



**CENTRO
UNIVERSITÁRIO**



ENGENHARIA CIVIL
CENTRO UNIVERSITÁRIO FAG

ANÁLISE DE MODELAGEM NUMÉRICA DE ENSAIO DE PLACA COM REFORÇO DE GEOTÊXTIL EM SOLO LATERÍTICO E RESIDUAL EM CASCATEL/PR

JORGE TATSUMI INUMARU¹; MAYCON ANDRÉ DE ALMEIDA²

¹Discente, Centro Universitário Assis Gurgacz, CascateL-PR, jorgeinumaru@hotmail.com;

²Mestre em Engenharia, Prof. Centro Universitário Assis Gurgacz, CascateL-PR, Mayconalmeida@creapr.org.br

RESUMO: O trabalho apresenta um estudo de modelo de análises numéricas utilizando o *software* PLAXIS 2D, calibrado a partir de dados de provas de cargas diretas com e sem reforço em manta geotêxtil realizadas no Campo Experimental de Engenharia do Centro Universitário Assis Gurgacz-FAG (CEEF) localizado em CascateL região Oeste do Paraná. Para o estudo aplicou-se o modelo elasto-plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb, tornando-se necessário o conhecimento de parâmetros do solo como o ângulo de atrito e intercepto de coesão, sendo estes determinados através de ensaio triaxial. O estudo também teve a finalidade de verificar a influência do aumento da capacidade de carga quando se varia os valores dos parâmetros do solo, sendo estes o intercepto de coesão, ângulo de atrito, coeficiente de Poisson, módulo de elasticidade e o peso específico. Após realizar a modelagem da análise numérica sem o reforço em geotêxtil utilizando os parâmetros do solo encontrado através de ensaios a campo e laboratoriais, verificou-se uma precisão bem próxima de uma média dos resultados encontrados através dos ensaios de prova de carga, chegando a uma diferença de menos de 3% quando comparadas. Já para o modelo com reforço não foi possível calibrar as propriedades do reforço em geotêxtil pois o *software* não apresentou uma boa interação solo-reforço, sendo necessário alterar os parâmetros do solo para conseguir uma boa aproximação com os resultados encontrados nas provas de cargas.

PALAVRAS-CHAVE: Fundações. Análise Numérica. Ensaio de Placa. Geotêxtil.

ANALYSIS OF NUMERICAL MODELING TESTING SYSTEMS WITH STRENGTHENING GEOTEX LATERIAL AND RESIDUAL SOIL OF CASCATEL/PR

ABSTRACT: These final paper presents a numerical analysis model study using PLAXIS 2D software, calibrated from data of direct loads with and without reinforcement in geotextile blanket in the Experimental Field of Engineering of Assis Gurgacz University Center - FAG (CEEF) located in CascateL, western region of Paraná. For the final paper, the elasto-plastic model with the Mohr-Coulomb rupture criterion was applied, making it necessary to know the soil parameters such as the angle of friction and cohesion intercept, being determined by triaxial test. The study also had the purpose to verify the influence of the increase of the load capacity when the values of the soil parameters are varied, these being the cohesion intercept, angle of friction, Poisson's coefficient, modulus of elasticity and specific weight. After performing the numerical analysis modeling without the reinforcement in geotextile using the soil parameters found through field and laboratory tests a very close accuracy of a mean of the results found through the load test, reaching a difference of less than 3% when compared one and other. For the reinforced model, it was not possible to calibrate the properties of the reinforcement in geotextile because the software did not present a good soil-reinforcement interaction, it is necessary to change the soil parameters to achieve a good approximation with the results found in the load tests.

KEY WORDS: Foundations. Numerical analysis. Modeling testing. Geotextile.

INTRODUÇÃO

A implantação de fundações rasas apresenta-se como uma boa solução quando o local de execução não possibilita o acesso para equipamentos, ou quando a obra está localizada perto de patrimônios tombados e edifícios que possam sofrer abalos em suas estruturas devido a vibrações, pelo fato de sua execução poder ser de forma manual as perturbações causadas a obras vizinhas são muito baixas.

As fundações do tipo rasas ou diretas são caracterizadas por transmitirem as suas cargas diretamente na superfície de contato, ou seja, a aplicação de carga se dá através de sua base. Um dos critérios para caracterização de uma fundação direta é a limitação da sua profundidade, sendo a profundidade máxima de três metros com relação à superfície do solo.

Para a aplicação desse tipo de fundação, é importante que o solo ofereça boa capacidade de carga e baixa deformabilidade, sendo que isso nem sempre é alcançado devido a ocorrência de solos muito intemperizados e porosos, característicos de regiões de clima tropical. Segundo Martínez (2003), esses solos são conhecidos como lateríticos, e possuem grande fração de argila, apresentando grande teor de óxido de ferro e alumínio. Devido a esses fatores estes solos em sua condição indeformada apresentam grande índice de vazios, influenciando diretamente em seus parâmetros de resistência.

Pelo fato de muitos solos apresentarem essas características, várias técnicas são utilizadas para obter um ganho de capacidade de carga no solo, podendo ser citadas a remoção e substituição de camadas superficiais, a compactação do solo (muito utilizada em obras de pavimentação e barragens) e a realização de reforço a tração com a utilização de materiais geossintéticos, como geotêxteis ou geogrelhas.

Sendo assim este trabalho teve o objetivo de modelar numericamente a fim de calibrar os parâmetros de entrada do solo de modo a obter concordância com resultados de provas de carga em placa sobre solo reforçado com geotêxtil executado no Campo Experimental de Engenharia do Centro Universitário Assis Gurgacz em Cascavel/PR.

FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Classificação dos solos

Segundo Reinert e Reichert (2006), a classificação dos solos é definida a partir das partículas que compõem esses solos, conhecidas como um sistema trifásico por estarem enquadradas nos três estados físicos: sólido, líquido e gasoso. As partículas sólidas são definidas como a matriz do solo podendo haver grande variação de tamanho e propriedades físico-químicas, já a parcela na fase gasosa se refere a quantidade de ar que este solo possui, e a fase líquida é composta por água. A Tabela 1 ilustra a granulometria dos solos segundo a ABNT NBR 6502/95.

Tabela 1. Classificação granulométrica dos solos.

Partículas	Granulometria
Pedregulho	$\phi > 2,0 \text{ mm}$
Areia grossa	$0,6 < \phi \leq 2,0 \text{ mm}$
Areia média	$0,2 < \phi \leq 0,6 \text{ mm}$
Areia fina	$0,06 < \phi \leq 0,2 \text{ mm}$
Silte	$0,002 < \phi \leq 0,06 \text{ mm}$
Argila	$\phi \leq 0,002 \text{ mm}$

Fonte: ABNT NBR 6502/95 – rochas e solos.

2.1.1 Solos Residuais

Os solos residuais são aqueles que possuem características semelhantes da rocha de origem, como os solos são derivados do processo de intemperismo físico e químico que ocorrem nas rochas estes adquirem propriedades semelhantes, e para a massa de solo que se encontra na mesma região da rocha em que se originou recebe-se a classificação de solos residuais (CAPUTO, 1988).

Outra classificação bastante conhecida é a dos solos transportados ou sedimentares que são solos que sofreram ações de agentes transportadores podendo ser deslocados através do vento (eólico), com a ação de intempéries sendo transportados através da água (aluvionares), ou através da ação da gravidade muito comum a ocorrência em sopé de morros e serras (coluvionares), ainda pode ocorrer o transporte por meio de geleiras conhecido como glacial, porém não se aplica ao território brasileiro.

2.1.1 Solos lateríticos

A formação de solos lateríticos ocorre pelo intenso processo de lixiviação de partículas sob ação de infiltrações e evaporações proporcionando ao solo uma grande porosidade (ALBURQUERQUE, *et al* 2006). Os solos lateríticos são característicos de regiões de clima quente com alta umidade muito comum no território brasileiro, tendo como suas principais propriedades a baixa plasticidade e baixa expansividade.

