

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO DE JOINVILLE
CURSO DE ENGENHARIA DE INFRAESTRUTURA

Vinicius de Oliveira Coelho

ANÁLISE PARAMÉTRICA PARA FUNDAÇÃO SUPERFICIAL DO TIPO RADIER

Joinville

2016

Vinicius de Oliveira Coelho

ANÁLISE PARAMÉTRICA PARA FUNDAÇÃO SUPERFICIAL DO TIPO RADIER

Trabalho de conclusão de curso submetido ao programa de graduação da Universidade Federal de Santa Catarina para obtenção do Grau de Bacharel em Engenharia de Infraestrutura.

Orientador: Prof. Dr. Marcelo Heidemann

Joinville

2016

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

COELHO, Vinicius de Oliveira; COELHO, V.O.

Análise paramétrica para fundação superficial do tipo radier.
Joinville, 2016, volume único, 114 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia de Infraestrutura), Curso de Graduação em Engenharia de Infraestrutura, Centro Tecnológico Joinville (CTJ) - Campus Joinville
Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC, 2016.

Orientador: Prof. D.Sc Marcelo Heidemann.

Defesa: 01/12/2016

1.Fundação. 2. Análise Paramétrica. 3. Radier.

Vinicius de Oliveira Coelho

ANÁLISE PARAMÉTRICA PARA FUNDAÇÃO SUPERFICIAL DO TIPO RADIER

Este trabalho de conclusão de curso foi julgado adequado para obtenção do Título de Bacharel em Engenharia de Infraestrutura e aprovado em sua forma final pelo programa de Graduação da Universidade Federal de Santa Catarina.

Joinville, 01 de dezembro de 2016.

Prof.^a MSc. Valéria Bennack

Coordenadora do curso de Engenharia de Infraestrutura

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Marcelo Heidemann

Orientador

Universidade Federal de Santa Catarina

Prof.^a Helena Paula Nierwinski

Universidade Federal de Santa Catarina

Prof.^a Paula Manica Lazzari

Universidade Federal de Santa Catarina

AGRADECIMENTOS

Esta seção é dedicada a todos que de alguma forma contribuíram para a realização deste trabalho, estando dentre eles:

Primeiramente agradeço a Deus, pela coragem que possibilitou a busca do meu sonho, pela conclusão de mais uma etapa e por estar presente em minha vida.

Meus pais, Volnei Coelho e Andréia Coelho, sem os quais jamais estaria concretizando este feito, pois sempre se mostraram dispostos a me ajudar em todas as situações, bem como por ter me fornecido carinho, incentivo, apoio e por acreditarem no meu sucesso.

A minha Noiva, Kamila Debortoli, por acreditar no meu sucesso a cada momento, pelas longas conversas, correções de tcc, paciência e o imenso incentivo, estando presente em todos os momentos.

Meus Irmãos, Eduardo Coelho e Arthur Coelho, que foram grandes amigos e tiveram um papel importante em minha formação, no que diz respeito a mostrar a importância de vencer.

Ao meu orientador, Professor Marcelo Heidemann, pela exigência, por se mostrar atencioso e disponível no esclarecimento de dúvidas, pelas orientações sem pressa, pelas dedicadas correções e por mostrar o adequado direcionamento a ser seguido.

Aos meus amigos, Guilherme Fernandes e Júlio Cesar, pelas horas de estudo, pelos churrascos no final de semestre, pelas conversas diárias e pela imensa parceria.

RESUMO

COELHO, V.O. (2016). Análise paramétrica para fundação superficial do tipo radier. Trabalho de conclusão de curso. Engenharia de Infraestrutura, Universidade Federal de Santa Catarina.

As fundações superficiais ou rasas transmitem cargas ao terreno devido as pressões distribuídas sob a base da fundação. Dentre os tipos de fundações superficiais usualmente empregados, encontram-se os radiers. O radier é um tipo de fundação rasa que funciona como uma laje (podendo ser de concreto armado ou protendido) e recebe todos os esforços provenientes dos pilares advindos da estrutura. Esta pesquisa propõe realizar análises paramétricas com o intuito de verificar a sensibilidade dos modelos de cálculo empregados para análise da interação entre solo e estrutura, no projeto de radiers, à variação dos parâmetros de comportamento do solo, à magnitude das cargas e à espessura da placa. Tais análises, serão efetuadas através dos softwares SIGMA/W, que analisa as placas em um ambiente 2D, considerando-as flexíveis, e ELPLA, que em 3D, analisa o comportamento do solo quando submetido ao carregamento imposto por placas consideradas rígidas. Como parâmetros geotécnicos de referência para os solos, foram utilizados os publicados por Ferreira (2002), que analisou solos residuais de arenito da região de Novo Hamburgo – RS, com índice de vazios da ordem de 0,6 e 0,7 e por Soares (1997), que estudou os solos sedimentares argilosos da região de Porto Alegre – RS. Para as argilas avaliou-se a resposta frente à carregamentos em condição drenada e não drenada. Como parâmetros de análise relativos à interação solo-estrutura foram tomados: a distribuição de tensão de contato na interface solo-estrutura, as deformações sofridas no contato solo-placa e os recalques sofridos pela placa. Na presente pesquisa as análises geradas pelo programa SIGMA/W, relataram que o aumento de deformação está muito mais relacionado com o solo de fundação do que com o aumento da espessura da placa. Foi possível constatar também que a variação dos resultados de deformação e tensão de contato dependem do módulo de elasticidade, espessura da placa e o coeficiente de Poisson. Logo, percebe-se que quando o solo é submetido a placas flexíveis, as deformações e as tensões tendem a serem maiores em placas pouco espessas. Em placas rígidas esta tendência se inverte no que se refere às tensões de contato solo-placa. No ELPLA, por considerar as placas como rígidas, as máximas deformações e tensões se concentram nas extremidades da placa, e no SIGMA/W se concentram na região no entorno do ponto de aplicação do carregamento.

Palavras-chave: Fundação superficial. Radier. Módulo de Elasticidade. Análises paramétricas. Tensão. Deformação.

ABSTRACT

COELHO, V.O. (2016). Parametric analysis for surface foundation of radier
Completion of course work. Infrastructure Engineering, Federal University of Santa Catarina.

Shallow foundations transfer loads to the ground due to pressures distributed under the foundation. Among the types of shallow foundations, usually are used the rafts. The rafts are a type of shallow foundation that functions as a slab (which may be of reinforced or prestressed concrete and are subjected to all the efforts from the columns of the structure. This work proposes to carry out parametric analyzes with the purpose of verifying the sensitivity of the calculation models used to analyze the interaction between soil and structure in the rafts design, the variation of soil behavior parameters, the magnitude of the loads and the thickness of the plate. These analyzes will be carried out using SIGMA/W software, which analyzes the plates in a 2D environment, considering them to be flexible, and ELPLA, which in 3D, analyzes the behavior of the soil when subjected to loading imposed by plates considered to be rigid. The geotechnical reference parameters for soils were those published by Ferreira (2002), who analyzed residual soils of sandstone in the region of Novo Hamburgo - RS, with void ratios of 0,6 and 0,7 and Soares (1997), who studied the clayey sedimentary soils of the region of Porto Alegre - RS. For the clays, the response to the loads in drained and undrained condition was evaluated. As analysis parameters related to the soil-structure interaction were taken: the contact stress distribution at the soil-structure interface, the strains suffered at the soil-plate contact, and the settlement suffered by the plate. In the present research, the analyzes generated by the SIGMA/W, reported that the increase in strain is much more related to the foundation soil than to the increase in plate thickness. It was also possible to observe that the variation of the results of strain and contact stress depend on the modulus of elasticity, plate thickness and the Poisson coefficient. Therefore, it is noticed when the soil is subjected to flexible plates, the strains and the tensions tend to be larger in thin plates. In rigid plates, this tendency is reversed with regard to the ground-plate contact tensions. In ELPLA, because the plates are considered rigid, the maximum strains and stress are concentrated at the ends of the plate, and in the SIGMA/W, they are concentrate in the region around the point of application of the loading.

Keywords: Surface foundation. Raft. Modulus of elasticity. Parametric analyzes. Tension, Strain.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Fundações superficiais ou rasas (a) e Fundações Profundas (b).	20
Figura 2- Fundações rasas: Bloco (a), Sapata (b) e Radier (c)	21
Figura 3 - Blocos de Fundação	22
Figura 4 - Tipos de Sapatas	24
Figura 5 Radier Liso	27
Figura 6– Radier com pedestais ou cogumelos	27
Figura 7 – Radier nervurado.....	28
Figura 8 - Radier em Caixão	28
Figura 9 - Fissuração paralela à junta de contração;	30
Figura 10 - Fissuras superficiais concentradas.	30
Figura 11- Fissuras de retração por evaporação.....	31
Figura 12– Curvas de tensão x recalque de Terzaghi (1943).	32
Figura 13– Superfície de potencial ruptura	33
Figura 14 - Ábaco para a obtenção dos fatores de carga (Terzaghi).	34
Figura 15– Modos de ruptura proposto por Terzaghi (1943).....	35
Figura 16 – Condições que ocorrem as rupturas.	35
Figura 17– Interação solo-estrutura	37
Figura 18 – Modelo de Winkler: (a) – (c) e modelo meio contínuo (d) – (e).	38
Figura 19 – Modelo de Winkler: meio elástico de molas independentes.....	39
Figura 20 – Resposta dos diferentes modelos.	41
Figura 21 - Zona de influência de cargas concentradas em placas flexíveis.	47
Figura 22– Variação linear ao longo do radier.....	49
Figura 23- Pressões constantes na faixa de influência dos pilares.	49
Figura 24 – Pressões de contato variando linearmente sob um radier esquema de cálculo de uma faixa.....	49
Figura 25 – Malha de Elementos Finitos.	51
Figura 26– Possíveis modelos para análise de um radier pelo MEF: estático (a) e sólido (b).....	52
Figura 27 - Fluxograma de execução.....	53
Figura 28- Estratificação cruzada e plano paralelos em um afloramento da jazida de empréstimo.....	54
Figura 29 – Planta de Situação dos campos experimentais.....	55

Figura 30– Modelo de análise SIGMA/W (2D)	57
Figura 31– Modelo de análise ELPLA (3D)	57
Figura 32- Modelo SIGMA/W malhas.....	60
Figura 33– Modelo hipotético ilustrando a malha em uma placa de radier no programa ELPLA.	62
Figura 34– Deformações no contato solo-placa em perfis de solo de arenito	65
Figura 35– Deformações no contato solo-placa em perfis de solo argiloso	66
Figura 36– Pressão de contato solo-placa em perfis de solo de arenito	68
Figura 37– Pressão de contato solo-placa em perfis de solo argiloso	69
Figura 38- Recalque na interface em perfis de solo de arenito.	70
Figura 39– Recalques na interface em perfis de solo argiloso	72
Figura 40– Deformação máxima entre o solo e a placa em placas de 5 metros de comprimento nas zonas influência dos carregamentos.....	74
Figura 41– Deformação máxima para placas de 5 metros.....	75
Figura 42– Deformação máxima entre o solo e a placa em placas de 10 metros de comprimento nas zonas influência dos carregamentos.....	76
Figura 43– Pressão de contato máximo entre o solo e a placa em placas de 5 metros de comprimento nas zonas influência dos carregamentos.....	77
Figura 44– Pressão de contato máximo para placas de 5 metros.....	78
Figura 45– Pressão de contato máximo entre o solo e a placa em placas de 10 metros de comprimento nas zonas influência dos carregamentos.....	79
Figura 46– Recalque na interface máxima entre o solo e a placa em placas de 5 metros de comprimento nas zonas influência dos carregamentos.....	81
Figura 47– Recalque interface máximo x Carga Aplicada.....	82
Figura 48– Recalque na interface máxima entre o solo e a placa em placas de 10 metros de comprimento nas zonas influência dos carregamentos.....	83
Figura 49– Deformação máxima x Espessura da placa.	84
Figura 50– Pressão de contato x Espessura da placa	85
Figura 51– Recalque interface x Espessura da placa	87
Figura 52 – Posicionamento das cargas “P” sobre a placa.	88
Figura 53– Deformações em profundidade para solos residuais de arenito.	91
Figura 54– Deformações em profundidade para solos argilosos	94
Figura 55– Pressão no contato solo-estrutura em solos residuais de arenito.	97
Figura 56- Pressão no contato solo estrutura em solos argilosos.	100

