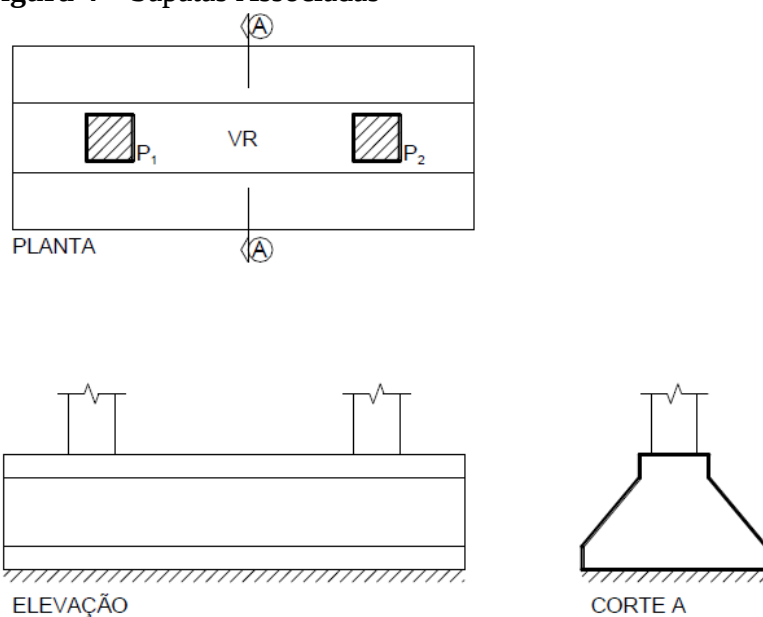
Sapatas isoladas: Segundo Rebello (2008), denomina-se sapatas isoladas uma placa de concreto armado cujas dimensões em planta são da mesma ordem de grandeza. As dimensões das sapatas isoladas são determinadas pelas cargas aplicadas e pela resistência do solo. As sapatas isoladas podem ser quadradas, retangulares ou circulares, ilustrado na Figura 3.

Figura 3 – Sapatas isoladas



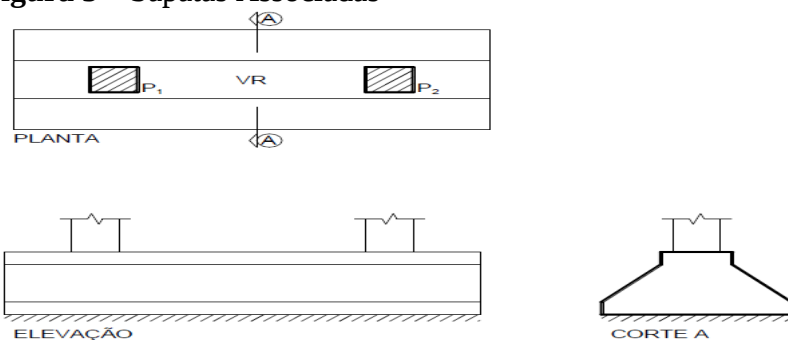
(Fonte: BASTOS, 2016)

Sapatas associadas: Conforme a NBR 6122, sapata associada é “*comum a mais de um pilar*”. Também é chamada sapata combinada ou conjunta. Geralmente ocorre quando há proximidade entre os pilares e não é possível projetar uma sapata isolada para cada pilar. Nesse sentido, pode-se projetar uma única sapata com fundação para os pilares, conforme Figura 4.

Figura 4 – Sapatas Associadas

(Fonte: BASTOS, 2016)

Sapatas em divisa: são utilizadas no caso de pilares junto aos limites do lote (divisas e alinhamento da rua). Não é possível projetar um sapata isolada, tornando-se necessário o emprego de uma viga de equilíbrio para absorver o momento gerado pela excentricidade da sapata, ilustrado na Figura 5.

Figura 5 – Sapatas Associadas

(Fonte: BASTOS, 2016)

Sapatas corridas: é uma placa de concreto armado em que o comprimento prevalece em relação à largura. A função da mesma é distribuir linearmente as cargas ao solo.

Os radiers, segundo a NBR 6122/2010, podem ser usados quando uma fundação superficial associada recebe todos os pilares da obra, ou quando recebe apenas parte dos pilares da obra.

2.5 PROVA DE CARGA EM PLACA

Segundo Hachich (1998), o ensaio de prova de carga sobre placa constitui-se de um modelo reduzido de uma sapata, realizado em campo, para verificar o comportamento tensão-deformação do sistema. Através do ensaio, os recalques provocados pelas tensões são medidos por extensômetros e, de posse desses valores, é possível traçar a curva tensão-recalque.

De acordo com Alonso (1991), o ensaio de placa busca reproduzir como a fundação irá se comportar sob a ação das cargas provenientes da estrutura. O ensaio é realizado com placa rígida de 80 cm de diâmetro, devendo possuir área de no mínimo 0,5 m², assentada sobre o solo devidamente nivelado.

A NBR 6489/84, que trata da prova de carga direta sobre terreno de fundação, fixa as condições gerais para a realização de provas de carga em placa. Velloso e Lopes (2010) atentam para o cuidado na execução e interpretação dos ensaios:

- Heterogeneidade: é comum que solos não sejam homogêneos, podendo ser estratificados, ou seja, possuírem camadas com coesões diferentes, ou então suas propriedades podem variar de acordo com a profundidade. Desta forma, os resultados dos ensaios nem sempre indicarão o que acontecerá à fundação real;
- Presença de lençol d'água: o peso específico do solo submerso, segundo Terzaghi e Peck (1948,1967), por exemplo, o recalque de placas em areias submersas pode ser até duas vezes maior que em areias secas ou úmidas;
- Drenagem parcial: em solos argilosos, dependendo do critério de estabilização, pode estar ocorrendo adensamento e, assim, o recalque observado estará entre o instantâneo e o final ou drenado;
- Não linearidade da curva carga-recalque: mesmo na parte inicial da curva carga-recalque (trecho de interesse no caso de uma interpretação, visando a recalques), pode haver uma forte não linearidade, e também mudança de comportamento quando o carregamento atinge a tensão de pré-adensamento (ou de pré-compressão). (VELLOSO E LOPES, 2010).

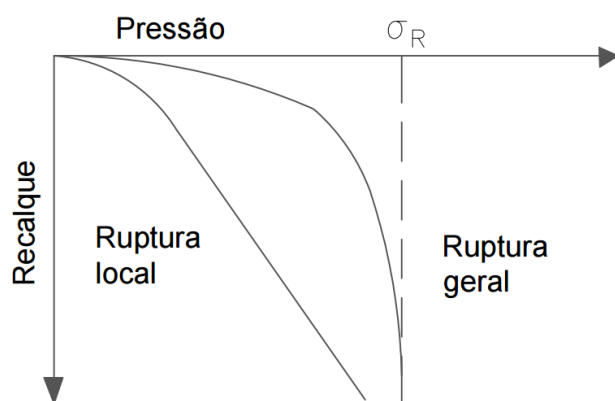
Segundo Velloso e Lopes (2010), os objetivos do ensaio definem como será realizada sua interpretação. Os objetivos podem ser: obter parâmetros de deformação, de resistência;

obter o coeficiente de reação vertical e/ou prever o recalque de uma fundação por extrapolação direta.