Segundo Pinto (2006), solos lateríticos possuem grande fração de argilas com predominância de minerais cauliníticos com alto teor de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, originando assim a cor avermelhada característica desses solos. Esses solos em seu estado natural apresentam grande porosidade e baixa capacidade de carga, porém ao realizar a compactação controlada o solo apresenta contração acomodando-se os grãos nos vazios, com isso mesmo que ocorra a diminuição ou a elevação do teor de umidade não haverá expansão aumentando assim a sua capacidade de carga.

2.1.2 Solos colapsíveis

São solos que quando umedecidos e submetidos a uma tensão constante sofrem uma brusca variação em seu volume podendo sofrer grandes recalques e causar vários danos as edificações (SOUSA NETO, 2004).

A ocorrência do colapso no solo independe de seu arranjo estrutural ou material de ligação, o que esses fatores alteram é a velocidade e a intensidade em que ocorre o recalque. Se as ligações da estrutura são mantidas através de sucção capilar, a perda de resistência ocorre quase que imediatamente, já no caso de ligações por agentes cimentantes a perda de resistência pode ser muito lenta conforme concluiu Barden (1973, *apud* Sousa Neto, 2004).

2.2 Resistência ao cisalhamento de solos

Os solos de um modo geral possuem uma alta resistência a compressão e uma baixa ou nula resistência ao cisalhamento, essa resistência é de extrema importância pois é utilizada no dimensionamento e análise de fundações em sapatas e tubulões, dimensionamento de contenções e arrimos, e a verificação e análise de segurança de taludes e barragens. Pinto (2006), comenta que a ruptura do solo geralmente acontece por cisalhamento, e que apenas em casos especiais ocorre seu rompimento por tração.

Segundo Pinto (2006), os fatores que governam a resistência de cisalhamento são a coesão e o atrito entre os grãos. O atrito é definido através de um ângulo que indica a magnitude

do atrito entre os grãos, sendo representado através de um par de eixos.

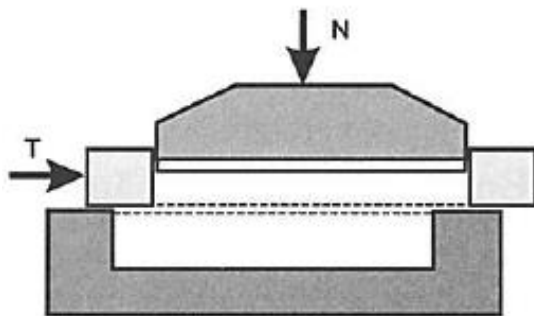
2.2.1 Ensaio de parâmetros de resistência

A resistência ao cisalhamento está diretamente ligada as propriedades dos solos em suportar cargas e manter a sua estabilidade. Existem dois ensaios que normalmente são aplicados para a determinação dessa resistência, são eles o ensaio de cisalhamento direto e o de compressão triaxial.

2.2.2 Ensaio de cisalhamento direto

O ensaio de cisalhamento direto é baseado no critério de Coulomb aplicando-se uma tensão normal num plano e verificando a tensão cisalhante no plano de ruptura. Pinto (2006), explica que o ensaio é realizado a partir de um corpo de prova do solo, colocado parcialmente em uma caixa de cisalhamento com a sua metade dentro do anel, conforme Figura 1.

Figura 1. Ensaio de cisalhamento direto.

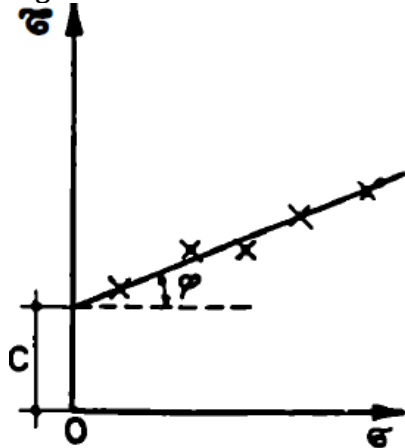


Fonte: Pinto (2006).

Inicia-se então uma aplicação de uma força N no sentido vertical, e uma força T tangencial aplicada no anel na parte superior do corpo de prova até que haja seu deslocamento. Ao estabelecer a força resistida pelo solo, essas forças N e T são divididas pela área da seção transversal do corpo de prova, indicando as tensões (σ) e (τ) que ocorreram.

Esse tipo de ensaio possui grande vantagem pela sua facilidade e rapidez de execução. Para determinação da resistência do solo é necessário repetir os ensaios com amostras idênticas variando a tensão (σ) e obtendo um novo valor (τ), e com esses resultados plotar a envoltória de resistência do solo conforme a Figura 2.

Figura 2. Envoltória de resistência.



Fonte: Caputo (1988).

Através da envoltória de resistência no plano cartesiano é possível determinar os valores do intercepto de coesão (c), e do ângulo de atrito (ϕ). Para a Figura 5 conforme a tensão de confinamento sigma (σ) aumenta, a tensão de cisalhamento necessária para romper o corpo de prova terá de ser maior, devido a esse fator o comportamento tende a ser linear sendo expresso por uma reta que é caracterizada como a envoltória de resistência do solo, representada pela Equação 1.

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (1)$$

Onde:

τ = Resistência ao cisalhamento

σ = Tensão normal ao plano de cisalhamento

c = Intercepto de coesão

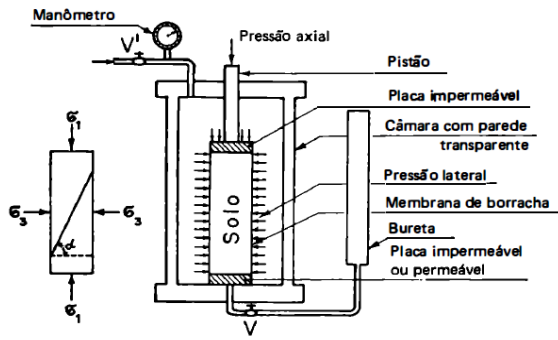
ϕ = Ângulo de atrito interno do solo

2.2.3 Ensaio de compressão triaxial

O ensaio de compressão triaxial é utilizado para determinar a resistência ao cisalhamento e a deformação do solo. Este método consiste na aplicação de um estado hidrostático de tensões e de um carregamento axial sobre um corpo de prova cilíndrico do solo (PINTO, 2006).

Inicia-se o ensaio colocando o corpo de prova dentro da câmara revestido por uma membrana de látex afim de isolar o corpo de prova conforme ilustrado na Figura 3.

Figura 3. Câmara de ensaio triaxial.



Fonte: Caputo (1988).

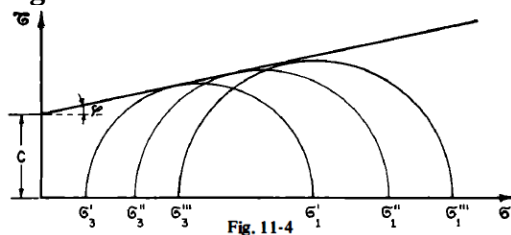
Após encher a câmara de água aplica-se uma pressão confinante (σ_3) resultante da diferença entre a tensão da câmara e a contrapressão, deixando o corpo de prova sob um estado hidrostático de tensões. No ensaio o carregamento axial é realizado com cargas controladas, sendo medidas através de um anel dilatométrico externo ou por célula de carga intercalada com o pistão. Esse método de execução garante a aplicação de cargas efetiva eliminando o efeito de atrito entre o pistão e a câmara.

Para o ensaio triaxial os planos horizontais e verticais são os planos principais, sendo o plano vertical denominado de plano principal maior (σ_1) e o horizontal de plano principal menor (σ_3) onde atua a pressão confinante.

A tensão devida ao carregamento axial é denominada acréscimo de tensão axial ou tensão desviadora ($\sigma_1 - \sigma_3$). Essa tensão desviadora é função da deformação específica indicando um valor máximo que corresponde a ruptura a qual se define o círculo de Mohr. É importante que seja realizada três a quatro ensaios com corpos de prova idênticos, variando-se as tensões para se obter os círculos de Mohr e assim determinar a envoltória de resistência do solo.