Figura 57 – Deformações máximas na interação solo-placa.....	103
Figura 58– Pressões de contato máximas na interação solo-placa.	104
Figura 59– Deformação máximas no contato solo-placa	106
Figura 60– Pressão máxima no contato solo-placa.....	107
Figura 61– Comparação ELPLA x SIGMA/W – Deformação no contato solo-placa	109
Figura 62– Comparação ELPLA x SIGMA/W – Pressão no contato solo-placa	111

LISTA DE TABELAS

Tabela 1– módulo de reação do solo k_{s1} em kN/m^3	46
Tabela 2- Parâmetros geotécnicos das amostras com índice de vazios 0,6 e 0,7	54
Tabela 3 – Parâmetros geotécnicos dos solos argilosos estudados por Soares (1997).	56
Tabela 4– Propriedades do concreto	56
Tabela 5 – Dados para definição do modelo analisado.....	57
Tabela 6– Equações de tendência de deformações	85
Tabela 7 – Equações normalizadas de tendência para as deformações	85
Tabela 8– Equações de tendência de pressão de contato.....	86
Tabela 9– Equações normalizadas de tendência para as pressões de contato.....	87

LISTA DE SÍMBOLOS

S_u – Resistência ao cisalhamento não drenado

E – Módulo de elasticidade do material

e – Índice de vazios

γ – Peso específico natural

φ – Ângulo de atrito

c' – Intercepto coesivo

ν – Coeficiente de Poisson

F_{ck} – Resistência característica do concreto a compressão

N_c – Fator de capacidade de carga – coesão

N_y – Fator de capacidade de carga – Solo

N_q – Fator de capacidade de carga – Profundidade de Assentamento

LISTA DE ABREVEATURAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR – Norma Brasileira Regulamentadora

ACI – American Concrete Institute

ISE – Interação Solo-Estrutura

MEF – Métodos dos Elementos Finitos

SPT - Standard Penetration Test

Sumário

1. INTRODUÇÃO	15
1.1. OBJETIVO GERAL.....	17
1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	17
1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO	18
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	19
2.1. CONCEITO DE FUNDAÇÃO.....	19
2.2. Fundações Rasas.....	20
2.2.1. Bloco	21
2.2.2. Sapata.....	22
2.2.3. Radier.....	25
2.3. MÉTODO DE CAPACIDADE DE CARGA EM FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS	31
2.3.1. Métodos analíticos	31
2.3.2. Métodos semi-empíricos	36
2.4. INTERAÇÃO SOLO – ESTRUTURA.....	36
2.4.1. Método de Winkler para placa sobre o solo	38
2.4.2. Modelo de Meio Contínuo	40
2.5. DIMENSIONAMENTO.....	47
2.5.1. Método Estático	48
2.5.2. Método do American Concrete Institute (A.C.I.).....	50
2.5.3. Método de Elementos Finitos - MEF	51
3. METODOLOGIA	53
3.1. DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS.....	53
3.2. DEFINIÇÃO DO MODELO ANALISADO.....	56
3.3. ANÁLISES NUMÉRICAS	58
3.3.1. SIGMA/W.....	59

3.3.2. ELPLA	60
3.4. PARÂMETROS ANALISADOS.....	63
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES	64
4.1. SIGMAW.....	64
4.1.1. Resultados Gerais.....	64
4.1.2. Resultados Máximos	72
4.1.3. Tendências.....	83
4.2. ANÁLISES EM MODELAGEM 3D – ELPLA.....	88
4.2.1. Resultados Gerais.....	89
4.2.2. Resultados Máximos	102
4.2.3. Tendências.....	105
4.3. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS.....	108
5. CONCLUSÃO	112
REFERÊNCIAS.....	114

1. INTRODUÇÃO

As fundações são classificadas em dois grupos: fundações rasas ou superficiais e fundações profundas. A fundação rasa ou superficial é caracterizada por estar apoiada no solo em uma pequena profundidade de assentamento. Nestas fundações, as cargas transmitidas ao terreno são influenciadas pela distribuição de pressão sob a base da fundação, gerada pelo carregamento provindo da superestrutura.

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010), a profundidade de assentamento no terreno deve ser de no máximo duas vezes a menor dimensão em planta da fundação. Este tipo de fundação pode ser dividido em: sapatas, blocos, sapatas associadas e corridas, grelhas e radiers. Neste estudo, será abordado a interação entre fundação rasa do tipo radier e o solo.

O radier é um tipo de fundação rasa que funciona como uma laje (podendo ser de concreto armado ou protendido) e recebe todos os esforços provenientes dos pilares advindos da estrutura. Estes esforços são distribuídos em toda área de contato solo-radier. Os radiers possuem diferentes formas, podendo ser lisos, com pedestais ou cogumelos, nervurados e caixão (ABNT, 2010).

Na escolha do melhor tipo de fundação é necessário analisar primeiramente as questões geotécnicas, geológicas e estruturais, para que assim seja possível aplicar a melhor técnica de dimensionamento e de execução. Segundo Brito (1987), fundações bem planejadas alcançam um custo final de 3% a 10% da obra, caso sejam mal planejadas o custo pode ser elevado e variar 5 a 10 vezes o valor da fundação adequada para o projeto.

Joppert (2007, p. 91) comenta que:

O controle de qualidade das fundações deve iniciar-se pela escolha da melhor solução técnica e econômica, passando pelo detalhamento de um projeto executivo e finalizando com o controle de campo da execução do projeto.

Segundo Cintra et al (2003), a capacidade de um solo em receber as cargas transmitidas por uma fundação irá depender das tensões admissíveis do mesmo, sendo que a determinação destas tensões é feita em função de um fator de segurança global à ruptura ou fatores de segurança frente à deformabilidade excessiva. Porém, o solo deve apresentar sempre uma tensão admissível maior do que a tensão aplicada. Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010) a tensão admissível ou tensão resistente de projeto deve ser fixada a partir da utilização e interpretação de um ou mais dos seguintes procedimentos: método analítico (Terzaghi), semi-empírico (SPT) e prova de carga.

Souza e Reis (2008) ressaltam a importância de estudar a interação solo-estrutura, pois é fato que uma superestrutura submetida a carregamentos, quando apoiada em solos com propriedades diferentes, irá apresentar reações distintas e, conseqüentemente, uma distribuição de esforços diferente. Por isso, “para estudos de placas sobre bases elásticas são necessários conhecimentos geotécnicos e estruturais” (SALES, 1998, p. 9). O conhecimento geotécnico é importante, pois dependendo dos esforços recebidos da estrutura, será imprescindível o reforço das camadas de solo e dos elementos de fundação.

Velloso e Lopes (2011), comentam que é preciso levar em consideração a rigidez real dos elementos de fundação, quando se requer a determinação dos esforços internos e deslocamentos através da análise interação solo-estrutura. A literatura apresenta diversos modelos de cálculos aplicados ao dimensionamento de radiers a fim de analisar o seu comportamento. Velloso e Lopes (2011), afirmam que é difícil a classificação do modelo de cálculo ideal por existir vários tipos de radiers, sendo que o modelo deve ser simples, mas que possa representar o comportamento da estrutura de maneira mais realista possível.

É possível identificar, portanto, um número potencialmente elevado de variáveis que influenciam o problema de interação solo-estrutura. Estas variáveis podem ser os parâmetros de comportamento geotécnico do solo e condições de drenagem, bem como as dimensões, rigidez e sistemas de carregamento do elemento de fundação.

Uma das formas de avaliar a sensibilidade dos modelos de cálculo usualmente empregados nas análises de interação solo-estrutura, é por meio da realização de análises paramétricas. Nestas análises, o comportamento tensão-

deformação na interação entre solo e placa é interpretado à luz da variação dos parâmetros de comportamento e propriedades geométricas do problema.

Assim, a presente pesquisa propõe o estudo da interação entre solo e estrutura para um problema genérico de radier apoiado sobre solos residuais e sobre solos argilosos sedimentares. O trabalho toma como ponto inicial os parâmetros geotécnicos obtidos por Ferreira (2002) para um solo residual de arenito da Formação Botucatu, e Soares (1997) para argilas moles da grande Porto Alegre. A partir destes dados será realizado um estudo que expressa o comportamento de uma placa de concreto armado (radier) de 5 x 1 metros e 10 x 1 metros de área, com espessuras de 25, 50 e 100 centímetros, recebendo um carregamento de $P_1=150\text{kN}$ e $P_2=300\text{kN}$.

Neste trabalho, são empregados dois *softwares* para análise do problema de placa sobre solo, ambos baseados em elementos finitos. Um deles baseia-se em análises 2D, considerando a placa um elemento flexível, e tanto o solo quanto a placa como materiais com comportamento elástico-linear. O segundo *software* realiza análise em 3D, considerando a placa rígida, mas assumindo o solo como um material elásto-plástico.

1.1. OBJETIVO GERAL

O objetivo deste trabalho é avaliar a sensibilidade de modelos de cálculo empregados na análise de interação solo-estrutura às variações das propriedades de comportamento do solo e das características dos carregamentos e das placas de fundação, através de análises paramétricas, empregando os programas ELPLA e SIGMAW.

1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

De modo a alcançar o objetivo geral do trabalho, os seguintes objetivos específicos foram traçados:

- a) estabelecer os parâmetros geotécnicos representativos dos materiais tomados como referência a partir dos estudos de Ferreira (2002) para solos residuais de arenito e Soares (1997) para solos sedimentares;

- b) realizar análises elástico-lineares através de uma formulação à base de elementos finitos, com modelagem 2D, a fim de obter resultados de tensões e deformações do maciço, além dos recalques sofridos pela placa, no programa SIGMA/W;
- c) realizar análises elásto-plásticas através de uma formulação à base de elementos finitos, com modelagem 3D, a fim de obter resultados de distribuição de tensões e deformações sofridas pelo contato solo-placa, no programa ELPLA;
- d) averiguar parametricamente a influência do tipo de análise, das propriedades dos solos e características do elemento de transferência de carga, na distribuição de tensão de contato na interface solo-estrutura, nas deformações sofridas pelo maciço e os recalques sofridos pela placa.

1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho está estruturado em cinco capítulos. No Capítulo 1 faz-se a **Introdução** da pesquisa, apresentando a justificativa para a execução deste estudo e os objetivos pretendidos.

O Capítulo 2, **Revisão Bibliográfica**, é dedicado a discussão dos conceitos de fundação, os métodos de capacidade de carga, a interação solo-estrutura e o dimensionamento em radiers.