Ainda segundo Alonso (1991), para que o ensaio de placa possa ser relevante para a fundação, os bulbos de tensões da placa e da fundação devem englobar solos com as mesmas características de resistência e deformabilidade. O autor alerta para que, antes de realizar a prova de carga, faça-se o correto reconhecimento do perfil geotécnico do solo em questão para evitar erros na interpretação.

Os resultados são apresentados na Figura 6, exemplificando a curva tensão x recalque.

Figura 6 - Curva pressão x recalque.



Fonte: (ALONSO, 1991)

2.6 EQUAÇÃO DE VAN DER VEEN (1953)

A Equação 1, proposta por Van der Veen (1953) para caracterizar a curva tensão x recalque, tem sido extensamente utilizada no Brasil para extrapolação de curvas obtidas em provas de carga que não foram levadas à ruptura. O método de extrapolar a curva, para se mensurar a carga de ruptura, é legitimado pela NBR 6122/96. Mas tem-se feito certo uso quase indiscriminado desse método sem a precaução quanto sua aplicabilidade.

$$P = PR \times (1 - e^{-(a \cdot \rho + b)}) \quad (1)$$

Onde:

- P é a carga correspondente a um recalque ρ
- PR é a carga ultima (ruptura física)
- a é o coeficiente de forma da curva

- b é o intercepto no eixo dos recalques

No momento em que se discute o problema dos ensaios encerrados prematuramente, justamente no trecho linear da curva tensão $\times$ recalque, cabem alertas do tipo: o critério de Van der Veen é aplicável somente se o ensaio obteve pelo menos dois terços da carga de ruptura. Porém, não há meio de assegurar, para uma prova de carga não rompida, qual a proporção da carga de ruptura atingida. (Vianna, 2000).

Ainda, é preciso atentar que o método de Van der Veen tem duas hipóteses básicas:

- A forma da curva tensão $\times$ recalque é do tipo exponencial;
- O modo de ruptura é do tipo ruptura física, correspondendo a recalques teoricamente infinitos. Portanto, nos casos em que a curva real não for do tipo exponencial adotado por Van der Veen (ou a carga máxima atingida no ensaio não for suficiente para evidenciar a forma da curva) ou ainda quando o modo de ruptura não for o de ruptura física, é de se esperar que este método não forneça resultados satisfatórios.

2.7 GEOSSINTÉTICOS

Segundo Vertematti (2004), os geotêxteis são produtos têxteis bidimensionais permeáveis e flexíveis, compostos de fibras cortadas, filamentos contínuos, monofilamentos, laminetes ou fios, formando estruturas tecidas, não tecidas ou tricotadas, cujas propriedades mecânicas e hidráulicas permitem várias aplicações numa obra geotécnica, como separação, proteção, filtração, drenagem, controle de erosão, reforço e impermeabilização quando impregnado com material asfáltico.

O geotêxtil não-tecido é um material formado por fibras cortadas ou filamentos contínuos, distribuídos aleatoriamente, os quais são “entreligados” por processos mecânicos, térmicos ou químicos.

O geotêxtil tecido é um material resultante do entrelaçamento de fios, monofilamentos ou laminetes (fitas), seguindo vertentes preferenciais denominadas trama (sentido transversal) e urdume (sentido longitudinal).

Os geotêxteis podem ser reforçados através da incorporação de elementos como costuras, fios de aço, fios sintéticos, entre outros, com a propósito de melhorar suas propriedades mecânicas.

Para Rebello (2008), os geossintéticos são materiais sintéticos utilizados nas mais diversas situações, além do reforço de solos, são utilizados também na filtragem, na drenagem ou mesmo como barreira impermeabilizante. A Tabela 1 demonstra os principais tipos de geossintéticos e suas aplicações.

Tabela 1 – Quadro geral de aplicações

Funções dos vários geossintéticos nos projetos de engenharia							
Geossintético	Separação	Proteção	Filtração	Drenagem	Erosão	Reforço	Impermeabilização
Geotêxtil	X	X	X	X	X	X	X ^(*)
Geogrelha	X	-	-	-	-	X	-
Geomembrana	X	-	-	-	-	-	X
Georrede	-	X	-	X	-	-	-
Geocomposto Argiloso	-	-	-	-	-	-	X
Geocélula	-	X	-	-	X	X	-
Geotubo	-	-	-	X	-	-	-
Geofibras	-	-	-	-	-	X	-
* Quando impregnado com material asfáltico							

Fonte: (VERTEMATTI, 2004).

A Tabela 2 apresenta e mostra que grande parte das propriedades de interesse nos geossintéticos já possui normatização brasileira que norteia a forma de condução dos estudos.

Tabela 2 – Normas Brasileiras

Normas e projetos de normas brasileiras de geossintéticos			
Número	Nome	Tipo	Ano
NBR 12553	Geossintéticos	Terminologia	2003
NBR 12568	Geossintéticos – Determinação da Massa por Unidade de Área	Ensaio	2003
NBR 12569	Geotêxteis – Determinação da espessura	Ensaio	1992
NBR 12592	Geossintéticos – Identificação para fornecimento	Procedimento	2003
NBR 12593	Amostragem e preparação de corpos de prova de geotêxteis	Procedimento	1992
NBR 12824	Geotêxteis – Determinação da resistência à tração não-confinada – Ensaio de tração de faixa larga	Ensaio	1993
NBR 13134	Geotêxteis – Determinação da resistência à tração não-confinada de emendas – Ensaio de tração de faixa larga	Ensaio	1994
NBR 13359	Geotêxteis – Determinação da resistência ao puncionamento estático – Ensaio com pistão CBR	Ensaio	1995
NBR 14971	Geotêxteis e produtos correlatos – Ensaio de perfuração dinâmica (queda de cone)	Ensaio	2003
PN 02.153.19-025	Geossintéticos – Determinação da espessura nominal de geomembranas termoplásticas	Ensaio	2002

Fonte: (VERTEMATTI, 2004).

2.7.1 Função Reforço – Propriedades relevantes

Segundo Vertematti (2004), a função reforço utiliza a resistência à tração de um geossintético para reforçar ou restringir deformações em estruturas geotécnicas ou granulares.

Vertematti (2004) afirma que o perfeito desempenho da função de reforço de um geossintético não depende apenas de um correto dimensionamento dos esforços solicitantes de projeto, mas também de sua correta especificação, através de valores adequados de suas propriedades relevantes.

Podem-se resumir como relevantes, para o desempenho da função reforço, as seguintes propriedades:

- Resistência a tração;
- Elongação sob tração;
- Taxa de deformação;
- Módulo de rigidez à tração;
- Comportamento em fluência;
- Resistência aos esforços de instalação;
- Resistência à degradação ambiental;
- Interação mecânica com o solo envolvente;
- Fatores de redução.

2.8 TRABALHOS REALIZADOS

Para dar início às provas de carga em placa, precisa-se conhecer a tensão admissível do solo. Segundo Rebello (2008), a tensão admissível do solo é calculada através do N_{SPT} dividida o por 5, obtendo uma tensão admissível do solo em kgf/cm^2 , conforme a Equação 2.