Após obter os valores dos pares de tensões plota-se os círculos de Mohr assimilando a envoltória desses círculos, expressa por uma reta que tangencia-os, com a reta de Coulomb para obter os valores do intercepto de coesão (c) e do ângulo de atrito (ϕ). A Figura 4 ilustra os círculos de Mohr assimilado com a reta de Coulomb.

Figura 4. Envoltória de Mohr.



Fonte: Caputo (1988).

2.3 Ensaios de prova de carga em placa

Conforme ABNT NBR 6489/84, prova de carga em placa é um ensaio utilizado para determinar a capacidade de carga de um solo, com a utilização de uma placa metálica com uma área não inferior a $0,5 \text{ m}^2$ e uma espessura mínima de 25 mm, esta deverá ser acomodada em um solo devidamente nivelado, mantendo-se o máximo de cuidado para não alterar as condições de umidade do solo em seu estado natural.

Para a execução desse método a ABNT NBR6489/84 recomenda a utilização de macaco hidráulico com bomba e manômetro aferido em laboratório, reagindo contra uma carga de reação. Os extensômetros colocados para medir o recalque devem possuir precisão de 0,01 mm sendo locados em lados opostos da placa fixados em vigas metálicas apoiadas longe da área de carregamento.

Na Figura 5 é possível observar um modelo de placa utilizada nesse método de ensaio junto com os extensômetros e o macaco hidráulico.

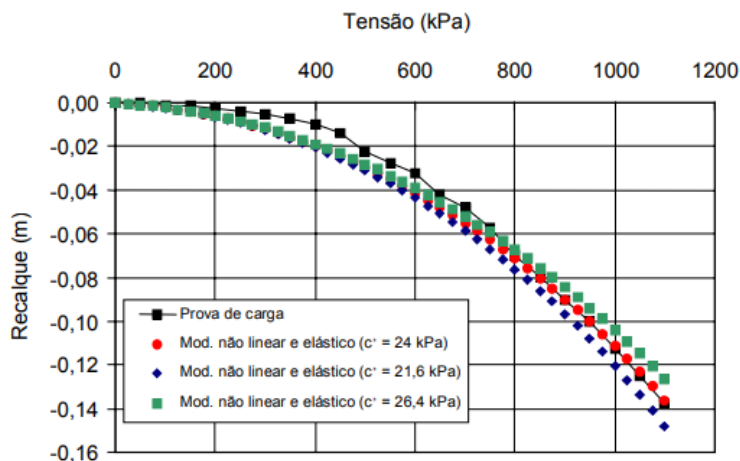
Figura 5. Ensaio de prova de carga direta.



Fonte: Geoprova - Ensaios e Monitoramento.

Para os ensaios de prova de carga direta com reforço em geotêxteis utiliza-se o mesmo método da NBR 6489/84, porém é colocado o material geossintético diretamente no solo a ser analisado. Após esse procedimento inicia-se o ensaio conforme norma, registrando as deformações causadas com a variação dos carregamentos aplicados. A Figura 6 mostra um modelo de gráfico de representação dos resultados obtidos com os ensaios de prova de carga direta.

Figura 6. Tensão x deslocamento.



Fonte: Almeida (2000).

2.4 Geossintéticos

A utilização de materiais geossintéticos já se encontram bastante disseminada em obras de geotecnia podendo ser utilizadas em contenções em aterros, drenagem, fundações, entre outros. Esses materiais comumente são fornecidos em rolos com larguras variáveis de 2,15 m, 3,70 m, e 4,30 m, não necessitando de mão de obra muito especializada, porém deve-se ter cuidado em sua aplicação para evitar objetos pontiagudos que possa vir danificar o material conforme exposto por Nakamura (2012).

Como explicado anteriormente os solos apresentam boa resistência a compressão, porém baixa resistência a tração e a utilização dos geossintéticos em fundações superficiais acarreta em um ganho significativo de resistência, pois os geotêxteis são materiais que possuem boa resistência a tração, melhorando as características mecânicas do solo resultando em um aumento de capacidade de carga resistente pelo solo (MORAES, 2002).

2.5 Análise numérica com a utilização do *software* PLAXIS

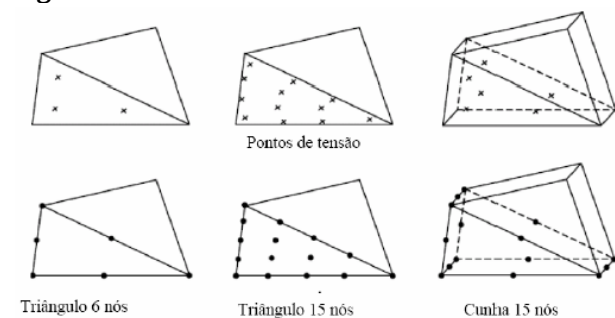
O *software* PLAXIS foi desenvolvido em 1989 na Universidade Técnica de Delft na Holanda, sendo utilizado para trabalhar com análises em 2D e 3D empregando o método dos elementos finitos. O PLAXIS é uma ferramenta muito utilizada na área da geotecnia por auxiliar na resolução de problemas sob condições de deformação plana, de axissimetria e tridimensionais, possuindo vários modelos constitutivos de solos que consideram um comportamento não linear, dependente do tempo e da anisotropia (ANJOS, 2006).

O PLAXIS apresenta um processo de utilização em três etapas, o pré-processamento (INPUT) onde é realizada a modelagem geométrica e o lançamento das propriedades físicas, o processamento (CALC) que corresponde a operações internas do *software* relacionando os dados inseridos no pré-processamento com equações e cálculos de matrizes que regem o problema a ser estudado, e o pós-processamento (OUTPUT) correspondente a apresentação dos resultados da análise em forma de tabelas, gráficos e animações conforme explica Anjos (2006).

A utilização desse *software* é bastante ampla para engenharia tanto a versão 2D quanto a 3D, podendo ser utilizado para estudos de estruturas de contenções, estabilidades de taludes, barragens, interações de solo e estrutura, obras de terra, dentre outros.

A versão 2D do software trabalha utilizando elementos triangulares de 6 e 15 nós, já a versão 3D trabalha com elementos tipo cunhas de 15 nós conforme observado na Figura 7.

Figura 7. Pontos de tensões nos modelos utilizados no PLAXIS.



Fonte: Anjos (2006).

Hutton (2004, *apud* Avancini, 2015), explica que quando se aumenta o número de malhas, a convergência para a solução do problema aumenta proporcionalmente, sendo este procedimento denominado refinamento da malha, ou seja, quando o número de divisões tende ao infinito, as equações algébricas tendem a um valor exato. A Figura 8 apresenta o refinamento da malha realizada pelo *software*.

Figura 8. Refinamento da malha.



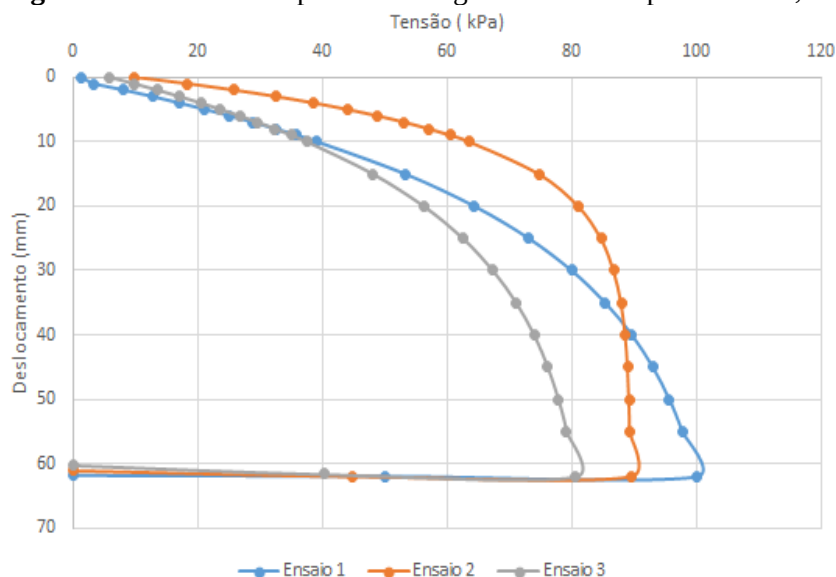
Fonte: Autor, 2018.