O Capítulo 3, **Metodologia**, apresenta as informações recorrentes a caracterização do estudo, englobando os parâmetros geotécnicos dos materiais e a apresentação dos *softwares* utilizados para as análises.

No Capítulo 4, **Resultados**, são expostos todos os resultados obtidos através dos dados gerados pelos *softwares*, além de uma comparação destes resultados entre os dois programas.

No Capítulo 5 são apresentadas as principais **Conclusões** obtidas através da realização deste trabalho.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão apresentados alguns conceitos relacionados ao dimensionamento de fundações com ênfase no tipo radier. Serão abordados, também, o método de capacidade de carga, procedimentos executivos e o método de dimensionamento de radiers.

2.1. CONCEITO DE FUNDAÇÃO

Azeredo (1997) cita que a fundação é a estrutura responsável em distribuir as cargas providas da construção ao solo em que se encontra apoiada. Esta mesma definição pode ser encontrada em Bell (1985, p. 1), ao citar que “Uma fundação deve distribuir e transmitir as cargas permanentes e dinâmicas da superestrutura para o substrato do solo [...]” É importante mencionar que não podem ocorrer recalques diferenciais de ampla significância, pois pode levar a superestrutura a sofrer danos (SANTANA, 2011). Segundo Vargas (2002), existem vários tipos de fundações que são projetadas levando em consideração as características geotécnicas dos solos que as suportarão e as cargas que receberão. De acordo com Spernau (1998), a escolha por um tipo de fundação depende de diversos fatores, a serem analisados pelos projetistas, sendo eles: o estudo da área topográfica, característica do maciço de solo, dados da estrutura, dados sobre as construções vizinhas e aspectos econômicos.

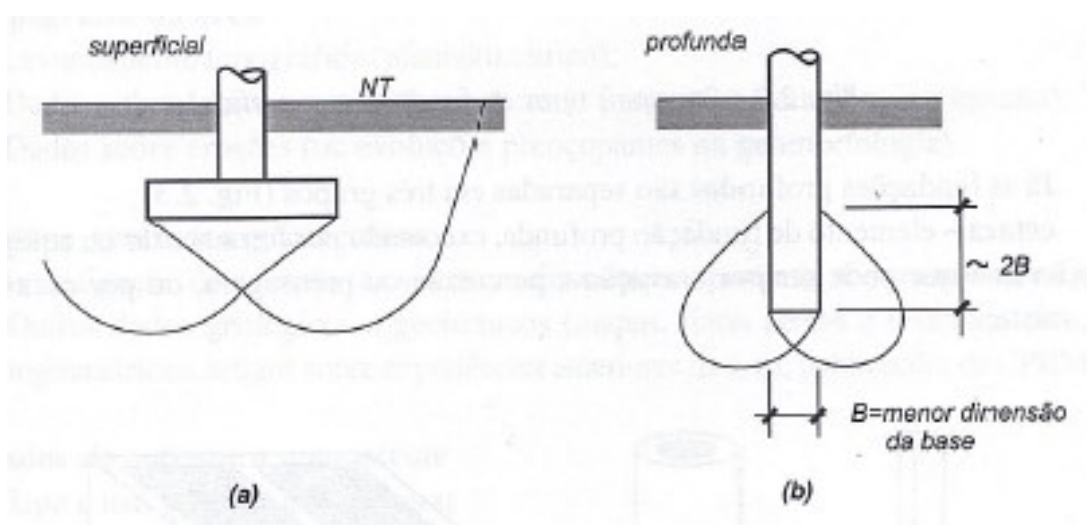
A escolha do tipo mais adequado de fundação para uma estrutura depende da profundidade em que se encontra a camada portante, das dimensões da sapata que seja compatível com o carregamento no solo, da capacidade de carga e homogeneidade do solo e ainda do tipo de superestrutura em análise. (BELL, 1985, p. 1)

Tizott (2013) salienta que, para escolher o tipo de fundação é preciso considerar alguns aspectos, como: a presença de taludes, aterros, erosões, posição de nível d'água e o tipo da estrutura a ser suportada. Logo, pode-se dizer que “[...] projetar, uma estrutura significa estudar a associação de seus elementos e prepará-

los para suportar os diferentes esforços que estão submetidos” (MORAES, 1976, p. 5).

As fundações podem ser diferenciadas em dois tipos, sendo superficiais e profundas, de acordo com critérios variados e arbitrários. Uma fundação profunda é aquela na qual o mecanismo de ruptura não se mostra na superfície e sua base encontra-se apoiada a uma profundidade superior a duas vezes sua menor dimensão e a pelo menos três metros de profundidade, como mostra a Figura 1 (ABNT, 2010).

Figura 1 - Fundações superficiais ou rasas (a) e Fundações Profundas (b).



Fonte: Velloso e Lopes (2011).

2.2. Fundações Rasas

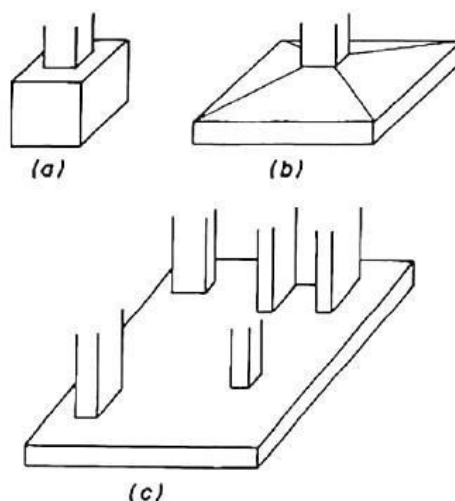
A fundação rasa, ou superficial, pode ser definida por estar apoiada ao solo em uma pequena profundidade de assentamento. As cargas transmitidas ao terreno, são influenciadas pela distribuição de pressão sob a base da fundação gerada pelo carregamento provindo da superestrutura (NBR 6122, 2010).

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010), a profundidade de assentamento no terreno, deve ser de no máximo duas vezes a menor dimensão em planta da fundação.

Cintra (2003, p. 1) destaca que “[...] o importante é que nas fundações diretas, independentemente da profundidade da base do elemento estrutural, conta-se apenas com a resistência da base”. Cintra (2003) ainda comenta que na fundação direta, a carga gerada pela superestrutura é concentrada de forma homogênea na base da

fundação, eliminando a parcela de carga que a resistência lateral consegue absorver, como em fundações profundas do tipo estacas. Na Figura 2 é possível observar as fundações rasas mais comuns.

Figura 2- Fundações rasas: Bloco (a), Sapata (b) e Radier (c)

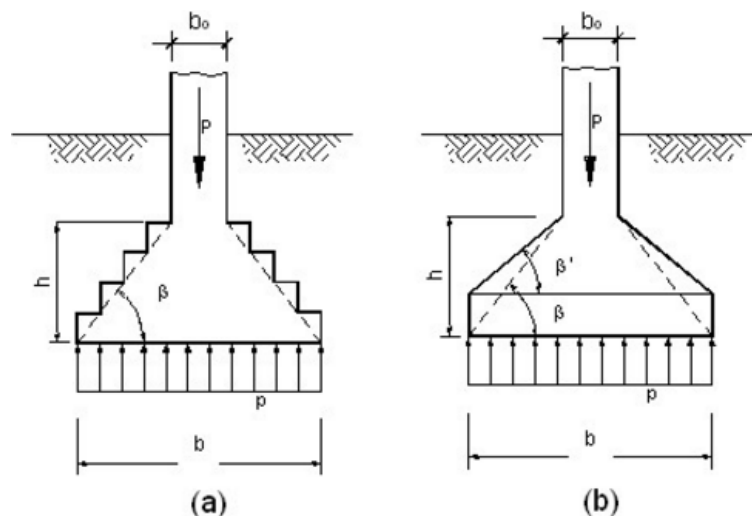


Fonte: Tizott (2013).

2.2.1. Bloco

Conforme NBR 6118 (2014, p. 196) “Blocos são estruturas de volume usadas para transmitir às estacas as cargas de fundação e podem ser consideradas rígidas ou flexíveis por critério análogo ao definido às sapatas”. A fundação superficial de bloco é feita de tal maneira que dispensa o uso de armadura (horizontal) para flexão em seu dimensionamento, sendo que as tensões de tração, que são máximas na base, são resistidas pelo próprio concreto (ABNT, 2010). Esse tipo de fundação, assume normalmente algumas formas, sendo elas: bloco escalonado ou pedestal (a); ou tronco de cone (b), conforme ilustrado na Figura 3.

Figura 3 - Blocos de Fundação



Fonte: Hachich (1998).

Logo, uma das características marcantes deste tipo de fundação é possuir uma grande rigidez através de concreto simples, ciclópico ou em alvenaria de pedra, além de resistir a compressão simples. Por dispensar a armação de aço, sua execução, conseqüentemente, torna-se mais barata, em relação à mão de obra e materiais. Por outro lado, possui um alto consumo de concreto, o que leva a encarecer o projeto da fundação (HACHICH, 1998).

2.2.2. Sapata

De acordo com NBR 6122 (ABNT, 2010, p. 2):

Elemento de fundação superficial de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração nele produzidas não sejam resistidas pelo concreto, mas sim pelo emprego da armadura. Pode possuir espessura constante ou variável, sendo sua base em planta normalmente quadrada, retangular ou trapezoidal.

A forma mais econômica e prática de executar esse tipo de fundação é a retangular ou piramidal, em virtude da quantidade de concreto utilizada. Quando se utiliza formatos arredondados ou escalonados, exige-se mais tempo de trabalho com formas (CAPUTO, 1982).

Segundo Hachich (1998, p. 227), “as sapatas, são elementos de apoio de concreto armado, de menor altura que os blocos, que resistem principalmente por flexão”. Elas podem assumir a forma de sapata quadrada ($B=L$, onde a dimensão

lateral é a mesma da base), sapata corrida ($L \gg B$) e sapata retangular (para segurança nos cálculos geotécnicos, utiliza-se $L \leq 5B$). Ainda comenta que as sapatas podem ser associadas em razão das disposições dos pilares.

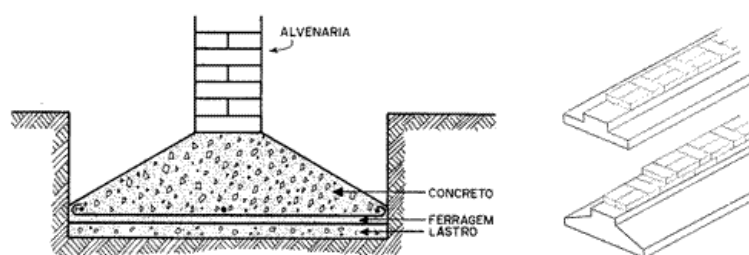
No projeto de fundações diretas, a primeira etapa é o posicionamento em planta, para uma determinada tensão admissível previamente estimada em seu dimensionamento. As dimensões são feitas por tentativa até que se consiga estipular um dimensionamento econômico (VELLOSO E LOPES, 2011).

Carvalho e Pinheiro (2009), comentam que as vantagens das sapatas, comparadas às outras fundações, é sua rapidez de execução e a não necessidade de equipamentos específicos. Na Figura 4 são apresentados alguns tipos de sapata.