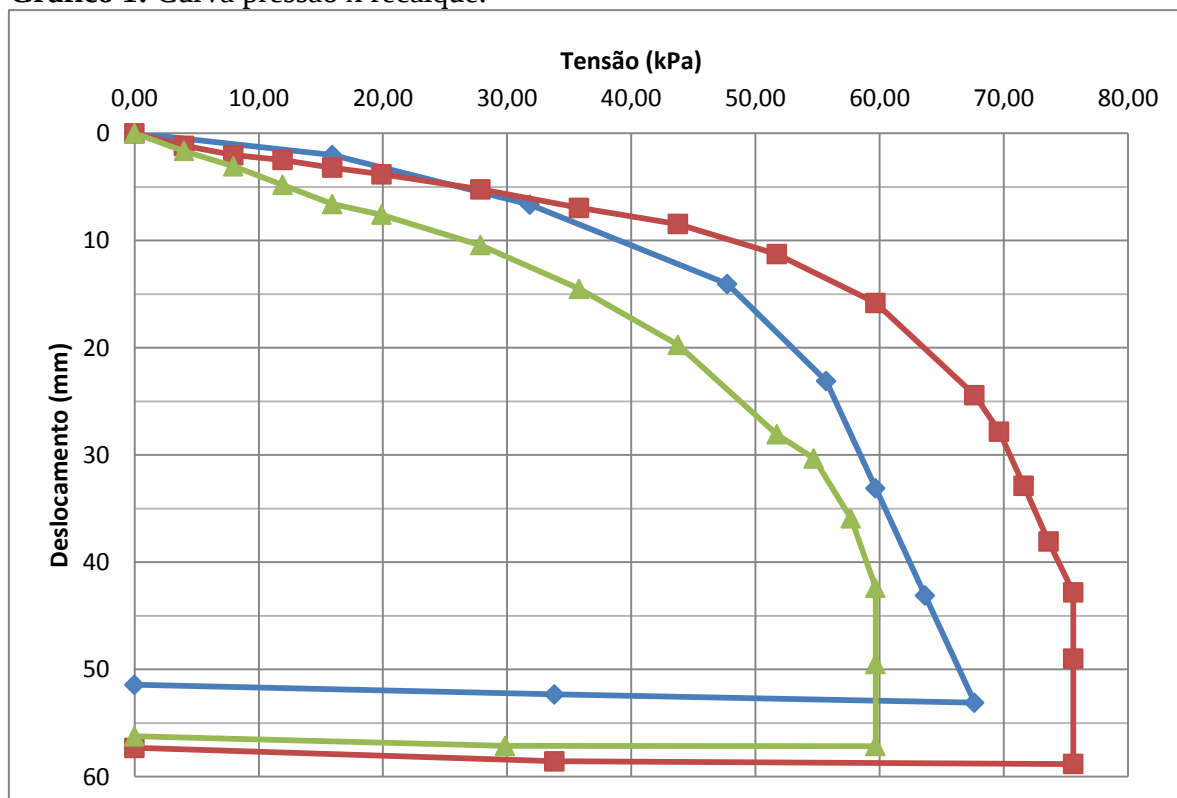
$$\sigma_{adm} = \frac{N_{spt}}{5} \quad (2)$$

Radoll (2014) adotou o NSPT igual a 3, e obteve a tensão admissível (σ_{adm}) do solo de $0,6 \text{ kgf/cm}^2$. Com o valor da tensão admissível do solo conhecido, pode-se calcular os incrementos de carga que serão realizados nas provas de carga. Conforme a NBR6489/84, as aplicações de carga devem ser de 10% da tensão admissível do solo. Os incrementos de carga realizados nos ensaios foram de 300 kg.

Radoll (2014) conduziu no CEEF três ensaios de placa com o solo em seu estado natural à profundidade de 80 cm. O solo característico da região pode ser classificado como laterítico argiloso com elevada porosidade e com características colapsíveis.

Os ensaios realizados por Radoll (2014) apresentaram as seguintes curvas tensão x recalque, conforme Gráfico 1.

Gráfico 1: Curva pressão x recalque.



Fonte: (Radoll, 2014)

Radoll (2014) alcançou tensões médias em seus ensaios de 60,35 kPa, com deslocamento máximo de 58,82 mm, onde os resultados encontrados foram muitos satisfatórios e próximos.

3. METODOLOGIA

Para verificar a influência da colapsibilidade do solo de Cascavel-PR, foram efetuadas no CEEF três provas de carga com a utilização de uma manta geotêxtil tecido. Os ensaios foram realizados na última semana de setembro.

Para se verificar qual será o ganho na capacidade de carga do solo com a utilização de uma manta geotêxtil tecido, os ensaios foram realizados no Campo Experimental de Engenharia da Faculdade Assis Gurgacz, na cidade de Cascavel – PR, conforme Figura 7.

Figura 7 – Localização do campo experimental



(Fonte: Autor, 2016)

As provas de cargas foram realizadas em valas de 1 metro de profundidade devidamente niveladas. Para se verificar o ganho da capacidade de carga do solo argiloso da cidade de Cascavel – PR, foi acrescentado um material geossintético, mais precisamente uma manta geotêxtil tecido, ao fundo da placa metálica que, ao ser carregada pelos contrapesos, transmitirá as tensões ao solo. A manta terá assim sua principal função de reforçar o solo.

Ao se realizar a prova de carga direta sobre terreno de fundação, utilizou-se a NBR6489/84, onde se especifica como se procederá aos ensaios para a obtenção dos valores de recalque.

3.1 EQUIPAMENTOS

Segundo a NBR 6489/84, deve-se utilizar uma placa metálica com sua área não inferior a $0,5 \text{ m}^2$ e uma espessura de 0,25 mm, esta deverá ser acomodada em um solo devidamente nivelado e em seu estado natural, conforme Figura 8.

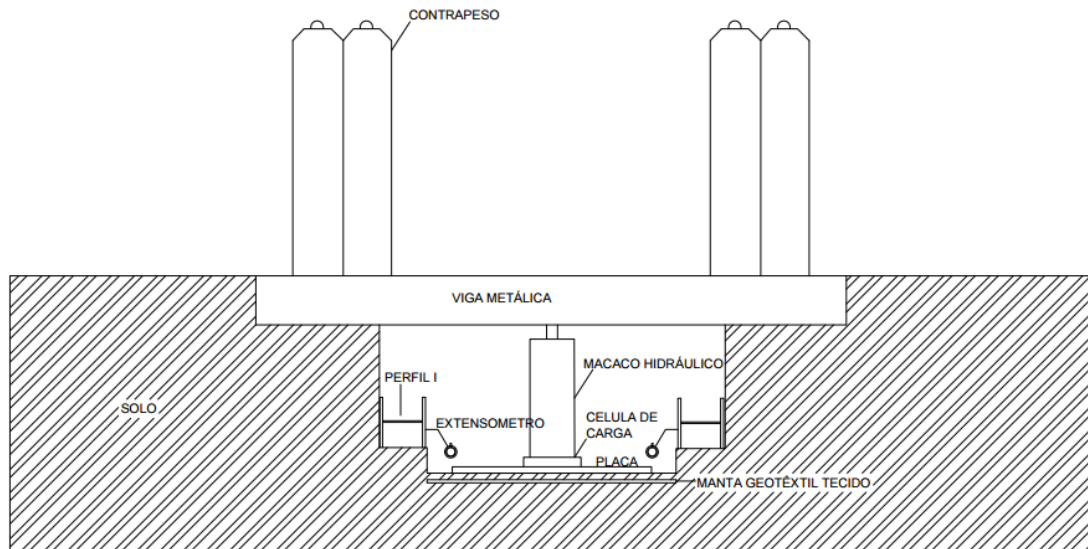
Figura 8 – Placa Metálica, conforme NBR 6489/84



(Fonte: Radoll, 2014)

Para se transmitir o carregamento ao solo, foi montado um sistema de reação sob a placa metálica acima citada com a utilização de um macaco hidráulico conforme NBR 6489/84 que, apesar de ser simples e tipo garrafa, foi aferido em laboratório e verificado que mantinha a carga em prensa. O sistema teve também em sua composição quatro contrapesos de aproximadamente 1 tf cada e um perfil I com dimensões de 7x30x315 cm, que serviu como apoio aos contrapesos, conforme Figura 9.