Atualmente existem no mercado vários *softwares* disponíveis para a aplicação na engenharia, com Plaxis®, TQS, STRAP, entre outros. Esses trazem uma grande agilidade para resoluções de problemas, porém o uso indiscriminado desses *softwares* pode acarretar em grandes prejuízos, se o usuário apenas aceitar o resultado (sem fazer uma breve análise da introdução de dados) ou não entender como o método dos elementos finitos funciona conforme citado por Azevedo (2003, *apud* Avancini, 2015).

3 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

A análise numérica foi modelada a partir de dados de provas de cargas em placas com reforço em manta geotêxtil realizadas por Almeida, Slobodzian e Wiebbelling (2018), que executou três ensaios em condições não saturadas no Campo Experimental de Engenharia do Centro Universitário Assis Gurgacz - FAG (CEEF), localizado em Cascavel região Oeste do Paraná. Os resultados encontrados através dos ensaios estão apresentados no Figura 9.

Figura 9. Resultado das provas de cargas encontradas por Almeida, Slobodzian e Wiebbelling (2018).



Fonte: Almeida, Slobodzian e Wiebbelling (2018).

Para a análise em *software* é preciso conhecer o perfil geotécnico de solo a ser estudado, sendo este caracterizado por Zen e Almeida (2018). O solo do (CEEF) foi classificado como solo residual, laterítico e colapsível composto por duas camadas, sendo a primeira encontrada até a profundidade de 9m caracterizado como argila-siltosa porosa, de consistência muito mole a média, já a segunda camada localizada até a profundidade de 15m foi classificada como argila

silto arenosa de consistência rija a dura sendo encontrado nível d'água a 12m.

No presente trabalho foram utilizados o modelo elasto-plástico com base no critério de ruptura Mohr-Coulomb, e parâmetros geotécnicos até a profundidade de 4 m, visto que o bulbo de tensões gerados não alcançaria profundidades superiores sendo determinado em aproximadamente 2 vezes o diâmetro da placa de 80 cm. Através da Tabela 2 é apresentado os dados utilizados na modelagem do solo metro a metro.

Tabela 2. Parâmetros do solo até a cota -4 m.

PROF.	Nspt	γ_n (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	Coesão (kN/m ²)	(ϕ)	Coef. Poisson (ν)	Módulo de Elasticidade (kN/m ²)
1m	1,7	16,1	12,6	18,2	2,0	14,2	0,3	2550,0
2m	1,7	16,2	12,6	18,2	2,0	15,5	0,3	2550,0
3m	2,5	15,9	12,7	18,3	12,8	17,4	0,3	3750,0
4m	2,8	16,4	13,1	18,5	11,8	16,4	0,3	4200,0

Fonte: Zen e Almeida (2018).

Para a determinação do coeficiente de Poisson foi utilizado a tabela de correlação com o Nspt pelo método de Randolph (1978), apresentada na Tabela 3, tendo os resultados alcançados com a utilização deste método expressos na Tabela 2.

Tabela 3. Determinação do coeficiente de Poisson.

Coef. de Poisson	Nspt
0,3	< 10
0,4	$10 < N \leq 20$
0,5	$N > 20$

Fonte: Randolph (1978).

Já para o modulo de elasticidade ou módulo de Young (E) utilizou-se o método de Decourt e Quaresma (1982) que também utiliza uma correlação com o Nspt, através da Tabela 4 é possível observar as correlações proposta pelos autores acima citado, sendo N o valor encontrado na sondagem spt , e os valores dos resultados obtidos com a correlação encontram-se expressos na Tabela 2.

Tabela 4. Determinação do módulo de elasticidade.

Módulo de elasticidade (E)	Solos
15.N (kgf/cm ²)	Argilas
30.N (kgf/cm ²)	Areias

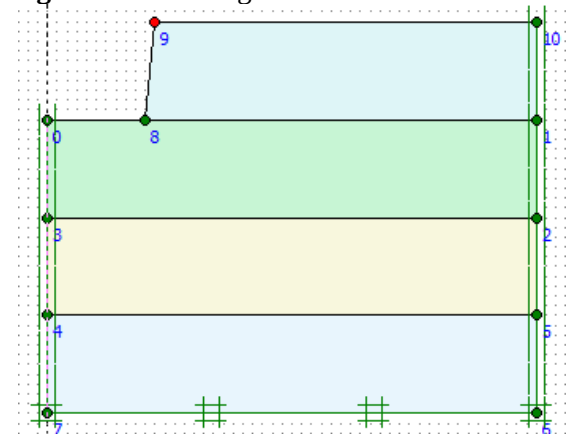
Fonte: Decourt e Quaresma (1982).

3.1 Pré Processamento no *software* PLAXIS

Na etapa de pré processamento foi definido a condição de contorno como sendo axissimétrica, ou seja, possui simetria em todos os eixos radiais dos elementos inscritos. Após a definição do meio iniciou-se a modelagem geométrica inserindo as dimensões da cava, como foram simuladas três provas de carga em placa realizou-se uma média chegando ao valor de 2 m e uma profundidade de 1 m.

A introdução da camada de solo foi realizada em camadas de 1 m até a cota -4 m, sendo inserido os parâmetros metro a metro para obter uma maior precisão na análise. A modelagem foi realizada em condições não saturadas conforme as provas de cargas, sendo possível observar através da Figura 10 a modelagem do solo com a cava.

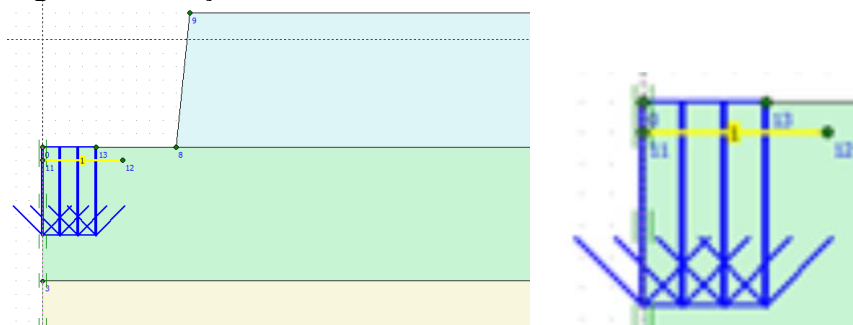
Figura 10: Modelagem das camadas de solo e cava.



Fonte: Autor (2018).

Para a simulação no PLAXIS foi necessário inserir as dimensões da placa de análise, como a placa possui uma área de 0,5 m² e 0,8 m de diâmetro inseriu-se uma distância de 0,4 m correspondente ao raio da placa. A introdução da manta geotêxtil ficou fixada a uma distância vertical de 10 cm abaixo da área que corresponde ao deslocamento e 60 cm de comprimento no eixo horizontal conforme ilustra a Figura 11.

Figura 11. Inserção da manta e local onde ocorre o deslocamento.



Fonte: Autor (2018).

O método escolhido para realizar a análise da capacidade de carga do solo foi o método dos deslocamentos prescritos (Prescribed Displacement), onde é fixado um valor de deslocamento e o *software* retorna como resultado a tensão em kN/rad sendo necessário multiplicar por 2π para obter a força em kN e em seguida dividir pela área da placa obtendo assim uma tensão em kN/m².