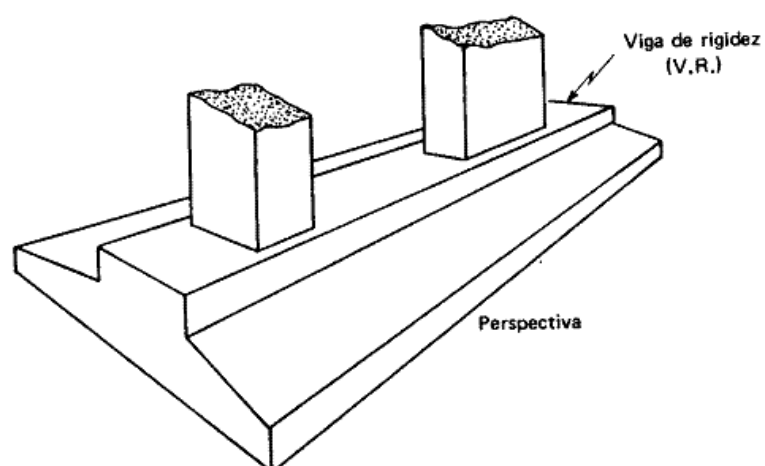
- a) sapata Corrida: Os pilares sobrepõem a uma base adjacente de forma que sejam alocados em filas com espaçamento curto. Este tipo de fundação desenvolve-se para paredes, muros contínuos ou elementos mais longos. Assim, com pilares espaçados, são geradas forças cortantes longitudinais e momentos fletores. Este é um problema típico de uma viga contínua sobre pilares, sendo necessário o aumento da sua rigidez, através de uma viga de ligação entre as sapatas em toda extensão, não deixando de considerar o tipo de solo, requisitos de construção e nível da fundação (BELL, 1985).
- b) sapata Associada ou Combinada: Segundo Hachich (1998), são utilizadas quando não é possível projetar uma sapata isolada para cada pilar, por causa das altas cargas estruturais que geram tensões de contato superiores à tensão admissível. Nestes casos, a solução é projetar uma única sapata para que trabalhe como fundação para dois ou mais pilares.
- c) sapata Isolada: O pilar é acomodado no centro da sapata, onde é conduzida a momentos fletores aproximadamente iguais nas duas abas, em relação a mesa da sapata. Com isto, os balanços devem ser iguais nas duas direções. (HACHICH, 1998 p. 229).

Figura 4 - Tipos de Sapatas

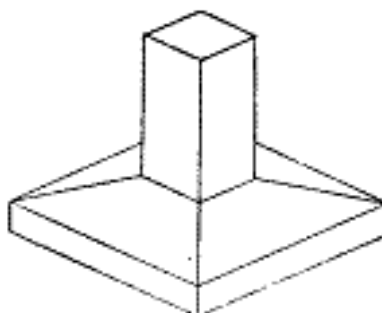
Sapata Corrida



Sapata Associada



Sapata Isolada



Fonte: Carvalho e Pinheiro (2009)

2.2.3. Radier

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010), o radier pode ser definido como um elemento de fundação superficial que abrange todos os pilares da obra ou carregamentos distribuídos.

American Concrete Institute ACI 366.2R-88 (1993) discorre que o radier é uma laje sobre o solo que continuamente é suportada pelo solo, cujo total do carregamento, quando uniformemente distribuído, teria uma capacidade de suporte admissível do solo menor ou igual a 50%. Ainda salienta, que a espessura da laje pode ser variável ou uniforme, quando contém elementos de nervura ou vigas. Este tipo de fundação pode ser executado de várias formas, sendo elas concreto simples, concreto reforçado ou protendido. O aço utilizado, neste caso, serve como reforço para efeitos de retração do concreto, carregamento estrutural e temperatura.

Segundo Caputo (1982), na fundação rasa do tipo radier, os esforços recebidos dos pilares ou das edificações são transmitidos ao solo. Para suportar esses esforços, o radier pode ser executado em concreto protendido ou armado e só deve ser realizado quando:

- O solo possuir baixa capacidade de carga;
- Existir a possibilidade de deixar uniforme os recalques;
- Houver aproximação excessiva das áreas de sapatas isoladas ou quando a área destas for maior que a metade da área de construção, ou seja, cinquenta por cento.

Assim, Bell (1985) comenta que as fundações em radier tornam-se viáveis economicamente quando o terreno possui um solo de baixo suporte ou onde os recalques diferenciais devem ser mínimos. Outro ponto importante é que centro de gravidade do radier e o dos pilares devem estar coincidindo. Ou seja, o radier só não obedece uma forma simétrica caso o arranjo dos pilares for variável ou se dispostos assimetricamente. Certamente:

Recorre-se a esse tipo de fundação quando o terreno é de baixa resistência (fraco) e a espessura da camada do solo é relativamente profunda. Estando a camada resistente a uma profundidade que não permite a cravação de estacas, devido ao pequeno comprimento das mesmas, e por ser onerosa a remoção da camada fraca de solo, optamos pela construção do radier (...), para tanto constrói-se em concreto armado com armadura cruzada na parte superior e na parte inferior. (AZEREDO, 1997 p. 34)

Almeida (2001) comenta que muitos problemas relativos à construção civil no Brasil poderiam ser resolvidos se houvesse a existência de uma norma brasileira, específica para radier, a fim de nortear as fases de projetos e concepção da construção civil, dando a devida atenção para este tipo de fundação.

Doria (2007, p. 5) comenta que “na construção civil brasileira, a utilização de radier está repleta de mitos. Um desses mitos estabelece que o sistema composto por estacas e vigas baldrame seria mais econômico”. Dito como verdade há muitos anos, devido à escassez do concreto usinado, sendo que hoje o radier pode ser executado de forma econômica, proporcionando uma plataforma estável para todo o elemento construtivo. Ainda comenta que antes de começar a execução, há vários fatores para se averiguar que influenciam diretamente no desempenho do radier como tipo do solo, qualidade do concreto utilizado na base e no acabamento na superfície, uniformidade do suporte da base e o tipo de espaçamento de juntas. Mas, a parte realmente importante do projeto, e que pode comprometer toda estrutura para este tipo de fundação, é a capacidade de suporte do solo. Logo, a caracterização e a preparação do solo para proporcionar um suporte uniforme para a laje são de extrema importâncias.

O radier deve possuir uma base bem nivelada e compactada em sua execução, caso haja necessidade de melhoramento na base da fundação, deve ser realizado: drenagem e compactação ou estabilização do solo. A base do radier deve ser uniforme, e devido aos carregamentos aplicados serem distribuídos em grandes áreas as pressões na mesma normalmente são baixas. Logo, quando não é possível obter uma base uniforme, deve-se aplicar uma sub-base, afim de corrigir a base (REBELLO, 2008).

Segundo Pordeus (2009) as etapas de construção de um radier armado são as seguintes:

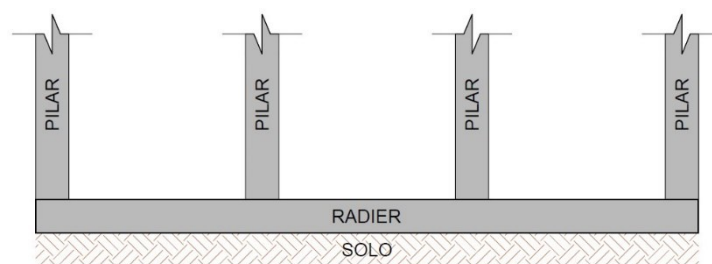
- i. Serviços preliminares: Execução de embasamento de tijolos furados, a fim de receber o aterro de nivelamento;
- ii. Movimentação de terra: Aterro de nivelamento ou apiloamento de substrato, se necessário;
- iii. Impermeabilizações: Pode ser usada lona plástica;
- iv. Fundações: Contempla as etapas de colocação de armadura, colocação de formas (bordas), esperas de instalações elétricas e hidrossanitárias e lançamento do concreto com f_{ck} especificado em projeto.

Dória (2007) salienta que os radiers podem ser classificados de várias formas, sendo a geometria, rigidez e flexão, e a tecnologia. Na execução, é preciso obedecer a espessura de 0,15 metros à 2,00 metros, dependendo de onde serão empregados. Todas as classificações de radiers apresentadas a seguir, são especificadas por ordem de rigidez.

Com relação a geometria os radiers podem ser divididos de quatro formas, sendo elas:

- a) *radiers lisos*: Esta forma específica de fundação é muito utilizada em edificações de baixa renda pela sua grande facilidade de execução e economia, conforme mostrado na Figura 5 (PACHECO, 2010).

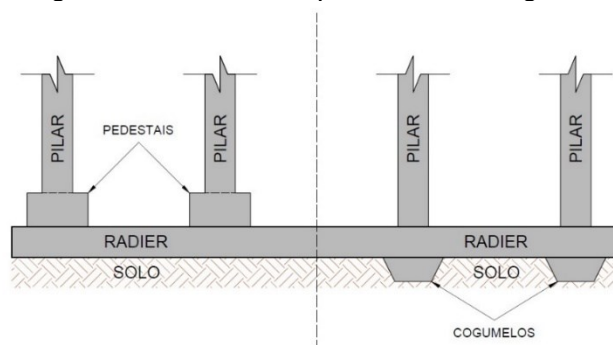
Figura 5 Radier Liso



Fonte: Xavier (2015).

- b) *radier com pedestais ou cogumelos*: Tem a vantagem de melhorar a resistência a flexão e o esforço cortante. Os pedestais podem ficar, tanto superiores a base, quanto inferior, sendo que a segunda forma deixa a estrutura mais limpa, visualmente, e há facilidade na escavação, conforme ilustrado na Figura 6 (RIBEIRO, 2010).

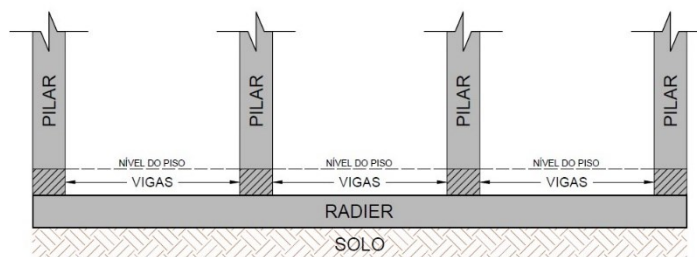
Figura 6– Radier com pedestais ou cogumelos



Fonte: Xavier (2015).

- c) *radier nervurado*: A execução deste tipo pode ser tanto superior quanto inferior, sendo o último executado sobre a escavação. Já na superior, é necessário melhorar a superfície com agregado, de forma que o piso fique plano, como mostra a Figura 7 (HACHICH, 1998).

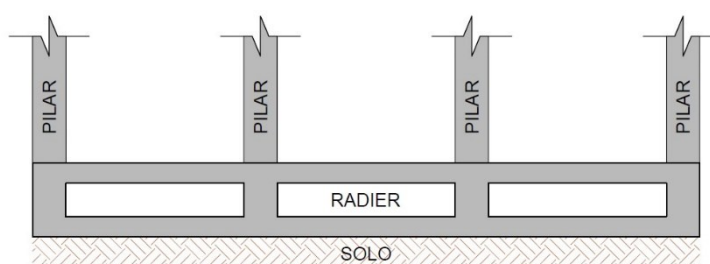
Figura 7 – Radier nervurado



Fonte: Xavier (2015).