Figura 9 – Composição sistema de cargas



(Fonte: Autor, 2016)

Para se obter dados sobre o deslocamento da placa metálica, foram utilizados extensômetros que, segundo a norma, deverão ter uma precisão de 0,01 mm. O sistema de reação citado acima será construído conforme a Figura 10.

Figura 10 – Placa metálica, célula de carga, macaco hidráulico e extensômetros



(Fonte: Radoll, 2014)

3.2 PROCEDIMENTOS SEGUNDO A NBR 6489/84

A NBR 6489/84 (Prova de Carga Direta Sob Terreno de Fundação) dita as condições gerais a serem seguidas para a realização das provas de carga.

Para início do procedimento escavou-se manualmente uma vala com a cota das eventuais bases das fundações rasas. Segundo a norma, na realização da escavação adotou-se o maior cuidado para evitar a alteração no grau de umidade e amolgamento do solo na superfície de carga. Para ter-se um maior contato da placa com o solo, o fundo da vala em questão teve as mesmas dimensões da placa metálica.

Após a escavação da vala e o fundo da mesma nivelada, foi acomodada a manta geotêxtil ao fundo desta e, em seguida, foi montado o sistema de reação iniciando pela placa metálica, logo seguindo com a célula de carga, macaco hidráulico munido de bomba e manômetro, viga metálica I, contrapesos e extensômetros, que foram conectados à placa metálica.

A leitura da aplicação de tensões sob o solo, segundo a NBR 6489/84, prosseguiu nos seguintes tempos, 1, 2, 4, 8, 15 minutos e assim sucessivamente até a ruptura total do solo. Os acréscimos de cargas foram realizados após a verificação de estabilização do solo.

Os descarregamentos foram feitos em dois estágios, sendo um de 50% com leituras de recalques imediatas e após 15 minutos, e outro com descarregamento total com leituras de recalques imediatas e após 15 minutos.

3.3 REALIZAÇÃO DAS PROVAS DE CARGAS

Para se verificar a influência de um material geossintético no reforço do solo em fundações rasas, procurou-se adotar um material de fácil acesso. Logo optou-se então por utilizar uma manta geotêxtil tecido. Desta forma, antes de se realizar as provas de carga em cada cava, aterrou-se no solo o material conforme Figura 11.

Figura 11 – Aplicação Manta Geotêxtil Tecido



(Fonte: Autor, 2016)

Com o valor da tensão admissível do solo estabelecido por Radoll (2014), obteve-se os incrementos de carga que serão realizados nas provas de carga. Conforme a NBR6489/84, as aplicações de carga devem ser de 10% da tensão admissível do solo. Os incrementos de carga realizados nos ensaios foram de 300 kg, conforme calculado por Radoll (2014).

Posteriormente a cada estágio de incremento de carga realizada, procedeu-se imediatamente com a leitura do deslocamento vertical dos extensômetros, após isso se aguardava 1 minuto e ocorria uma nova leitura. Assim progressivamente para 2, 4, 8, 15, 30 e 60 minutos. Quando havia a observação da estabilização no recalque de 5%, no mínimo em três extensômetros, o carregamento aplicado era aumentado.

Em consequência dos extensômetros utilizados lerem somente até 10 mm de deslocamento vertical, optou-se que quando se alcança um deslocamento vertical de 9 mm, os extensômetros seriam zerados e assim continuou-se até a ruptura do solo.

Com o término de cada ensaio foram extraídas 3 amostras do solo na área, abaixo da placa, para aferir a redução do peso específico pertinente a compactação do solo ali. Para isto foram calculadas a média dos pesos específicos das 3 amostras de cada vala.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 RESULTADOS OBTIDOS

Os ensaios foram realizados no final do mês de setembro de 2016, no caso em dois dias consecutivos. A primeira cava realizou-se no dia 26 de setembro, com início às 10h50min e término às 16h00min do mesmo dia. As segunda e terceira cavas foram realizadas no dia 27 de setembro, com início da segunda cava às 09h20min e término às 15h20min, e início da terceira cava às 16h20min e término às 21h00min.

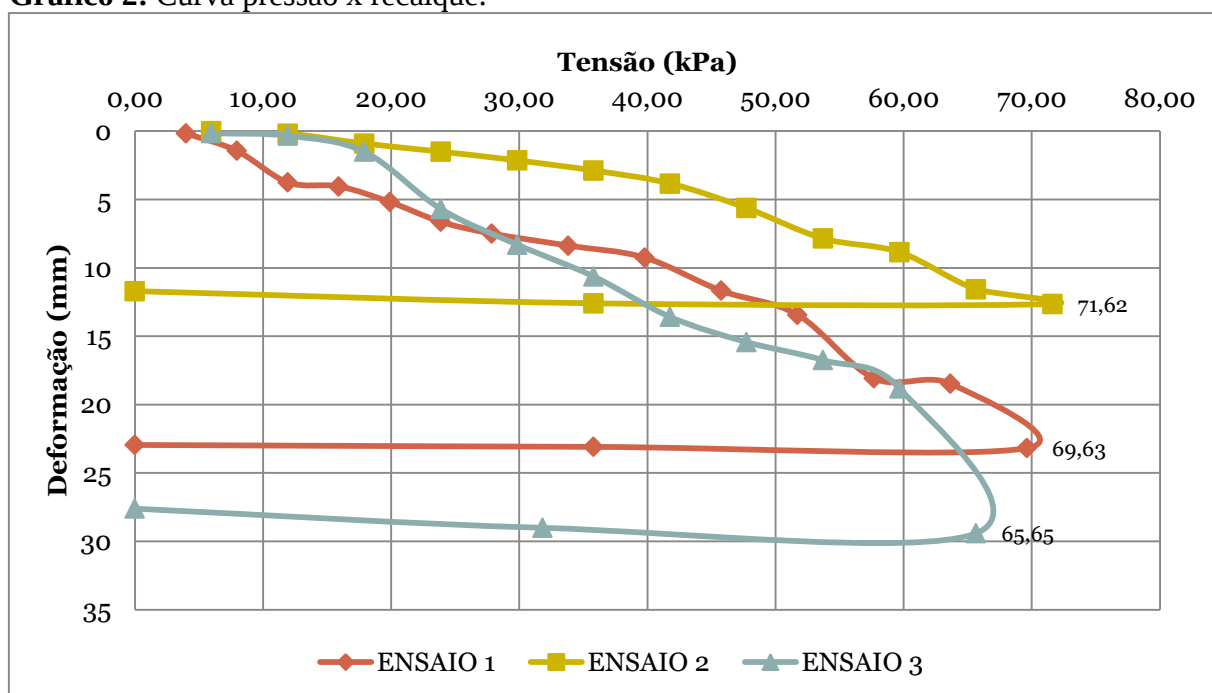
No primeiro ensaio (CAVA 1) adotou-se inicialmente uma carga de 200 kg, que corresponde a 66,66% do incremento calculado segundo a NBR 6489/84. Com isso observou-se que as carga eram suficientes para rápida estabilização do solo. Assim, a partir do oitavo incremento de carga, adotou-se 300 kg.