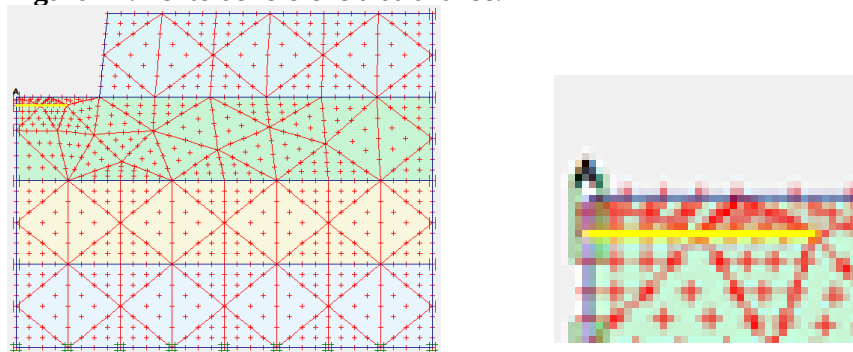
Ao termino da modelagem do solo com os parâmetros e o deslocamento prescrito inicia-se a etapa de processamento (cálculos).

3.2 Processamento.

Na etapa de cálculos é definido qual será a magnitude e a direção dos eixos de deslocamentos, como o presente trabalho teve o objetivo de simular uma carga de prova em placa com reforço em geotêxtil foi inserido um valor de deslocamento apenas para o eixo vertical (y), fixado em 6 cm. Após estabelecer os valores de deslocamentos foi adicionado um ponto para que o *software* realizasse a análise a partir desse local.

Através da Figura 12 é possível observar o local indicado através da letra A no canto superior esquerdo como ponto de referência da análise.

Figura 12. Ponto de referência da análise.



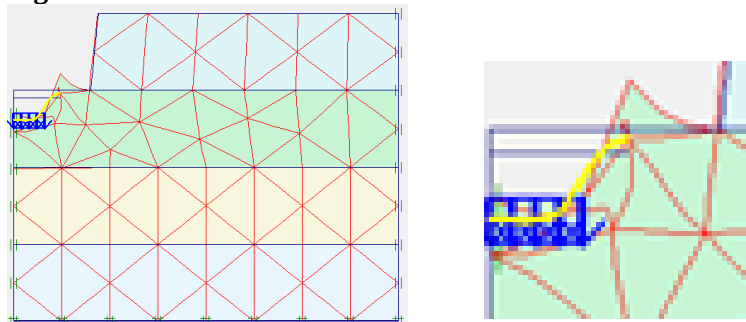
Fonte: Autor (2018).

Ao término desse procedimento inicia-se os cálculos para analisar a resistência do solo obtendo a força necessária para gerar os deslocamentos prescritos.

3.3 Saída de dados (output)

Nesta etapa é possível analisar os resultados do modelo calibrado podendo ser observado as direções das tensões aplicadas no solo assim como os deslocamentos. A Figura 13 apresenta a deformação gerada pela aplicação das cargas.

Figura 13. Deslocamentos totais.

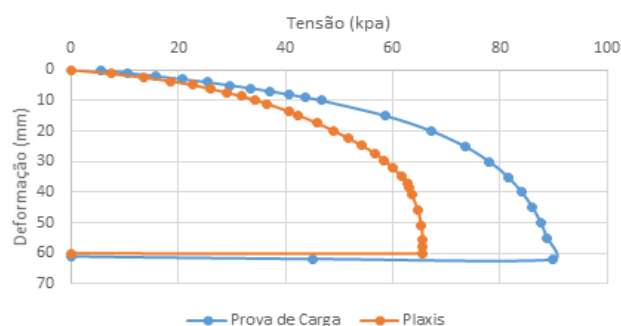


Fonte: Autor (2018).

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Para facilitar a representação gráfica optou-se por realizar uma média das três provas de cargas em placa com reforço em manta geotêxtil executadas por Almeida, Slobodzian e Wiebbelling (2018), e assim analisar os resultados entre o modelo calibrado e a prova de carga. A princípio realizou-se a modelagem numérica com os parâmetros do solo encontrados por Zen e Almeida (2018), citadas na Tabela 2 chegando no seguinte resultado expresso através do Figura 14.

Figura 14. Comparação entre prova de carga e modelo numérico.



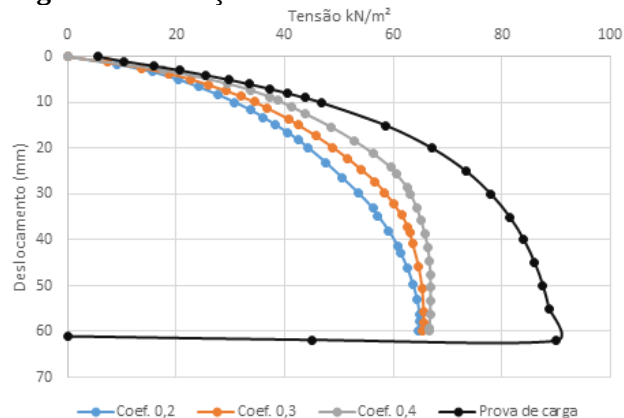
Fonte: Autor (2018).

Após análise gráfica constatou-se que havia necessidade de modificar os parâmetros do solo a fim de obter concordância entre o modelo calibrado e a prova de carga, com isso iniciou-se novas análises variando os parâmetros do solo e verificando a sua influência nas tensões geradas assim como nos deslocamentos causados.

4.1 Influência do coeficiente de Poisson

O primeiro parâmetro a ser modificado foi o coeficiente de Poisson, visto que este foi determinado por uma correlação empírica com a sondagem Spt (Standard Penetration Test) podendo haver variações em seus valores. A Figura 15 apresenta os resultados de três análises realizadas variando apenas o coeficiente de Poisson.

Figura 15. Variação do coeficiente de Poisson.



Fonte: Autor (2018).

Com os valores encontrados é possível chegar à conclusão que o coeficiente de Poisson tem influência nos deslocamentos (recalques) gerados, pois os resultados finais convergem ao mesmo ponto, variando apenas a magnitude dos deslocamentos com a tensão aplicada antes da ruptura.

4.2 Verificação de influência dos parâmetros de resistência

Para verificar o efeito gerado pela variação desses parâmetros optou-se por realizar modificações em porcentagens, a fim de conseguir analisar de forma uniforme o ganho de resistência com o aumento destes. Apesar dos parâmetros serem determinados através de ensaio triaxial proporcionando grande precisão, podem ocorrer perturbações na estrutura da amostra

durante a moldagem podendo gerar desvios nos resultados conforme explica Almeida et al (2018).

Na modelagem manteve-se os mesmos valores iniciais para todos os parâmetros, em seguida realizou-se novas análises acrescentando 10%, 15% e 20% no intercepto de coesão e ângulo de atrito conforme ilustra a Tabela 5.

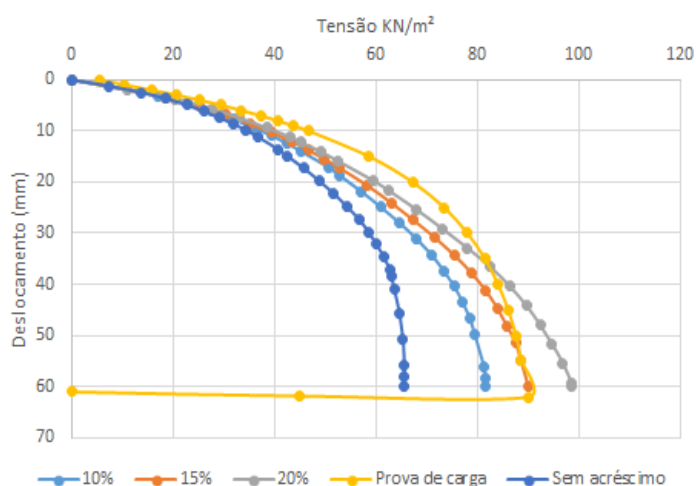
Tabela 5. Valores do ângulo de atrito (ϕ) e intercepto de coesão (c) adotados na modelagem em cada metro de solo.