- d) *radier em caixão*: Normalmente é utilizado quando é preciso uma estrutura de fundação mais rígida, pois pode ser executado com vários pisos. É formado por duas lajes paralelas e perpendiculares aos pilares. Sua principal utilização é em reservatórios e fundações flutuantes, onde fissuras e recalques diferenciais são indesejáveis. A Figura 8 mostra um exemplo de radier na forma de caixão (VELLOSO E LOPES, 2011).

Figura 8 - Radier em Caixão



Fonte: Xavier (2015).

No que diz respeito a rigidez, a fundação do tipo radier pode ser classificada também quanto sua rigidez à flexão, sendo dividida em duas categorias: Rígidas e Flexíveis (elásticas) (PACHECO, 2010).

Segundo Dória (2007, p. 8), “os radiers rígidos são aqueles cuja rigidez a flexão é relativamente grande, portanto o elemento estrutural pode ser tratado como

rígido. Os radiers elásticos possuem menor rigidez e os deslocamentos relativos da placa não são desprezíveis”.

Para o *American Concrete Institute* – ACI (1988) o radier é dito como rígido se:

- a) o espaçamento entre colunas l atender a condição da equação 1:

$$l \leq \frac{1,75}{\sqrt[4]{\frac{k_v b}{4E_c I}}} \quad (1)$$

Onde b é a largura da faixa de influência da linha de coluna, k_v é o coeficiente de reação vertical (corrigido para a forma e dimensão do radier) e $(E_c \cdot I)$ é a rigidez à flexão da faixa.

- b) o espaçamento das colunas e a variação das cargas não devem ultrapassar 20%.

Velloso e Lopes (2011) discutem que para o dimensionamento estrutural, as faixas devem ser calculadas de forma que as vigas de fundação fiquem independentes e a pressão no contato de cada faixa seja encaminhada para o eixo das vigas, a fim de conceber um elemento de cálculo unidimensional.

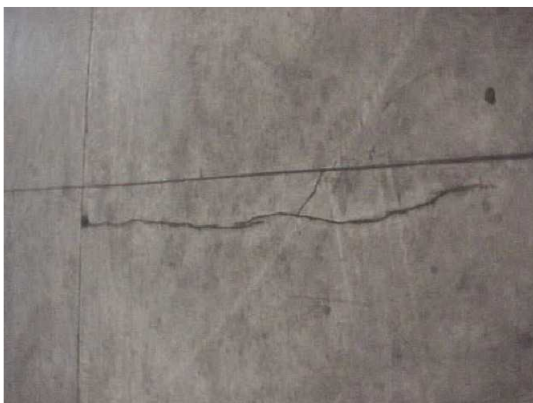
Quanto “a tecnologia empregada na execução de radier é o concreto armado e o concreto protendido, com a utilização de cordoalhas engraxadas” (DÓRIA, 2007 p. 9).

Na execução do radier em concreto armado, a sua espessura é determinada devido à resistência à compressão do concreto. Contudo, “a resistência à compressão também tem influência na deformação de retração, na deformação lenta e nas deformações devido à variação da temperatura ambiente” (DÓRIA, 2007 p. 9). Essa resistência é fundamental para o desempenho estrutural do radier armado. Durante a execução do radier, Dória (2007 p. 9) comenta que:

[...] a concretagem e o acabamento superficial são igualmente importantes tanto quanto a resistência do material, porque essas operações produzem um efeito significativo sobre a qualidade de camada fina (de 1,5 mm a 3,0 mm) na superfície superior do radier, evitando principalmente o aparecimento de fissuras. Na fabricação do concreto deve-se ter cuidado com os seguintes fatores: resistência à compressão, quantidade mínima de cimento, tamanho máximo do agregado graúdo, slump e uma pequena quantidade de ar incorporado.

Almeida (2001), comenta que as fissuras podem aparecer em virtude da movimentação do solo, do comportamento do concreto seja ele térmico ou até mesmo de retração, por atuação de sobrecarga, entre outros. As fissuras em radiers sem armadura, não poderiam ocorrer pois os carregamentos são calculados com valores de tensões a tração inferiores a resistência do concreto na flexão. Segundo Dória (2007) as fissuras mais frequentes em radiers de concreto armado são ilustradas nas Figuras 9,10 e 11.

Figura 9 - Fissuração paralela à junta de contração;



Fonte: Almeida (2001).

Figura 10 - Fissuras superficiais concentradas.



Fonte: Almeida (2001).

Figura 11- Fissuras de retração por evaporação.



Fonte: Almeida (2001).

2.3. MÉTODO DE CAPACIDADE DE CARGA EM FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

Segundo Cintra (2003), a capacidade de um solo em receber as cargas transmitidas por uma fundação, irá depender das tensões admissíveis do mesmo, sendo que a determinação destas tensões é feita em função de um fator de segurança global à ruptura ou fatores de segurança frente à deformabilidade excessiva. Porém, o solo deve apresentar sempre uma tensão admissível maior do que a tensão aplicada.

A norma técnica NBR 6122 (2010), recomenda que a determinação de capacidade de carga dos solos seja realizada a partir de pelo menos um dos seguintes métodos: analíticos (por exemplo Terzaghi); métodos semi-empíricos (por exemplo correlações com ensaio SPT) e provas de carga.

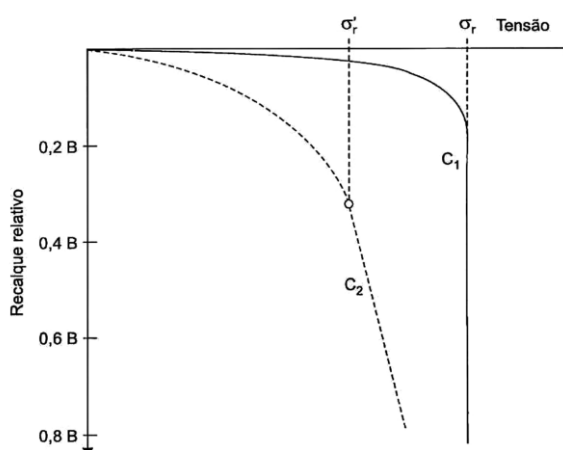
2.3.1. Métodos analíticos

Na literatura, são reportados vários métodos analíticos para a determinação da capacidade de carga em fundações rasas. Dentre estes, o método de Terzaghi é o mais frequentemente citado e por conta disto é o único abordado neste trabalho. Velloso e Lopes (2011) apresentam extensa revisão sobre o tema.

O método de Terzaghi (1943), aplica-se somente para fundações diretas em que a profundidade de assentamento (h) é menor que a largura da fundação (B) e se aplica em solos de diversas categorias, sejam coesivos ou friccionais (c, ϕ), solos não coesivos ou granulares ($c=0$) e solos puramente coesivos ($\phi = 0$).

Terzaghi (1943 apud VELLOSO E LOPES, 2011), define que sob ação de uma fundação superficial, a ruptura do solo pode ocorrer de dois modos, conforme mostrado na Figura 12, onde são ilustradas as curvas típicas, C_1 (solo mais resistente) e C_2 (solo menos resistente), com relação da tensão x recalque.

Figura 12– Curvas de tensão x recalque de Terzaghi (1943).



Fonte: Cintra (2003).

A ruptura é perfeitamente caracterizada pela abscissa σ_r da tangente vertical à curva se o solo é menos resistente.

Nesse caso a curva será do tipo C_2 e a ruptura não é bem definida, caracterizando uma ruptura local, e a capacidade de carga é arbitrada por Terzaghi como sendo a abscissa σ'_r a partir do ponto em que a curva se torna retilínea. Atualmente essa teoria ainda é motivo de discussões em se tratando do modelo adequado de ruptura para solos com ruptura local, como é o caso da curva C_1 . (CINTRA, 2003, p. 4)

Um dos métodos utilizado para dimensionamento de radiers é o das vigas. Neste, o radier é dividido em pseudo-vigas que possuem uma largura pequena se comparado a profundidade, (por exemplo vigas de 20 a 30 centímetros). Como é provável que este radier esteja a uma profundidade maior que 30 centímetros, o método de Terzaghi se aplicaria a estes casos (critério de profundidade de assentamento em função da largura), pois foi concebido para fundações corridas, em que uma dimensão é muito maior que a outra.

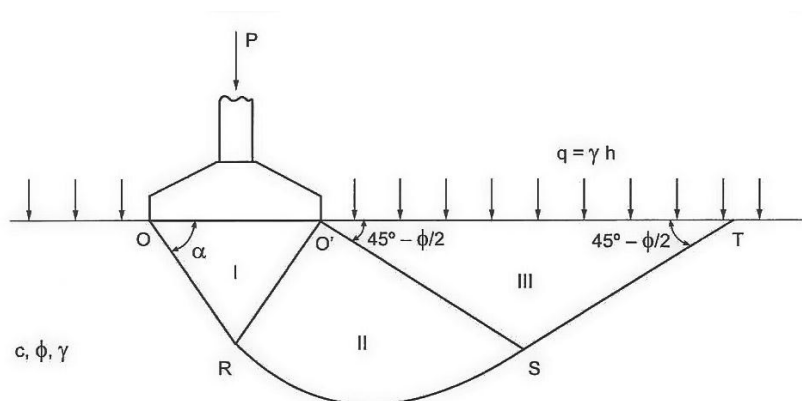
Terzaghi (1943) concretiza sua teoria de capacidade de carga vertical através de três hipóteses:

- A sapata é corrida, de comprimento bem maior do que sua largura ($L/B > 5$);

- Desprezando a resistência ao cisalhamento do solo situado em um nível acima da base da sapata, aplica-se uma sobrecarga $q = \gamma h$. A profundidade de assentamento deve ser menor que a largura da sapata ($h \leq B$).
- A base da sapata é constituída por solo do tipo compacto de acordo com o modo de ruptura geral.

Na Figura 13 consegue-se visualizar a superfície de potencial ruptura através do segmento ORST.

Figura 13– Superfície de potencial ruptura



Fonte: Cintra (2003).

A fórmula geral de Terzaghi (1943), para capacidade de carga é mostrada na equação 2.

$$\sigma_r = c N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_y \quad (2)$$

Onde:

σ_r = Tensão de ruptura do solo;

c = Coesão do solo;

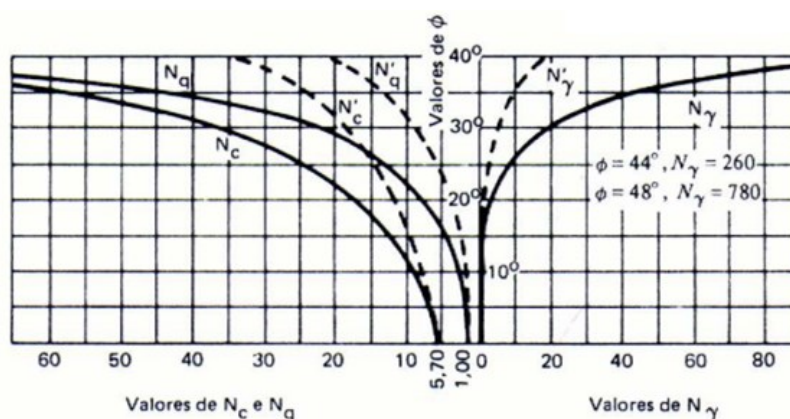
q = Sobrecarga ($q = \gamma h$);

γ = Peso específico efetivo do solo;

B = Largura total da fundação.

N_c , N_q e N_y = fatores de capacidade de carga referentes à coesão, à sobrecarga e ao peso do solo (dependendo unicamente do ângulo de atrito ϕ do terreno, sob a base de fundação). Estes fatores podem ser encontrados na Figura 14.