O ensaio em questão obteve um recalque de 23,09 mm, com uma tensão de 69,63 kPa. Por questão de segurança, o ensaio foi encerrado sem a ruptura total do solo.

No segundo e terceiro ensaio (CAVA 2 e CAVA 3) adotou-se inicialmente a carga de 300 kg. Os ensaio questão obtiveram um recalque de 12,67 mm e 29,41 mm, com tensões de 71,62 kPa, 65,65 kPa, respectivamente.

O Gráfico 2 apresenta, as curvas Tensões x Deformações das três provas de carga diretas realizadas:

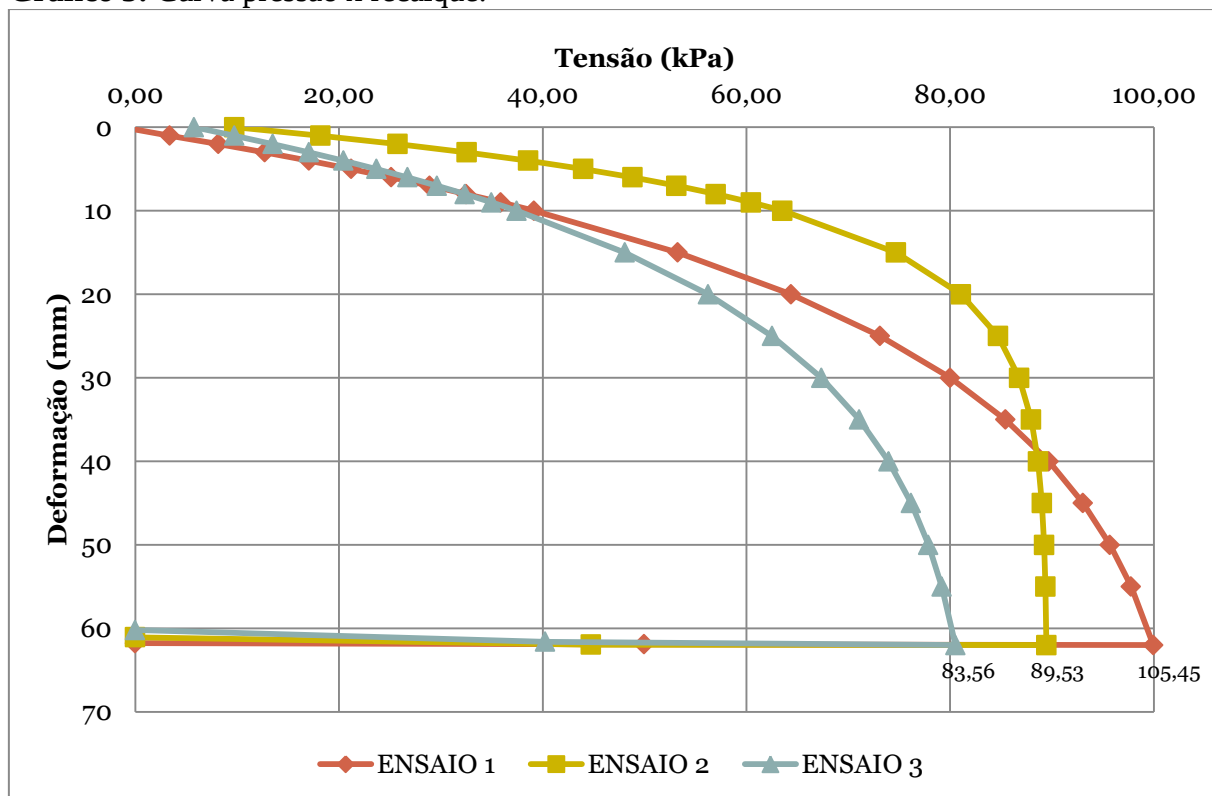
Gráfico 2: Curva pressão x recalque.



(Fonte: Autor, 2016)

Com a utilização dos dados obtidos nas provas de cargas diretas, buscou-se utilizar a Equação 1 de Van Der Veen (1953), para se ter uma melhor visualização da curva de ruptura do solo. A equação estimou a ruptura do solo, conforme o Gráfico 3:

Gráfico 3: Curva pressão x recalque.



(Fonte: Autor, 2016)

Por questão de segurança, os ensaio 1 e 2 foram encerrados sem a ruptura total do solo. Como a NBR6489/84 recomenda que os ensaios sejam levados até no mínimo 25 mm de recalque, estimando as rupturas do solo através da Equação 1, obteve-se 105,45 kPa para o ensaio 1 e 89,53 kPa para o ensaio 2.

No ensaio 3 obteve-se a ruptura nítida do solo, mas desejou-se utilizar o método de Van Der Veen (1953) para se ter um maior conhecimento sobre sua ruptura. Utilizando os dados obtidos na prova, a equação estimou a ruptura do solo em 83,56 kPa

4.2 COMPARAÇÕES DE RESULTADOS COM TRABALHO REALIZADOS

Notou-se uma diferença grande entre o trabalho realizado com o de Radoll já apresentados neste trabalho, com solo no estado natural, sem a utilização de algum tipo de reforço, conforme Tabela 3.

Tabela 3 – Quadro geral de aplicações

	ENSAIO 1		ENSAIO 2		ENSAIO 3	
	TENSÃO	DEFORMAÇÃO	TENSÃO	DEFORMAÇÃO	TENSÃO	DEFORMAÇÃO
RADOLL (2014)	59,68 kPa	53,10 mm	69,64 kPa	58,82 mm	51,73 kPa	57,14 mm
AUTOR (2016)	105,45 KPa	60 mm	89,53 kPa	60 mm	83,56 kPa	60mm

Fonte: (Autor, 2016)

Realizando as medias das tensões encontradas por ambos, alcançou-se uma diferença maior de 64,99 %, com a utilização da manta geotêxtil tecido, que por Radoll (2014) que realizou a prova de carga em solo natural sem acréscimo de material para reforço.

Entende-se, então que o material utilizado para reforço de solo possui uma ótima resistência à tração, assim favorecendo a resistência ao cisalhamento do solo, consequentemente aumentando a capacidade de carga do solo. (VERTEMATTI, 2004).

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Esta pesquisa teve como objetivo verificar o ganho na capacidade de carga do solo existente na cidade de Cascavel-PR, com a utilização de uma manta geotêxtil tecido como reforço, a fim de comprovar sua viabilidade de utilização ou não em fundações de sapatas. Para isso, os resultados obtidos nesta pesquisa foram comparados com as provas de carga realizadas por Radoll (2014) no CEEF, sob mesmas condições naturais do solo, mesma cota e mesma profundidade.

Analisando os resultados é possível constatar que a prova de carga 1, utilizando o método de Van Der Veen (1953), apresentou uma tensão de ruptura de 105,45 kPa. Valor muito maior que as provas de carga 2 e 3, onde as tensões de ruptura alcançadas foram de 89,53 kPa e 83,56 kPa, respectivamente. Comparando os resultados obtidos por Radoll (2014), constata-se um ganho de carga de 66,04%.