	Triaxial		Aumento 10%		Aumento 15%		Aumento 20%	
Camada	ϕ (°)	c (kPa)	ϕ (°)	c (kPa)	ϕ (°)	C (kPa)	ϕ (°)	c (kPa)
1	15,00	2,0	16,5	2,2	17,25	2,30	18,00	2,4
2	15,50	2,0	17,05	2,2	17,83	2,3	18,60	2,4
3	17,40	12,80	19,14	14,08	20,01	14,72	20,88	15,36
4	16,40	11,80	18,04	12,98	18,86	13,57	19,68	14,16

Fonte: Autor (2018).

Plotando-se as curvas em cada verificação com os valores da Tabela 5 chegou-se nos seguintes resultados expressos no Figura 16.

Figura 16. Variação do ângulo de atrito e intercepto de coesão.



Fonte: Autor (2018)

Através da Figura 16 é possível concluir que a variação do ângulo de atrito e intercepto de coesão, resultou em um ganho de capacidade de carga significativa, chegando a receber um aumento de resistência média de 1,7 kN/m² a cada 1% de acréscimo.

4.3 Influência do módulo de elasticidade ou módulo de Young (E)

O módulo de elasticidade foi determinado através da correlação com a sondagem Spt utilizando o método de Décourt e Quaresma (1982), e por se tratar de um método empírico possui grande probabilidade de ocorrer variações nos resultados. Para verificar a influência na capacidade de carga do solo gerada através da variação de valores no módulo de elasticidade, modelou-se duas análises onde na primeira foi acrescido 1000 kN/m² para cada metro de solo e na segunda subtraído 1000kN/m² para cada metro de solo. A Tabela 6 apresenta os valores do módulo de elasticidade utilizados nos modelos.

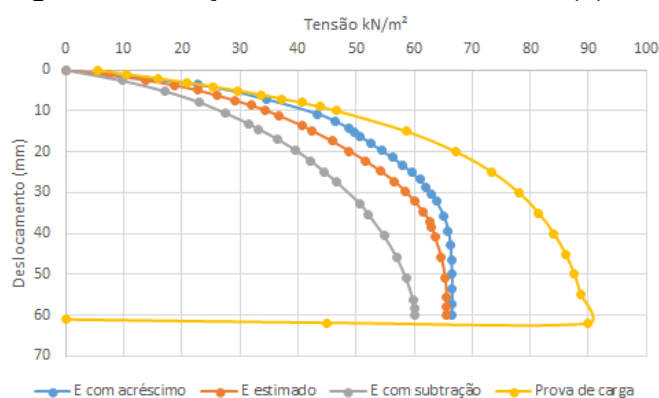
Tabela 6. Valores do módulo de elasticidade utilizados.

Módulo de Elasticidade	Estimado kN/m ²	Acréscimo de 1000 kN/m ²	Redução de 1000 kN/m ²
Camada 1	2550,0	3550,0	1550,0
Camada 2	2550,0	3550,0	1550,0
Camada 3	3750,0	4750,0	2750,0
Camada 4	4200,0	5200,0	3200,0

Fonte: Autor (2018).

A Figura 17 ilustra os valores alcançados com as análises realizadas.

Figura 17. Variação do módulo de elasticidade (E)



Fonte: Autor (2018).

Após realizar as análises variando o módulo de elasticidade constatou-se que o acréscimo ou redução dos valores, não gera uma linearidade definida, ou seja, ao diminuir em 1000 kN/m² houve uma redução de capacidade de carga em aproximadamente 5 kN/m² na resistência final. Já para o acréscimo de 1000 kN/m² a capacidade de carga final se manteve praticamente igual, variando apenas a magnitude dos deslocamentos com a tensão aplicada antes da ruptura do solo, modificando a curvatura da curva.

4.4 Verificação da variação do peso específico

Nesta análise foi verificado qual seria a variação da capacidade de carga do solo ao se modificar o peso específico, para isso optou-se por modificar tanto o peso específico natural como o saturado em 2 kN/m³ conforme a Tabela 7.

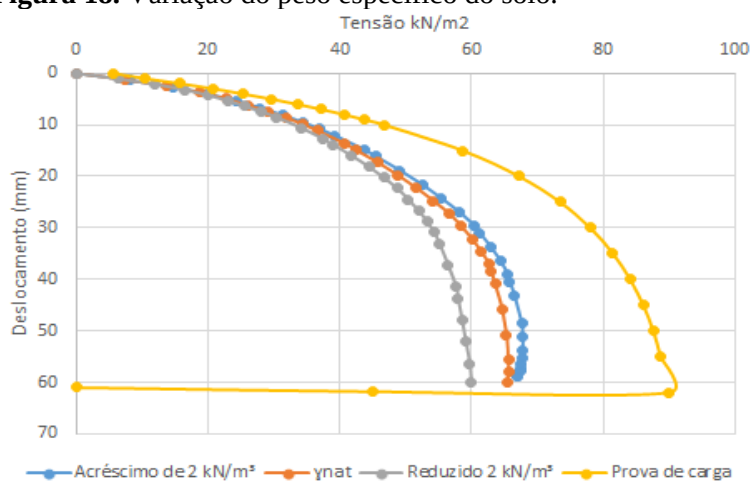
Tabela 7. Valores adotados para o peso específico do solo.

	Determinado		Acréscimo de 2 kN/m ³		Redução de 2 kN/m ³	
Camada	γ_n	γ_{sat}	γ_n	γ_{sat}	γ_n	γ_{sat}
1	16,1	18,2	18,1	20,2	14,1	16,1
2	16,2	18,2	18,2	20,2	14,2	16,2
3	15,9	18,3	17,9	20,3	13,9	16,3
4	16,4	18,5	18,4	20,5	14,4	16,5

Fonte: Autor (2018).

O peso específico natural do solo pode variar de acordo com as condições climáticas da época da determinação do mesmo, assim como pode ocorrer pequenos desvios nos ensaios de determinação. Com isso é importante realizar a análise para verificar se alterações nesses parâmetros influenciam na capacidade de carga do solo, conforme exposto na Figura 18.

Figura 18. Variação do peso específico do solo.



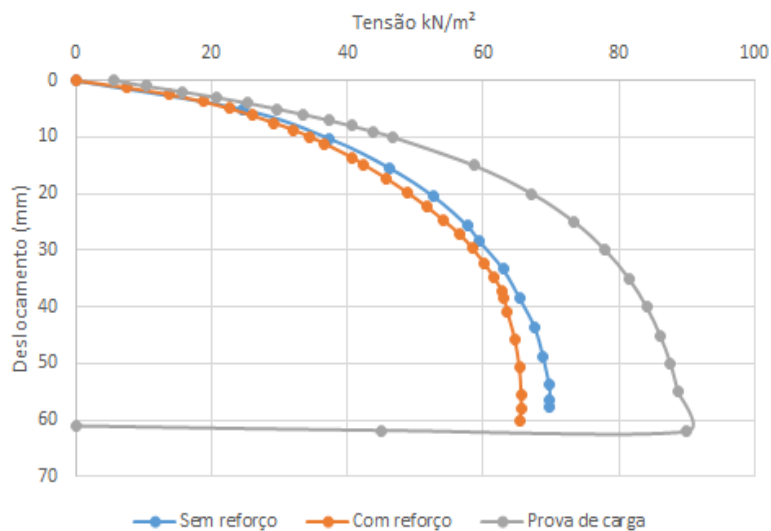
Fonte: Autor (2018).

Através da Figura 18 é possível verificar que ao diminuir o peso específico houve uma redução de 5 kN/m² na tensão final, já para o acréscimo do peso específico o aumento de capacidade de carga foi de aproximadamente 2 kN/m².

4.5 Análise de influência da capacidade de carga com e sem reforço em manta geotêxtil

Após verificar o comportamento da capacidade de carga do solo variando os parâmetros geotécnicos, iniciou-se a análise de influência do reforço em manta geotêxtil. Com isso realizou-se duas verificações, onde manteve-se os parâmetros do solo iguais para os dois modelos alterando apenas a introdução da manta geotêxtil logo abaixo do local do deslocamento. O resultado das análises está apresentado no Figura 19.