Figura 14 - Ábaco para a obtenção dos fatores de carga (Terzaghi).

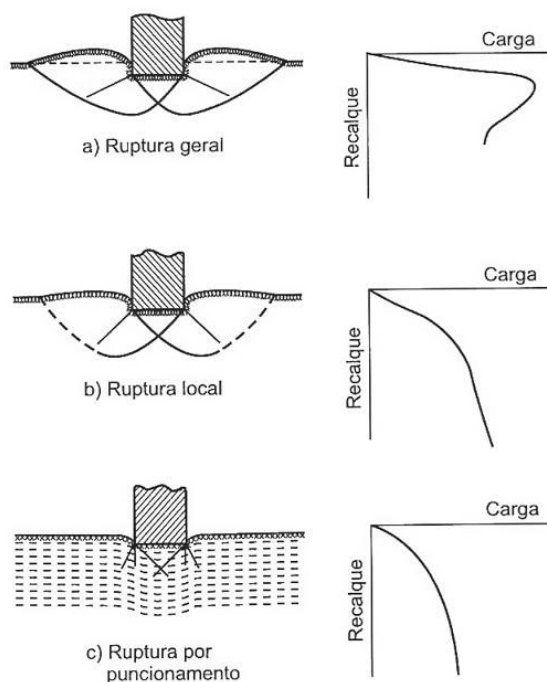


Fonte: Terzaghi (1943).

Vesic (1975 apud CINTRA, 2003) mostra através da Figura 15, os possíveis modos de ruptura segundo a teoria de Terzaghi, sendo eles (a) ruptura geral, caracterizada por ser de forma repentina, também conhecida por ser uma ruptura contínua, partindo da base até a superfície do terreno. Em geral pode causar tombamento da estrutura; (b) ruptura local é considerada como intermediária por ficar entre a ruptura geral e por puncionamento. Quando há ocorrência deste tipo de ruptura, que normalmente é notável em uma região imediatamente abaixo da fundação, não ocorre risco de tombamento da estrutura; (c) ruptura por puncionamento, onde, no momento em que uma carga é aplicada, a mesma tende a afundar verticalmente, mas sem prejudicar o solo externo, devido à compressão do “solo subjacente”. Com o aumento da carga o solo tende a cisalhar no contorno da fundação.

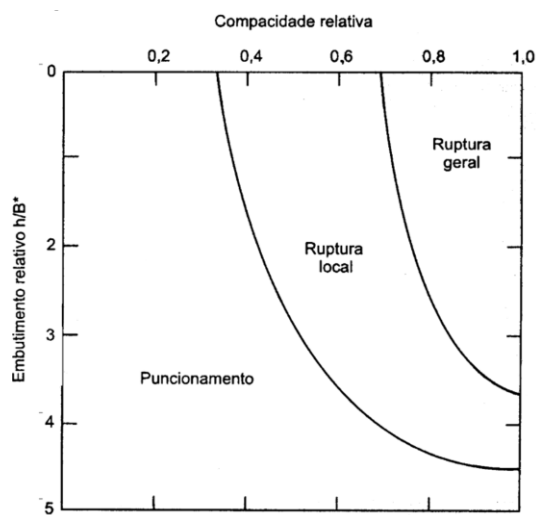
Velloso e Lopes (2011) salientam que, aumentando a carga em solos não preparados, poderão surgir deslocamentos plásticos, gerando deformações irreversíveis. Se forem aplicadas pequenas cargas, os recalques tornam-se proporcionais, para que ao longo do tempo estabilizem-se e tendam a zero. Mas, se esse carregamento for maior do que o solo pode suportar, surge uma zona de deformação plástica, ou seja, se ultrapassa o limite elástico. Assim, se a carga continuar sendo aumentada, os recalques aumentarão de forma a ocorrer a ruptura do solo. Quando isto ocorre, pode-se dizer que foi encontrado o limite de resistência da fundação ou a capacidade de carga de ruptura. A Figura 16, ressalta as condições que ocorrem nas rupturas em relação à capacidade relativa ou densidade relativa x embutimento relativo ou profundidade relativa h/B .

Figura 15– Modos de ruptura proposto por Terzaghi (1943)



Fonte: Velloso e Lopes (2011).

Figura 16 – Condições que ocorrem as rupturas.



Fonte: Velloso e Lopes (2011).

Terzaghi (1943 apud CINTRA, 2003 p. 9) recomenda “o uso de valores reduzidos de coesão (c') e ângulo de atrito interno (ϕ) dos parâmetros de resistência do solo” em solos pouco resistente. As equações 3 e 4, expressam as propostas de redução destes parâmetros sugeridas por Terzaghi (1943).

$$c' = \frac{2}{3} c \quad (3)$$

$$tg\phi' = \frac{2}{3}tg\phi \quad (4)$$

2.3.2 Métodos semi-empíricos

No meio técnico brasileiro é bastante difundido o emprego de formulações para determinação da capacidade de carga de fundações baseadas em correlações com ensaios de campo, sobretudo com o ensaio SPT. Um exemplo é a equação 5 :

$$\sigma_{adm} = 0,02.N \text{ (MPa)} \quad (5)$$

Onde, N (em MPa) é a médias dos valores de N_{spt} medidos na profundidade compreendida pelo bulbo de tensões. Assim, a profundidade atingida pelo bulbo de tensões deve ficar dentro do intervalo de 1,5 a 2 vezes a largura da sapata. Esta equação, só é válida para solos naturais em que o N_{spt} fique entre 5 e 20. O intervalo mencionado serve para não permitir o emprego de fundações superficiais em solos moles ou fofos, além de limitar a tensão admissível em no máximo 0,4 MPa.

O outro método aplicado à determinação de tensão admissível, que consiste no uso de prova de carga será discutido no item 2.3.3.

2.4. INTERAÇÃO SOLO – ESTRUTURA

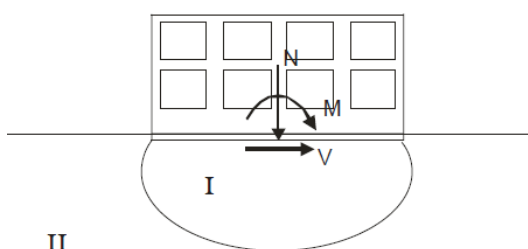
Segundo Dória (2007), a interação solo-estrutura fornece, de modo real, todo deslocamento e os esforços internos causados pela fundação, podendo ser obtidos de forma direta, com análises de interações indiretas, e por pressão de contato ao solo. A determinação das pressões de contato é necessária para o cálculo dos esforços internos no radier, a partir do qual é feito seu dimensionamento estrutural.

VSL Internacional LTD (1990) comenta que a região do solo no entorno da fundação sofre tensões e deformações resultantes das cargas horizontais e do peso próprio, aplicadas ao solo. Dória (2007, p. 21) salienta que:

A deformação no solo diminui à medida que a distância entre o ponto considerado e a fundação aumenta, e a região além desta distância exerce uma influência pouco significativa no comportamento global da estrutura. Consequentemente, essa região do solo pode ser modelada como rígida.

Na Figura 17, é possível observar a interação solo-estrutura, onde a região I pode ser considerada deformável sob a fundação, e a região II como uma região rígida. Quando é tratado sobre o limite entre as duas regiões, é necessário um estudo mais detalhado, já que a região II que fica em contato com a estrutura pode ser modelada como uma parte do sistema estrutural interno.

Figura 17– Interação solo-estrutura



Fonte: Dória (2007).

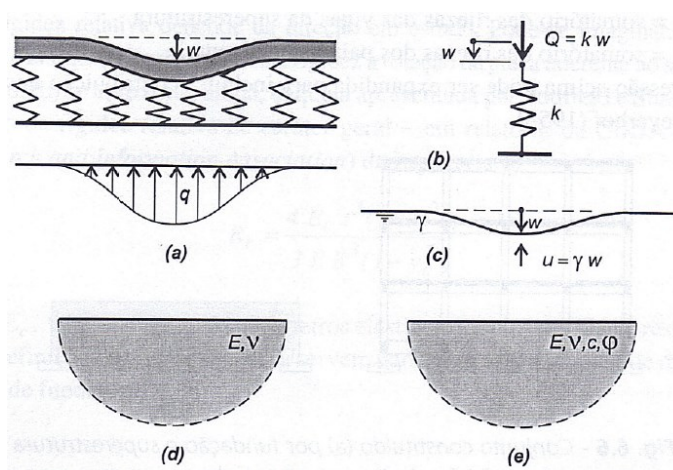
Ainda na Figura 17, são possíveis obter duas análises de formas distintas: primeira, assumindo o radier como uma fundação rígida e segunda, assumindo que os momentos e as forças obtidas na base da fundação contribuem para o dimensionamento da mesma, através das reações aplicadas na base. Existem vários métodos que podem ser adotados, dependendo de como é aplicada a distribuição de pressão no solo. Essas distribuições podem ser método de distribuição de pressão linear do solo (fundações pequenas), método de fundação elástica simples (fundações flexíveis, relativamente grandes) e avançado (BRANDI, 2004). Segundo ACI (1993), a interação pode se propagar por logas anos, até que seu equilíbrio seja estabelecido, entre cargas e as reações do solo.

Estes métodos, definem uma constante de proporcionalidade, k_s , que é denominada como o módulo de reação do solo, variando ao longo da fundação. No caso de radiers a fundação deve possuir uma dimensão em planta maior que 1,5 metros. Desta forma o problema da interação solo-fundação pode ser corrigido com a utilização de programas computacionais, que permitirão a variação das propriedades de comportamento do solo, a fim de exprimir o comportamento em diferentes situações (GUSMÃO, 1994).

A análise de interação solo-estrutura realizada pelo método computacional tem por objetivo analisar a estabilidade e a deformação da estrutura no solo, após a aplicação dos carregamentos sobre a placa de concreto (radier). Porém, para tais feitos são necessários entender os métodos de análise da interação solo-estrutura.

No que se refere ao comportamento de radiers são recorrentes os empregos dos modelos de Winkler (VELLOSO e LOPES, 2011; HACHICH, 1998; REBELLO, 2008; GOUVENOT, 1975; VESIC, 1961) e de meios contínuos (SIMONS, 1981; RANDOLPH, 1981; VELLOSO e LOPES, 2011; HACHICH, 1998). Algumas hipóteses em que se baseiam estes métodos são ilustradas na Figura 18.

Figura 18 – Modelo de Winkler: (a) – (c) e modelo meio contínuo (d) – (e).



Fonte: Velloso e Lopes (2011).

2.4.1. Método de Winkler para placa sobre o solo

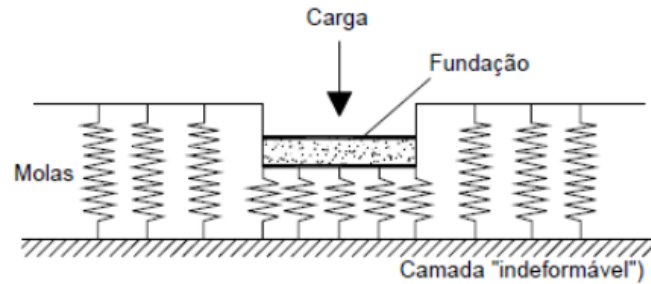
Velloso e Lopes (2011) salientam que, o solo pode ser representado em análise numérica de duas maneiras, sendo elas, por meio de molas (modelos discretos com comportamento linear ou não – método de Winkler) ou como meio contínuo (elástico linear ou não).