De acordo com os resultados encontrados nos ensaios, a experiência com a utilização da manta geotêxtil tecido, para aumentar a capacidade de carga do solo, alcançou o resultado esperado, servindo assim como uma saída para fundações rasas em solo com baixa capacidade de carga.

A pesquisa comprovou a importância de se realizar provas de carga para fundações rasas. Isso considerando que, por se tratar de um solo laterítico, apresenta grande porosidade, sendo um fator agravante para a utilização de fundações rasas na região de Cascavel – PR. A pesquisa ressaltou que a utilização do geotêxtil, traz uma solução viável para reforço de fundação rasa.

Recomenda-se ainda realizar mais provas de cargas diretas com a utilização da manta, para poder-se comprovar a eficácia da utilização do reforço e suas implicações.

6. SUGESTÃO PARA TRABALHO FUTUROS

Realizar provas de carga em placa com a utilização de geotêxtil, considerando umedecimento preliminar conforme realizado por VIERA (2015), a fim de verificar o potencial ganho de resistência e o efeito de colapsibilidade devido a saturação.

Promover provas de cargas em placa com a utilização da manta geotêxtil tecido, em regiões diferentes da cidade de Cascavel – PR e realizar uma correlação entre dados.

Realizar mais prova de carga seguindo o mesmo modelo de maneira a validar os resultados obtidos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6122 - Projeto e execução de fundações**. 1996. Rio de Janeiro.
- _____. **NBR 6122 - Projeto e execução de fundações**. 2010. Rio de Janeiro.
- _____. **NBR 6484 – Prova de carga direta sobre terreno de fundações**. 1996. Rio de Janeiro.
- AZEREDO, Hélio Alves de. **O Edifício até sua Cobertura**. 2ª ed. 1998. São Paulo.
- CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. Vol 2. 1987. Rio de Janeiro.
- CINTRA, J. C. A., AOKI, N., ALBIERO, J. H. **Fundações Diretas: projeto geotécnico**. 2011. 140 p. São Paulo.
- LORENZI, V. **Avaliação do desempenho de estacas escavadas com o método de alargamento de fuste**. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro – RJ.
- NOVAS, Leonardo Abreu. **Estacas escavadas de pequeno diâmetro nos solos argilosos da formação “Libertad”, Uruguai**. 2002. Dissertação (Pós Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande Do Sul, Porto Alegre - PR.
- MACIEL FILHO, C.L. **Introdução à Geologia de Engenharia**. 1997. Santa Maria.
- PINTO, Carlos de Sousa. **Curso Básico de Solos em 16 aulas**. 3ª edição. 2006. São Paulo.
- RADOLL, Josiane. **Aplicação de fundações rasas para o solo de Cascavel-PR**. 2014. Dissertação (Bacharel em Engenharia Civil) – Faculdade Assis Gurgacz, Cascavel - PR.
- VELLOSO, D. de A.; LOPES, F. de R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. 2010. São Paulo.
- VERTEMATTI, J. C. **Manual Brasileiro de Geossintéticos**. São Paulo: Edgard Blücher, 2004.
- VEIRA, Michele Kaiser. **Análise do efeito da colapsibilidade em fundações rasas no solo de Cascavel-Pr**. 2015. Dissertação (Bacharel em Engenharia Civil) – Faculdade Assis Gurgacz, Cascavel – PR.
- BASTOS, Paulo Sergio dos Santos, **Estruturas de concreto III: Sapatas de Fundação**, 2016. Dissertação (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual Paulista, São Paulo – SP.

ANEXO I

Relatório da Sondagem SPT

Informações gerais			RESULTADOS DOS ENSAIOS "SPT-T"										DESCRIÇÃO DO SUBSOLO									
Cota(m) rel. à R.L.H.	Avanço da fura	Revestimento	n.º de golpes pela penetração (cm)			N	T média	T mínima	N (n.º de golpes)			T máx ---- (kgf.m)			Prof. (m) N.A.	Amostra (cm)	Posição n.º das amostras	Prof. (m) das camadas	ANÁLISE VISUAL-TÁTIL			
100,0	TH* 1,00	1,00	1	1	1	2,0									0			ARGILA SILTOSA MARROM AVERMELHADA MUITO MOLE A MÉDIA				
			1	1	1	2,0								3,0	1							
			1	1	1	2,0								4,0	2							
			1	1	1	2,0								3,0	3							
			1	1	1	2,0								3,0	4							
95,0	TH		1	2	3	5,0								7,0	5							
			4	4	5	9,0								5,0	6							
			3	3	3	6,0								##	7							
			2	2	2	4,0								##	8							
		9,00	5	6	6	12,0										9,00	ARGILA SILTOSA MARROM AVERMELHADA RIJA A DURA PERCOLAÇÕES BRANCAS					
90,0			6	7	7	14,0								7,0	9							
			7	8	9	17,0								7,0	10							
	CA		9	11	12	23,0								6,0	11							
			12	15	15	30,0								6,0	12							
			17	17	18	35,0								5,0	13							
														5,0	14							
85,0		17,00	21	22	23	45,0								5,0	15	15,45						
														7,0	16							
															17							
															18							
															19							
80,0															20							

Legenda:

TH*=trado hel. D=76 mm

TH=trado hel. D=57 mm

CA=circulação d'água

R.N.=conforme locação

N.A.=após estabilização

+SP=furos de sondagem

FAG

FACULDADE ASSIS GURGACZ

A FACULDADE DA SUA VIDA

Relatório individual de sondagem

relatório: RSP- FAG

furo: SPT01

Contratante: Faculdade Assis Gurgacz

Obra: Caracterização Geotécnica

Local: Cascavel/PR

Revestimento:

De=73,0mm Di=63,5mm

Amostrador: Raymond

De=50,8mm Di=34,9mm

R.N. (m): 100,00

Cota (m) furo: 100,00

Escala vertical: 1/100

início: 10/11/2014

término: 10/11/2014

Visto: Maycon

ANEXO II
Planilha Ensaio de Placa 1

		EXTENSOMETRO				MÉDIA
LEITURA	CARGA (Kg)	1	2	3	4	
IMEDIATA	200	0,39	0,13	0,4	0,04	
1 min		0,08	0,03	-0,49	0,07	
	$\Sigma\sigma$	0,47	0,16	-0,09	0,11	0,01
IMEDIATA	400	1	0,46	0,64	0,79	
1 min		0,23	0,13	1,26	0,33	
2min		0,07	0,02	0,08	0,08	
	$\Sigma\sigma$	1,77	0,77	1,89	1,31	1,60
IMEDIATA	600	1,12	0,56	0,47	2,02	
1 min		0,12	0,06	1,14	0,18	
2min		0,06	3,05	0,08	0,10	
4min		0,06	0,03	0,11	0,11	
	$\Sigma\sigma$	3,13	4,47	3,69	3,72	3,75
IMEDIATA	800	0,47	-2,43	-0,08	1,10	
1 min		0,13	0,00	1,22	0,26	
2min		0,10	0,08	0,16	0,13	
	$\Sigma\sigma$	3,83	2,12	4,99	5,21	4,04
IMEDIATA	1000	0,74	0,69	0,18	1,42	
1 min		0,04	0,14	0,27	0,27	
2min		0,07	0,09	0,13	0,14	
4min		0,07	0,06	0,13	0,13	
	$\Sigma\sigma$	4,75	3,10	5,70	7,17	5,18
IMEDIATA	1200	0,44	0,55	0,38	0,81	
1 min		0,18	0,2	0,05	0,33	
2min		0,08	0,09	0,19	0,15	
4min		1,08	0,1	0,14	0,1	
8min		0,09	0,1	0,17	0,18	
15min		0,05	0,08	0,1	0,14	
	$\Sigma\sigma$	6,67	4,22	6,73	8,88	6,63
IMEDIATA	1400	0,20	0,17	0,26	0,21	
1 min		0,05	0,17	0,27	0,26	
2min		0,13	0,15	0,20	0,20	
4min		0,08	0,12	0,17	0,17	
8min		0,00	0,11	0,22	0,19	
15min		0,00	0,00	0,08	0,04	
	$\Sigma\sigma$	7,13	4,94	7,93	9,95	7,49
IMEDIATA	1700	0,01	0,03	0,53	0,40	