Figura 19. Comparação de capacidade de carga com o solo natural e reforçado.



Fonte: Autor (2018).

A análise gráfica permite visualizar que o modelo com solo natural apresentou uma capacidade de carga maior que o modelo reforçado. O *software* permite apenas uma configuração para os geossintéticos sendo esse parâmetro a resistência do material (kN/m), porém constatou-se que independentemente do valor inserido o resultado manteve-se constante.

4.6 Modelo final com reforço calibrado com os parâmetros modificados

Ao término das verificações da influência de cada parâmetro, iniciou-se a modelagem a fim de estabelecer uma curva de tensão x deformação com precisão igual ou muito próxima da encontrada por Almeida, Slobodzian e Wiebbelling (2018). Com isso modificou-se os parâmetros do solo com acréscimo de 15% no intercepto de coesão, ângulo de atrito e módulo de elasticidade, e a variação do coeficiente de Poisson de 0,30 para 0,35. Os dados estão ilustrados na Tabela 8.

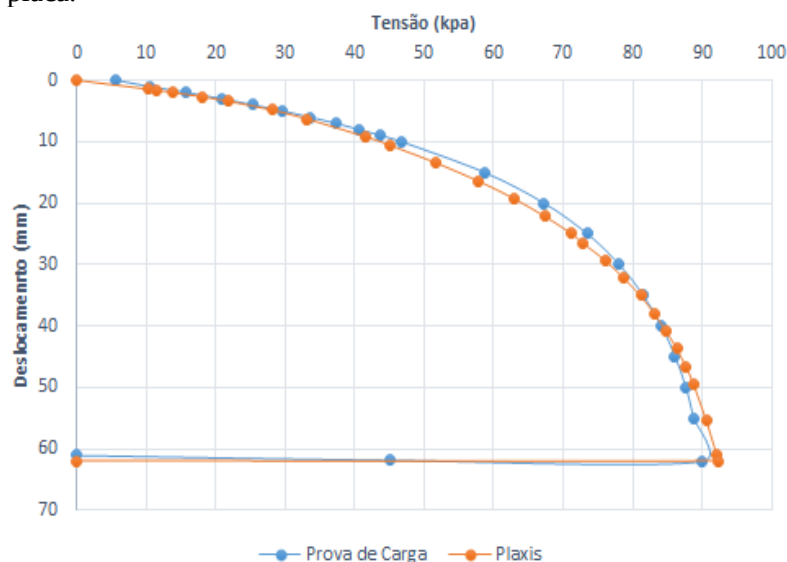
Tabela 8. Parâmetros do solo com reforço calibrado.

PROF.	γ_n (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	Coesão (kN/m ²)	(ϕ)	Coef. Poisson (ν)	Módulo de Elasticidade (kN/m ²)
1m	16,1	12,6	18,2	2,3	16,33	0,35	2932,5
2m	16,2	12,6	18,2	2,3	17,83	0,35	2932,5
3m	15,9	12,7	18,3	14,72	20,0	0,35	4312,5
4m	16,4	13,1	18,5	13,57	18,86	0,35	4830,0

Fonte: Autor (2018).

A comparação do modelo calibrado com a prova de carga está ilustrada na Figura 20.

Figura 20. Comparação da curva tensão x deformação do modelo calibrado com a prova de carga em placa.

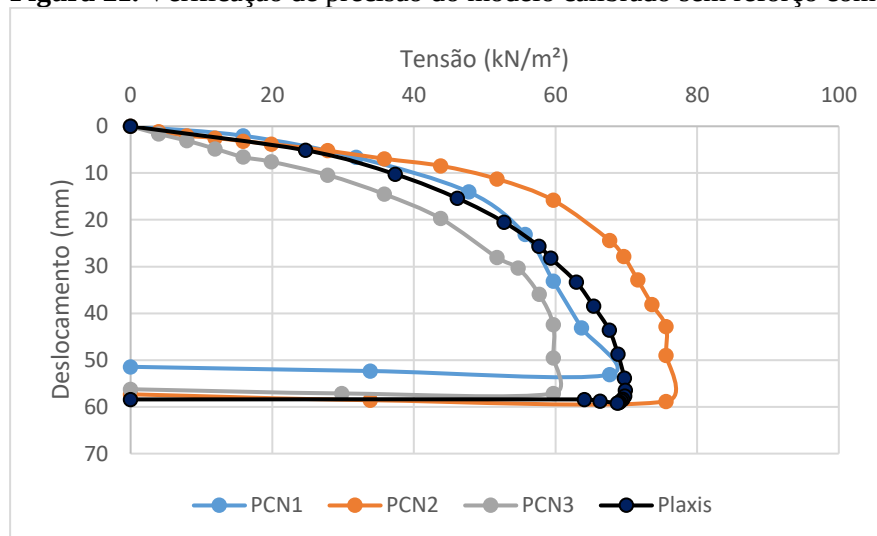


Fonte: Autor (2018).

4.7 Verificação da precisão do modelo calibrado sem reforço

O modelo numérico teve os mesmos princípios dos modelos calibrados anteriormente, mantendo-se os parâmetros do solo determinados por Zen e Almeida (2018), porém foi retirado a manta geotêxtil que se encontrava abaixo do local de deslocamento. Para verificar a precisão foram utilizados dados de prova de carga em placa realizadas por Vieira, Radoll e Almeida (2017), onde foram executados três ensaios no CEEF em condições não saturadas apresentadas no Figura 21.

Figura 21. Verificação de precisão do modelo calibrado sem reforço com as provas de cargas.



Fonte: Vieira, Radoll e Almeida (2017).

A visualização gráfica permite verificar que o modelo calibrado se mantém bem próximo de uma média das provas de cargas realizadas, concluindo que a precisão da análise numérica é bastante satisfatória. A Tabela 7 apresenta os dados obtidos nas provas de carga e no modelo numérico.

Tabela 7 – Dados obtidos nos ensaios.

	ENSAIO 1		ENSAIO 2		ENSAIO 3		MÉDIA	
	TENSÃO (kPa)	DESLOC. (mm)	TENSÃO (kPa)	DESLOC. (mm)	TENSÃO (kPa)	DESLOC. (mm)	TENSÃO (kPa)	DESLOC. (mm)
PROVA DE CARGA	67,64	53,10	75,60	58,82	59,68	57,13	67,64	56,35
PLAXIS							69,80	59,18

Fonte: Autor (2018).

Apesar de se realizarem ensaios em laboratório é normal ocorrerem dispersões nos resultados de campo devido a heterogeneidade do solo, por isso é difícil obter resultados 100% na prática. Com isso este trabalho visa contribuir nesse quesito, calibrando para o solo de Cascavel/PR situações numéricas de análise de fundações diretas no solo.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao realizar a análise numérica com os parâmetros do solo determinados Zen e Almeida

(2018), sem considerar o reforço em manta geotêxtil, os resultados encontrados foram bastante satisfatórios chegando a uma capacidade de carga máxima de 69 kN/m² e um deslocamento máximo de 59 mm, comparados com uma carga média das três provas de cargas executadas por Vieira, Radoll e Almeida (2017), com o valor de 67 kN/m² e deslocamento de 56 mm, obtendo assim uma diferença de menos de 3% do modelo calibrado.

Já para o modelo com reforço esperava-se manter os mesmos parâmetros calibrados para o solo sem a manta geotêxtil modificando apenas as propriedades da manta, porém ao realizar o modelo constatou-se que apenas uma propriedade da manta poderia ser alterada. Com isso foram realizadas várias análises alterando este valor de resistência, chegando a inserir valores aos extremos próximos de zero e acima de 1×10^{10} , contudo conclui-se que o ganho de resistência era quase imperceptível.