Pordeus (2009) comenta que o estudo de radiers apoiados em molas distribuídas ao longo da superfície de contato com o solo, é possível se as pressões de contato solo-estrutura seguirem proporcionais aos recalques.

Este modelo é considerado simples e por isso é muito utilizado, porém para solos rígidos os erros tendem a ser maiores, pois, é possível observar na Figura 19, a

não interação com as molas adjacentes daquelas em que a fundação age (ALVA, 2007).

Figura 19 – Modelo de Winkler: meio elástico de molas independentes.



Fonte: Alva, 2007.

Conforme observado na Figura 18, as pressões de contato são proporcionais aos recalques, ou seja:

$$q = k_v w \quad (6)$$

Onde:

q = tensão de contato média na base da fundação ($\frac{kN}{m^2}$);

k_v = módulo de reação vertical (m);

w = deslocamento vertical, em função do tipo de solo que compõe o maciço da fundação (recalque) ($\frac{kN}{m^3}$).

A equação 7, abaixo demonstra o cálculo para o assentamento do sistema de molas, considerando o deslocamento da placa delgada em um sistema bidimensional (DORIA, 2007).

$$D \left(\frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + \frac{2\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} \right) + k_v \omega = 0 \quad (7)$$

Onde D é a rigidez à flexão da placa, calculada por:

$$D = \frac{E_c t^3}{12(1 - \nu^2)} \quad (8)$$

Onde t é a espessura da placa; E_c é o módulo de Young do material da placa e ν é o coeficiente de Poisson do material da mesma.

Segundo Porto (2010, p. 39) a deficiência deste modelo ocorre porque:

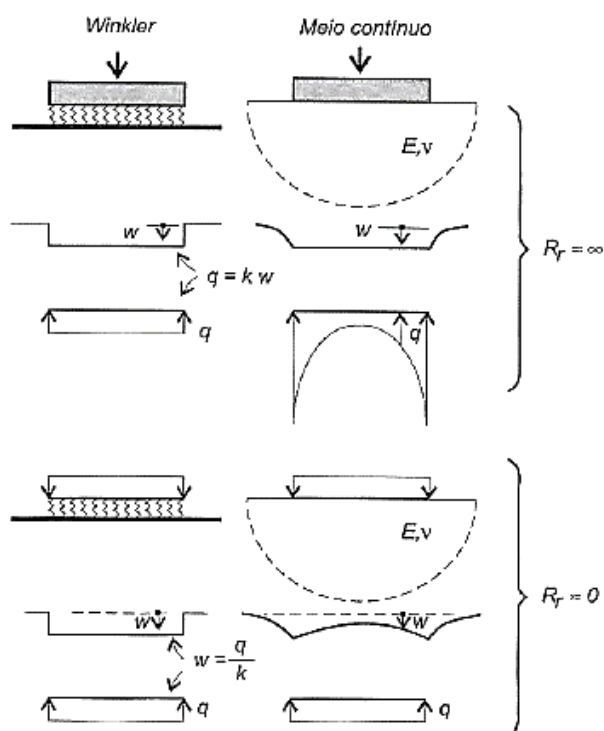
“[...] ele não leva em conta a dispersão da carga sobre uma área de influência gradualmente crescente com o aumento da profundidade e por considerar o solo como tendo um comportamento tensão-deformação linear. Seu pior defeito, porém, é considerar que as molas sejam independentes, o que quer dizer a não existência de ligação coesiva entre as partículas contidas no meio solo.”

2.4.2. Modelo de Meio Contínuo

Este modelo pode ser classificado em elástico e elastoplástico, conforme ilustrado na Figura 18 (d) e (e). No primeiro caso, descrevem-se algumas soluções para vigas e placas pela teoria da elasticidade, já no segundo, mostra-se a aplicação do modelo elastoplástico, que requer soluções numéricas, como por exemplo o método de elementos finitos (VELLOSO E LOPES, 2011).

Segundo Krahl (2011), a teoria da elasticidade possui uma modelagem numérica difícil por não considerar deslocamento sob a placa, como o método de Winkler, e sim a influência da solicitação sobre os solos adjacentes à estrutura, logo são necessárias soluções numéricas que detalhem a placa. Velloso e Lopes (2011), salientam que as respostas dos diferentes modelos, são a rigidez relativa nula (Winkler) e a rigidez relativa infinita (meio contínuo). Na Figura 20, é perceptível a diferença nas pressões de contato e recalques, em fundações rígidas e fundações muito flexíveis.

Figura 20 – Resposta dos diferentes modelos.



Fonte: Velloso e Lopes (2011).

2.4.3. Relações tensão x deformação aplicadas ao projeto de radiers

Segundo Meyerhof (1953), o fator mais importante na definição das pressões de contato é a característica das cargas aplicadas, sendo que a resultante dessas pressões deve ser igual e oposta à resultante das cargas aplicadas. Ainda salienta que o segundo fator mais importante é a rigidez relativa (R_r) entre o radier e o solo. Quanto maior a flexibilidade da fundação, mais as pressões de contato refletirão no carregamento. A rigidez relativa em radier pode ser calculada através da equação (6).

$$R_r = \frac{E_c I}{E B^3} \quad (9)$$

Onde, E_c é o Módulo de Young do material da placa, I é o momento de inércia da seção transversal da placa, E é o Modulo de Young do solo e B é a largura da placa.

Schultze (1966) salienta que a rigidez relativa está relacionada com a espessura da placa, e pode ser calculada conforme a equação (10).

$$R_r = \frac{E_c}{E} \frac{t^3}{12 B^3} \quad (10)$$

Onde, t e B são a espessura e o comprimento da placa, respectivamente.

Scarlat (1993), comenta que na literatura, a técnica que possui maior precisão no que se refere à previsão da deformabilidade do solo são as que consideram análises tridimensionais, nas quais o solo e estrutura são formados como um único sistema. Ainda salienta que este tipo de análise é muito sofisticado e precisa de métodos numéricos, como por exemplo o Método de Elementos Finitos.

Souza e Reis (2008), comentam que a análise interativa é menos precisa do que o método de análise por meio contínuo tridimensional, para mensurar a forma em que o solo se deforma, pois requer uma avaliação da quantidade de molas discretas sob a base da fundação. A representação destas molas é feita através do coeficiente de apoio elástico K_s (kN/m), que é diretamente proporcional ao módulo de reação, ou seja, constante de elasticidade da mola k_i (kN/m³) e à área carregada A_f (m²), como mostra na equação (11).

$$k_i = \frac{K_s}{A_f} \quad (11)$$

Ainda Souza e Reis (2008), salientam que o coeficiente de apoio elástico K_s não é uma constante do solo e depende de três fatores, como, forma, dimensão da fundação e tipo de construção.

De acordo com Velloso e Lopes (2011), o coeficiente de reação vertical, pode ser determinado através dos seguintes métodos: Ensaio de Placa; Tabelas de Valores Típicos e Correlações, e Cálculo do Recalque da Fundação Real.

Souza e Reis (2008), afirmam que o ensaio de placa é realizado no próprio terreno de fundação e a obtenção do k_v , definido pela equação (6), é mediante a ciclos de carga e descarga. Ainda Souza e Reis (2008, p. 163) comentam que “o ensaio de placa é de grande utilidade para a obtenção das características de resistência e deformabilidade de solo [...]”. No entanto, Gusmão (1994) comenta que nestes procedimentos o efeito de escala é rigoroso. Desta forma, verifica-se que o uso de dados obtidos por meio de provas de carga sobre placa requer cuidado.

a) Ensaio de Placa

Segundo a norma brasileira NBR 6489 (ABNT, 1984, p.1), o ensaio de placa deve ser conduzido respeitando os seguintes aspectos:

“Placa circular com área de 0,5 m², ocupando o fundo da cava; a relação L/B igual à da fundação real; a superfície da carga deve estar sempre na cota em que as eventuais bases do radier se apresenta; a medição dos recalques deve ser feita por extensômetros sensíveis a 0,01 mm, colocados em dois pontos opostos diametralmente; carregamento incremental mantido até a estabilização; os dispositivos de referência para as medidas de recalques devem estar livres da influência dos movimentos da placa, do terreno circunvizinho, do caixão ou das ancoragens; seus apoios devem achar que uma distância igual a pelo menos 1,5 vezes o diâmetro ou lado da placa, medida a partir do centro desta última.”

A norma NBR 6489 (ABNT, 1984), ainda comenta que para executar provas de carga devem ser adotados os seguintes procedimentos e/ou cuidados:

- Carga aplicada à placa em estágios sucessivos de no máximo 20% da taxa admissível provável do solo;
- Em cada estágio de carga, os recalques serão lidos imediatamente após a aplicação desta carga e após intervalos de tempo sucessivamente dobrados (1, 2, 4, 8, 15 minutos, etc.). Só será aplicado novo acréscimo de carga depois de verificada a estabilização dos recalques (com tolerância máxima de 5% do recalque total neste estágio, entre leituras sucessivas);
- O ensaio deve ser levado até pelo menos observar-se um recalque total de 25 mm ou até atingir-se o dobro da taxa admitida para o solo;
- A carga máxima alcançada no ensaio, caso não se vá até à ruptura, deve ser mantida pelo menos durante 12 h;
- A descarga deve ser feita em estágios sucessivos, não superiores a 25% da carga total, lendo-se os recalques de maneira idêntica à do carregamento e mantendo-se cada estágio até a estabilização dos recalques, dentro da precisão admitida.

Contudo Velloso e Lopes (2011, p.114) alertam que é necessário ter cuidado no momento da execução e interpretação dos resultados, sobretudo com relação aos seguintes aspectos:

“Heterogeneidade: caso haja estratificação do terreno, os resultados do ensaio poderão indicar muito pouco do que

acontecerá à fundação real; presença de lençol d'água: o recalque de placas em areias submersas pode ser até duas vezes maior que em areias secas ou úmidas; drenagem parcial: em solos argilosos, pode ocorrer adensamento, com isso o recalque observado estará entre o instantâneo e o final ou drenado; não linearidade da curva carga-recalque: pode haver um forte não linearidade, e pode haver mudança de comportamento quando o carregamento atinge a tensão de pré-adensamento.”

Velloso e Lopes (2011, p. 128), salientam que “o uso do ensaio de placa pode apresentar problema se o solo solicitado pela placa for diferente daquele solicitado pela fundação”.

“Como resultados do ensaio é apresentada uma curva pressão-recalque onde figuram as observações feitas no início e no fim de cada estágio de carga, com indicação dos tempos decorridos (ABNT, 1984 p.2).”

A interpretação do ensaio depende de qual objetivo é requerido, sendo os mais comuns:

- Obter parâmetros de deformação (E);
- Obter parâmetros de resistência (S_u ou ϕ);
- Obter coeficiente de reação vertical (k_v);
- Prever o recalque de uma fundação por extrapolação direta.

$$k_v = \frac{q}{w} \quad (6 \text{ Bis})$$

Onde “q” é a tensão de contato na base da fundação e “w” é o deslocamento vertical (recalque). A não linearidade desta relação pode requerer cálculos sofisticados, que representarão o solo através de uma mola não linear (DÓRIA, 2007). O módulo de reação vertical definido com o ensaio de placa pode ser corrigido em função da forma (I_s) e da dimensão (B) da fundação real (SOUZA, 2008). No entanto, isto não é simples pois requer uma relação entre dois modelos que geram respostas diferentes em função da rigidez da fundação. A relação que deve ser estabelecida são entre k_v e Módulo de Young do meio elástico, E , mostradas na equação 13 (VELLOSO E LOPES, 2011):

$$k_v = \frac{E}{1 - \nu^2} \frac{1}{I_s} \frac{1}{B} \quad (13)$$

Onde:

B = menor dimensão do radier;

ν = coeficiente de Poisson;

E = módulo de elasticidade;

I_s = fator de forma do radier e de sua rigidez.