1 min		0,00	0,04	0,41	0,41	
2min		0,00	0,02	0,33	0,32	
4min		0,01	0,05	0,23	0,23	
8min		0,00	0,03	0,22	0,24	
	Σσ	7,15	5,11	9,65	11,55	8,37
IMEDIATA	2000	0,00	0,68	0,12	0,88	
1 min		0,00	0,43	0,12	0,44	
2min		0,00	0,25	0,33	0,29	
	Σσ	7,15	6,47	10,22	13,16	9,25
IMEDIATA	2300	0,00	1,16	1,09	1,19	
1 min		0,00	0,63	0,64	0,70	
2min		0,00	0,32	0,35	0,37	
4min		0,00	0,38	0,38	0,41	
8min		0,12	0,26	0,36	0,38	
15min		0,23	0,21	0,2	0,3	
	Σσ	7,50	9,43	13,24	16,51	11,67
IMEDIATA	2600	1,16	1,25	0,9	-0,21	
1 min		0,6	0,59	0,59	0,64	
2min		0,45	0,38	0,31	0,36	
	Σσ	9,71	11,65	15,04	17,30	13,43
IMEDIATA	2900	5,17	2,27	2,51	1,23	
1 min		-2,84	-0,15	-0,61	0,79	
3 min		0,82	0,78	1,5	0,82	
4min		0,27	0,27	-0,27	0,27	
8min		-0,64	-0,54	1	1,85	
15min		0,92	0,02	0,96	1,03	
30 min		0,47	0	0,35	0,36	
	Σσ	13,88	14,30	20,48	23,65	18,08
IMEDIATA	3200	0,22	0	0,18	0,33	
1 min		0,34	0	0,28	0,25	
	Σσ	14,44	14,30	20,94	24,23	18,48
IMEDIATA	3500	4,08	-0,02	2,45	4,01	
1 min		1,03	-0,21	1,89	0,96	
2min		0,67	0	0,68	0,75	
4min		1,45	-0,89	1,83	0,45	
8min		-0,7	0,92	-1	0,44	
	Σσ	20,97	14,10	26,79	30,84	23,18

Planilha Ensaio de Placa 2

		EXTENSOMETRO					
LEITURA	CARGA (Kg)	1	2	3	4	MÉDIA	
IMEDIATA	300	0,02	0,01	0,00	0,00		
1 min		0,00	0,00	0,00	0,01		
2min		0,00	0,00	0,00	0,00		
	Σσ	0,02	0,01	0,00	0,01	0,01	
IMEDIATA	600	0,39	0,14	0,00	0,02		
1 min		0,08	0,04	0,00	0,01		
	Σσ	0,49	0,19	0,00	0,04		0,18
IMEDIATA	900	0,67	1,17	0,01	0,74		
1 min		0,06	0,01	0,00	0,03		
2min		0,05	0,12	0,00	0,05		
	Σσ	1,27	1,49	0,01	0,86	0,91	
IMEDIATA	1200	0,56	0,62	0,01	0,56		
1 min		0,12	0,15	0,00	0,11		
2min		0,06	0,08	0,00	0,08		
	Σσ	2,01	2,34	0,02	1,61	1,50	
IMEDIATA	1500	0,51	0,70	0,03	0,54		
1 min		0,13	0,15	0,00	0,14		
2min		0,10	0,14	0,03	0,11		
	Σσ	2,75	3,33	0,08	2,40	2,14	
IMEDIATA	1800	0,25	0,28	0,07	0,33		
1 min		0,18	0,21	0,05	0,19		
2min		0,20	0,25	0,10	0,23		
4min		0,07	0,10	0,04	0,10		
8min		0,07	0,10	0,05	0,09		
	Σσ	3,52	4,27	0,39	3,34		2,88
IMEDIATA	2100	0,13	0,19	0,19	0,19		
1 min		0,35	0,47	0,47	0,35		
2min		0,17	0,22	0,24	0,2		
4min		0,11	0,18	0,19	0,16		
	Σσ	4,28	5,33	1,48	4,24		3,83
IMEDIATA	2400	0,25	0,36	0,39	0,32		
1 min		0,4	0,39	0,44	0,35		
2min		0,37	0,44	0,47	0,4		
4min		0,21	0,25	0,27	0,23		
8min		0,19	0,21	0,23	0,24		
15min		0,16	0,21	0,21	0,18		
	Σσ	5,86	7,19	3,49	5,96	5,63	
IMEDIATA	2700	0,12	0,21	0,07	0,16		

1 min		0,42	0,47	0,44	0,32	
2min		0,42	0,48	0,44	0,38	
4min		0,40	0,48	0,44	0,40	
8min		0,31	0,34	0,33	0,29	
15min		0,20	0,30	0,26	0,19	
30 min		0,08	0,19	0,20	0,09	
60min		0,07	0,19	0,19	0,00	
	$\Sigma\sigma$	7,88	9,85	5,86	7,79	7,85
IMEDIATA	3000	0,05	0,12	0,1	0,07	
1 min		0,18	0,25	0,15	0,18	
2min		0,52	0,5	0,33	0,26	
4min		0,03	0,41	0,28	0,18	
8min		0,02	0,26	0,05	0,09	
	$\Sigma\sigma$	8,68	11,39	6,77	8,57	8,85
IMEDIATA	3300	0,17	0,46	0,45	0,37	
1 min		0,92	1,07	0,92	0,8	
2min		0,48	0,61	0,55	0,5	
4min		0,5	0,59	0,53	0,44	
8min		0,31	0,46	0,32	0,39	
	$\Sigma\sigma$	11,06	14,58	9,54	11,07	11,56
IMEDIATA	3600	0,34	0,48	0,36	0,27	
1 min		0,32	0,35	0,32	0,3	
2min		0,43	0,44	0,37	0,34	
	$\Sigma\sigma$	12,15	15,85	10,59	11,98	12,64