Após a verificação com a manta geotêxtil constatou-se que seria necessário modificar os parâmetros do solo para conseguir calibrar com precisão o modelo numérico com reforço, para isso fixou-se o coeficiente de Poisson em 0,35 e estabeleceu-se um aumento de 15% no intercepto de coesão, ângulo de atrito e módulo de elasticidade obtendo assim uma boa precisão com a prova de carga conforme observado no Gráfico 7.

O *software* PLAXIS mostrou-se bastante eficiente na análise de capacidade de carga sem reforço apresentando uma pequena variação de menos de 3% comparada à média das provas de carga, porém ao analisar a influência do reforço a interação solo-reforço apresentou-se sem grande eficiência chegando até a sofrer uma leve redução na capacidade de carga do solo.

Conclui-se que para realizar a análise de ganho de capacidade de carga em solo reforçado em manta geotêxtil utilizando o *software* PLAXIS, é necessário fazer alterações nos parâmetros do solo conforme estabelecido anteriormente, contudo novos estudos devem ser realizados para validar com maior precisão o valor dessas alterações. Ressalta-se que a versão do *software* PLAXIS utilizada na análise foi a 8.2 de 2002, atualmente o software encontra-se na versão 2018 passando por atualizações a cada nova versão.

REFERÊNCIAS

ANJOS. G. J. M. **Estudo do comportamento de Fundações Escavadas em Solos Tropicais.** Tese de Doutorado em Geotecnia, Brasília-DF, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6489**. Prova de carga direta sobre terreno de fundação, Rio de Janeiro - 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502**. Rochas e Solos- Terminologia, Rio de Janeiro – 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122** - Projeto e Execução de Fundações, Rio de Janeiro - 1996.

ALBUQUERQUE. P. J. R; MIGUEL. M. G; SAUEIA. F. N; HAJNAL. V. H. J; CARVALHO. D. **Avaliação de um Solo Laterítico Coluvionar de Campinas/SP, por Diferentes Procedimentos de Determinação de Índices Físicos.**

ALMEIDA, M. S. S. **Análise Numérica de Uma Prova de Carga Direta em Solo Residual de Gnaiss.** 2000. Tese (Magister Scientiae) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa - MG, 2000.

ALMEIDA, M. A; SLOBODZIAN, N. V. B; WIEBBELLING, V. **Análise de capacidade de carga de solo residual e laterítico quando submetido à provas de carga em placa com reforço por geotêxtil em Cascavel/PR.** 2018. XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica- Salvador, Bahia, 2018

AVANCINI, G. **Formulação do Método dos Elementos Finitos para a Análise Elástica Linear de Grelhas.** Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campo Mourão, 2015.

CAPUTO, H. P; **Mecânica dos solos e suas aplicações.** 6ª Edição –LTC livros técnicos e científicos Editora S.A. Rio de Janeiro- RJ, 1988.

CARVALHO, P. A. S; PEDROSA, J. A. B. A; WOLLE, C. M. **Aterro Reforçado com Geotêxteis- Uma Opção Alternativa Para Engenharia Geotécnica.** VIII Congresso de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Porto Alegre, 1986.

CONSTANCIO, L. A. **Capacidade de Carga de Um Modelo de Fundação Superficial em Solo Arenoso Fofo com Reforço de Geotêxtil.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp, Campinas – SP, 2010.

GIACCHINI, B. L. **Uma Breve Introdução ao Método dos Elementos Finitos.** Departamento de Matemática – Universidade Federal de Minas Gerais, 2012.

LINHARES, R. M. **Uso de Reforço em Geotêxtil com Posicionamento não Planar para Fundação Superficial em Solo Arenoso Fofo.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp, Campinas – SP, 2013.

LOTTI, R. S; MACHADO, A. W; MAZZIEIRO, Ê. T; JÚNIOR, J. L. **Aplicabilidade Científica do Método dos Elementos Finitos.** Revista Dental Press de Ortodontia e Ortopedia Facial, V 11, Nº 2, P. 35-43, Maringá - PR, 2006.

MARTÍNEZ. G. S. S. **Estudo do Comportamento Mecânico de Solos Lateríticos da Formação Barreiras.** Tese (Doutor em Engenharia)

MEDERO, G. M. **Análise do Comportamento Mecânico de Um Material Colapsível**. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2001.

MENDONÇA, H. M. X. **Sobre a Modelagem de Problemas da Engenharia Geotécnica pelo Método dos Elementos Finitos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2005.

MOLINA, M. D; GANDIN, R. M. **Determinação dos Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento Através de Ensaio de Compressão Triaxial Rápido (CU) do Subsolo da FAG em Cascavel-PR**. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) – Centro Universitário Fundação Assis Gurgacz, Cascavel, 2015.

MORAES. C. M. **Aterros Reforçados Sobre Solos Moles – Análise Numérica e Analítica**. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2012.

NAKAMURA. J. **Fundações e Contensões**. Revista Infraestrutura Urbano – Edição 23, novembro, 2012.

NETO, J. O. A. **Desenvolvimento de Uma Metodologia de Cálculo e Simulações Numéricas Aplicada na Melhoria da Capacidade de Carga de Solos Reforçados com Geocélula**. Tese (Doutor em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

PINTO. C.S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3º Edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

RANDOLPH, M. F. **Analysis of deformation of vertically loaded piles**. 1978.

REINERT. D. J; REICHERT. J. M. **Propriedades Físicas do Solo**. 2006. Universidade Federal de Santa Maria Centro de Ciências Rurais, 2006.

SANTOS, G; MARTÍNEZ, S. **Estudo do Comportamento Mecânico de Solos Lateríticos da Formação Barreiras**. 2003. Tese (Doutor em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

SLOBODZIAN, N. V. B. **Análise da Capacidade de Carga de Solo Residual e Lateríticos Quando Submetido a Prova de Carga Direta com Reforço por Geotêxtil em Cascavel – PR**. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) – Centro Universitário Fundação Assis Gurgacz, Cascavel, 2016.

TOLEDO. M. S. M; TAIOLI. F; TEIXEIRA. W; FAIRCHILD. T. R. **Decifrando a Terra**. 2º Edição - Editora Nacional, 2009.

VENDRUSCOLO, M. A. **Análise Numérica e Experimental do Comportamento de Fundações Superficiais Assentes em Solo Melhorado**. 1996. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1996.

VIEIRA, M. K; RADOLL, J; ALMEIDA, M. A. **Análise de aplicação de Fundações Rasas a partir de Resultados de Provas de Carga em Solo de Cascavel-PR.** 2017. Geocentro – Goiânia, Goiás, 2017.

ZORZI, C. **Caracterização dos Solos Tropicais Lateríticos para Reforço de Pavimentos.** 2008. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) – Universidade São Francisco, Itatiba – SP, 2008.

ZEN. B. A. B; ALMEIDA. M. A. **Implantação e Caracterização Geotécnica do Campo Experimental de Engenharia do Centro Universitário Assis Gurgacz em Cascavel/Pr.** 2018. XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica- Salvador, Bahia, 2018.

CENTRO UNIVERSITÁRIO FAG

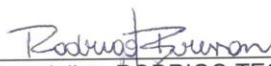
JORGE TATSUMI INUMARU

**ANÁLISE DE MODELAGEM NUMÉRICA DE ENSAIO DE PLACA COM REFORÇO
DE GEOTÊXTIL DE SOLO LATERÍTICO E RESIDUAL DE CASCAVEL/PR**

Trabalho apresentado no Curso de Engenharia Civil, do Centro Universitário Assis Gurgacz, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, sob orientação do Professor Mestre Engenheiro Civil MAYCON ANDRÉ DE ALMEIDA.

BANCA EXAMINADORA


Orientador Prof^a. Mestre MAYCON ANDRÉ DE ALMEIDA
Centro Universitário Assis Gurgacz
Engenheiro Civil


Professor Especialista RODRIGO TECHIO BRESSAN
Centro Universitário Assis Gurgacz
Engenheiro Civil


Professor Mestre GUILHERME IRINEU VENSON
UNIOESTE – Universidade Estadual do Oeste do Paraná
Engenheiro Civil

Cascavel, 06 de dezembro de 2018.