Planilha Ensaio de Placa 3

		EXTENSOMETRO				
LEITURA	CARGA (Kg)	1,00	2,00	3,00	4,00	MÉDIA
IMEDIATA	300	0,10	0,08	0,00	0,36	
1 min		0,01	0,01	0,00	0,05	
2min		0,00	0,00	0,00	0,00	
	Σσ	0,11	0,09	0,00	0,41	0,21
IMEDIATA	600	0,10	0,19	0,00	0,41	
1 min		0,00	0,01	0,00	0,05	
2min		0,00	0,00	0,00	0,00	
	Σσ	0,21	0,29	0,00	0,87	0,44
IMEDIATA	900	0,70	0,47	0,02	0,04	
1 min		0,28	0,21	0,30	0,34	
2min		0,18	0,14	0,03	1,01	
4min		0,23	0,18	0,07	0,45	
	Σσ	1,60	1,29	0,42	2,71	1,57
IMEDIATA	1200	2,40	2,01	2,56	3,16	
1 min		0,65	0,57	0,73	0,75	
2min		0,37	0,31	0,44	0,48	
4min		0,27	0,18	0,32	0,37	
8min		0,24	0,21	0,34	0,39	
	Σσ	5,53	4,57	4,81	7,86	6,34
IMEDIATA	1500	1,43	1,27	2,00	2,14	
1 min		0,63	0,45	0,84	1,00	
2min		0,22	0,07	0,37	0,00	
	Σσ	7,81	6,36	8,02	11,00	9,51
IMEDIATA	1800	0,21	1,02	1,68	0,18	
1 min		1,85	0,52	1,28	1,08	
2min		0,28	0,19	0,50	0,54	
	Σσ	10,15	8,09	11,48	12,80	12,14
IMEDIATA	2100	1,51	1,32	1,22	2,41	
1 min		0,06	0,09	0,34	0,22	
2min		0,26	0,16	1,21	0,31	
4min		0,35	0,30	0,58	0,58	
8min		0,20	0,17	0,32	0,21	
	Σσ	12,53	10,13	15,15	16,53	15,84
IMEDIATA	2400	0,41	0,55	0,94	1,07	
1 min		0,03	0,05	0,07	0,05	
2min		0,58	0,28	0,55	0,58	
4min		0,49	0,43	0,66	0,64	

	$\Sigma\sigma$	14,04	11,44	17,37	18,87	18,12
IMEDIATA	2700	0,88	0,86	1,26	1,30	
1 min		0,01	0,13	0,31	0,06	
2min		0,01	0,15	0,26	0,05	
	$\Sigma\sigma$	14,94	12,58	19,20	20,28	19,74
IMEDIATA	3000	0,12	1,69	2,63	2,37	
1 min		0,14	0,17	0,22	0,21	
2min		0,17	0,16	0,20	0,19	
	$\Sigma\sigma$	15,37	14,60	22,25	23,05	22,65
IMEDIATA	3300	0,80	0,74	1,43	1,59	
1 min		0,98	0,89	0,62	1,56	
2min		0,88	0,90	2,58	1,46	
4min		1,30	1,08	2,32	2,19	
8min		1,27	0,54	0,00	1,73	
	$\Sigma\sigma$	20,60	18,75	29,20	31,58	30,39

ANEXO III
Método de Van Der Veen 1

VAN DER VEEN					
PR	EXP	A	ρ	b	P
105,45	1,013	0,0477	0	-0,0125	-1,33
105,45	0,968	0,0479	1	-0,0152	3,39
105,45	0,923	0,0479	2	-0,0152	8,17
105,45	0,879	0,0479	3	-0,0152	12,72
105,45	0,838	0,0479	4	-0,0152	17,05
105,45	0,799	0,0479	5	-0,0152	21,19
105,45	0,762	0,0479	6	-0,0152	25,13
105,45	0,726	0,0479	7	-0,0152	28,89
105,45	0,692	0,0479	8	-0,0152	32,47
105,45	0,660	0,0479	9	-0,0152	35,88
105,45	0,629	0,0479	10	-0,0152	39,13
105,45	0,495	0,0479	15	-0,0152	53,26
105,45	0,390	0,0479	20	-0,0152	64,37
105,45	0,307	0,0479	25	-0,0152	73,12
105,45	0,241	0,0479	30	-0,0152	80,01
105,45	0,190	0,0479	35	-0,0152	85,43
105,45	0,149	0,0479	40	-0,0152	89,69
105,45	0,118	0,0479	45	-0,0152	93,05
105,45	0,093	0,0479	50	-0,0152	95,69
105,45	0,073	0,0479	55	-0,0152	97,77
105,45	0,052	0,0479	62	-0,0152	99,96
52,73	0,052	0,0479	61,91	-0,0152	49,97
0	0,053	0,0479	61,77	-0,0152	0,00

Método de Van Der Veen 2

VAN DER VEEN					
PR	EXP	a	p	b	P
89,53	0,891	0,1122	0	0,115	9,73
89,53	0,797	0,1122	1	0,115	18,20
89,53	0,712	0,1122	2	0,115	25,77
89,53	0,637	0,1122	3	0,115	32,53
89,53	0,569	0,1122	4	0,115	38,58
89,53	0,509	0,1122	5	0,115	43,99
89,53	0,455	0,1122	6	0,115	48,82
89,53	0,406	0,1122	7	0,115	53,14
89,53	0,363	0,1122	8	0,115	57,01
89,53	0,325	0,1122	9	0,115	60,46
89,53	0,290	0,1122	10	0,115	63,54
89,53	0,166	0,1122	15	0,115	74,70
89,53	0,095	0,1122	20	0,115	81,07
89,53	0,054	0,1122	25	0,115	84,70
89,53	0,031	0,1122	30	0,115	86,77
89,53	0,018	0,1122	35	0,115	87,96
89,53	0,010	0,1122	40	0,115	88,63
89,53	0,006	0,1122	45	0,115	89,02
89,53	0,003	0,1122	50	0,115	89,24
89,53	0,002	0,1122	55	0,115	89,36
89,53	0,001	0,1122	62	0,115	89,45
44,77	0,001	0,1122	61,95	0,115	44,73
0	0,001	0,1122	61,06	0,115	0,00

Método de Van Der Veen 3

VAN DER VEEN					
PR	EXP	a	p	b	P
83,56	0,931	0,0523	0	0,0715	5,77
83,56	0,884	0,0523	1	0,0715	9,73
83,56	0,839	0,0523	2	0,0715	13,49
83,56	0,796	0,0523	3	0,0715	17,06
83,56	0,755	0,0523	4	0,0715	20,45
83,56	0,717	0,0523	5	0,0715	23,67
83,56	0,680	0,0523	6	0,0715	26,72
83,56	0,646	0,0523	7	0,0715	29,62
83,56	0,613	0,0523	8	0,0715	32,36
83,56	0,581	0,0523	9	0,0715	34,97
83,56	0,552	0,0523	10	0,0715	37,45
83,56	0,425	0,0523	15	0,0715	48,06
83,56	0,327	0,0523	20	0,0715	56,23
83,56	0,252	0,0523	25	0,0715	62,52
83,56	0,194	0,0523	30	0,0715	67,36
83,56	0,149	0,0523	35	0,0715	71,09
83,56	0,115	0,0523	40	0,0715	73,96
83,56	0,088	0,0523	45	0,0715	76,17
83,56	0,068	0,0523	50	0,0715	77,87
83,56	0,052	0,0523	55	0,0715	79,18
83,56	0,036	0,0523	62	0,0715	80,52
41,78	0,037	0,0523	61,6	0,0715	40,23
0	0,040	0,0523	60,2	0,0715	0,00