Souza e Reis (2008), apresentam equações para a correção do módulo de reação vertical em função da diferença de dimensões entre placa e fundação real. Para solos arenosos, emprega-se a equação (14) e para solos argilosos a equação (15). Essa correção é necessária, uma vez que o módulo de reação vertical não é uma propriedade do maciço do solo, e sim da rigidez relativa entre a estrutura e o solo.

$$(k_s^v)_{fundação} = (k_s^v)_{placa} \left(\frac{B_{fundação} + B_{placa}}{2B_{fundação}} \right)^2 \quad (14)$$

$$(k_s^v)_{fundação} = (k_s^v)_{placa} \left(\frac{A_{placa}}{A_{fundação}} \right) \quad (15)$$

Onde,

$B_{fundação}$ – Largura do radier;

B_{placa} – Largura da placa;

$A_{fundação}$ – Área da fundação;

A_{placa} – Área da placa.

b) Uso de Tabelas

Segundo Krahl et al (2011), valores de referência, se empregados, devem ser corrigidos tanto em sua dimensão quanto em sua forma devido o fator de escala. A tabela 1 apresenta os valores fornecidos por Terzaghi (1955).

Tabela 1– Módulo de reação do solo k_{s1} em (kN/m³)

Argila	Rija	Muito Rija	Dura
<i>Qu (kN/m²)</i>	98,07 - 196,13	196,13 - 392,27	> 392,27
<i>Faixa de valores</i>	15690 - 31381	31381 - 62763	> 62763
<i>Valor proposto</i>	23536	47072	94144
Areias	Fofa	Méd. Compacta	Compacta
<i>Faixa de valores</i>	5884 - 18633	18633 - 94144	94144 - 313813
<i>Areia acima N.A</i>	12748	41188	156904
<i>Areia submersa</i>	7845	25497	94144

Fonte: Terzaghi (1955) apud Veloso e Lopes (2011).

A forma de estimar a conversão de K_{s1} , (obtido de tabelas), para o k_v , utilizado no cálculo da fundação, pode ser observado na equação 16.

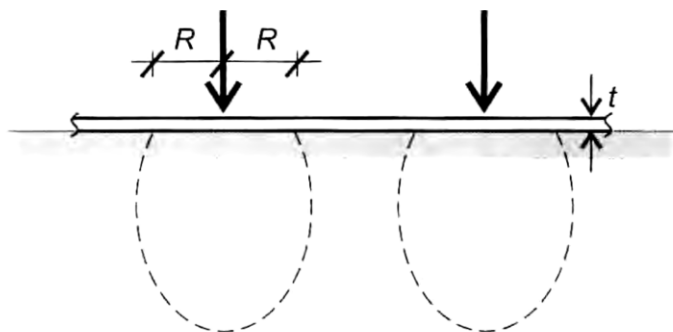
$$k_v = k_{s1} \left(\frac{b}{B} \right)^n \quad (16)$$

Onde, n varia entre 0,5 à 0,7. Deve-se adotar o menor valor de n caso a espessura da camada compressível abaixo da fundação seja inferior a quatro vezes a menor dimensão da placa (B) (ACI, 1993).

Para realizar a correção nos radiers, Souza e Reis (2008) comentam que para se obter o coeficiente é necessário utilizar a menor dimensão da placa (B) que por sua vez gera um valor de k_v pequeno, ou seja, a capacidade de suporte do maciço será baixa. Assim, a correção da dimensão poderá ser usada se as cargas forem concentradas e muito espaçadas ($1 > 2,5R$), com isso ao invés de utilizar a dimensão B , deve-se optar por uma largura de influência, como $2R$, conforme ilustrado na Figura 21. O valor de R pode ser calculado através da equação (17).

$$R = \sqrt[4]{\frac{64 E_c t^3}{3 (1 - \nu_c^2) k_v}} \quad (17)$$

Figura 21 - Zona de influência de cargas concentradas em placas flexíveis.



Fonte: Velloso e Lopes (2011).

c) Recalque da fundação real

A determinação do coeficiente de reação vertical k_v só pode ser realizada a partir do monitoramento de recalques de fundações reais se adotado o modelo de Winkler. Neste caso, como já mencionado, a relação de pressão-recalque linear, é mostrada a equação (9) (SILVA, 2005).

2.5. DIMENSIONAMENTO

A modelagem de um radier quando considerados em apoios elásticos dependem essencialmente da definição apropriada da rigidez da mola. Assim, nesta seção, serão abordados alguns modelos de cálculos para fundações do tipo radier, com a utilização da constante elástica representando a interação solo-estrutura (ISE).

Os modelos de cálculo de radier tendem a buscar a solução da equação diferencial de equilíbrio de uma placa sobre base elástica, através de alguns procedimentos de avaliação, sendo a estabilidade, capacidade de suporte e a distribuição de tensões. Assim, para o radier obter uma estabilidade e capacidade de suporte é preciso combater o recalque excessivo, que pode ser de longo tempo (consolidação) ou de forma rápida (elástica).

Em projetos de radier, o recalque máximo para solos arenosos (não coesivos) e solos argilosos (coesivos), não devem passar de 5 e 7,5 centímetros, respectivamente (MONTROYA, 1987). Montoya (1987), recomenda que, para qualquer carga hipotética a sua resultante deve estar dentro da zona de segurança da placa de

concreto, caso não esteja, é preciso fazer um estudo de distribuição de tensões sob o radier, afim de avaliar todo e qualquer problema que possa ocorrer na edificação.

Dória (2007), comenta que para obter o cálculo mais preciso da distribuição das tensões sob o radier, é preciso realizar a substituição da placa de concreto por uma malha sobre apoios elásticos equivalentes.

A literatura apresenta diversos modelos de cálculos aplicados ao dimensionamento de raders. De acordo com Velloso e Lopes (2011), é difícil a classificação do modelo de cálculo ideal por existir vários tipos de raders, pois o modelo deve ser simples, mas que possa representar o comportamento da estrutura de maneira mais realista possível. É facilmente observado por Velloso e Lopes (2011), que a estrutura é de fácil modelamento, mas o solo em que se apoia é de grande complexidade, devido às suas características e heterogeneidades, havendo inúmeras maneiras de ser modelado, visando sempre o nível de rigor desejado. Os métodos usualmente conhecidos são:

- Método estático;
- Método de placa sobre o solo de Winkler;
- Método ACI;
- Método das diferenças finitas;
- Método dos elementos finitos.

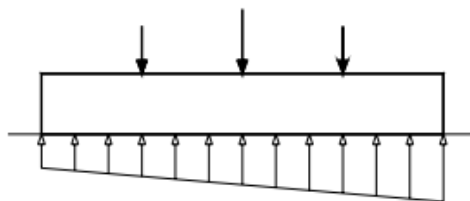
2.5.1. Método Estático

Segundo Velloso e Lopes (2011), o método estático é calculado através dos esforços internos em raders baseados em hipóteses sobre a distribuição das pressões de contato, como:

- Pressões variando linearmente sob o radier;
- Pressões uniformes nas áreas de influência dos pilares.

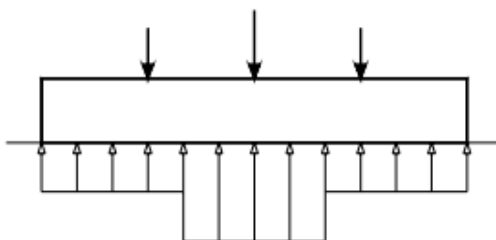
Velloso e Lopes (2011), ainda salientam que a primeira hipótese ilustrada na Figura 23, se aplica aos raders classificados como rígidos, denominado como cálculo com variação linear de pressões, já a segunda hipótese se aplica aos raders flexíveis, chamados de cálculo pela área de influência dos pilares, conforme ilustrado na Figura 22.

Figura 22– Variação linear ao longo do radier



Fonte: Veloso e Lopes (2011).

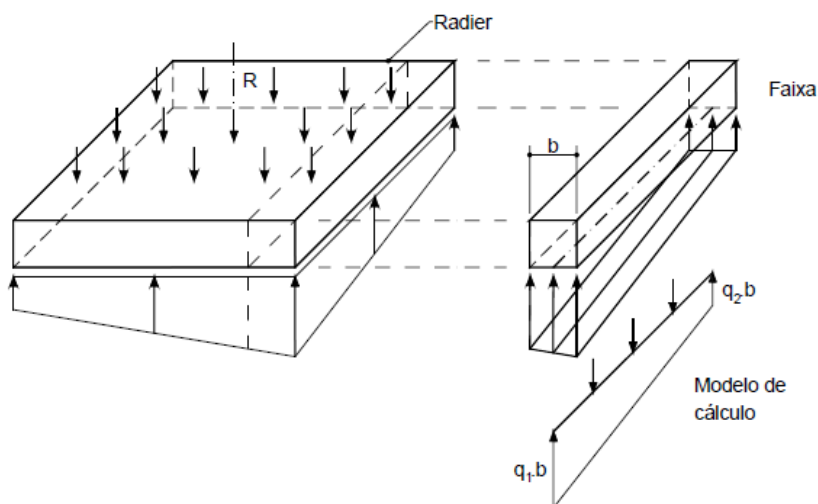
Figura 23- Pressões constantes na faixa de influência dos pilares.



Fonte: Veloso e Lopes (2011).

Delalibera (2006), comenta que o cálculo com radier rígido ou com variação linear de pressões normalmente é utilizado para radiers de grande rigidez relativa, como no caso dos nervurados e em caixão. No cálculo deste tipo, as pressões de contato são determinadas a partir da resultante do carregamento, conforme a Figura 24.

Figura 24 – Pressões de contato variando linearmente sob um radier esquema de cálculo de uma faixa.



Fonte: Veloso e Lopes (2011).

Segundo Velloso e Lopes (2011), para obter um cálculo como elemento unidimensional, é preciso que as pressões de contato participantes em cada faixa sejam projetadas para o eixo da viga.

Para que seja possível calcular a influência dos pilares pela área é preciso seguir o seguinte procedimento:

- Determinar a área de influência de cada pilar, A_f ;
- Calcular a pressão média nesta área, com a seguinte fórmula:

$$q_i = \frac{Q_i}{A_f} \quad (18)$$

- Determinar a pressão média atuante nos painéis (média ponderada dos Q_i naquele painel);
- Calcular os esforços nas lajes e vigas e as reações nos apoios, caso haja problema nas reações das cargas nos pilares, são necessários redefinir as pressões médias nos painéis.

2.5.2. Método do American Concrete Institute (A.C.I.).

Método proposto pelo ACI em 1966, segundo Velloso e Lopes (2011), é baseado no modelo de Winkler podendo ser aplicado em radiers rígidos. Este método, é obtido através dos momentos fletores e os esforços cortantes calculados em cada ponto da placa, provocado por cada pilar. O método baseia-se na execução dos seguintes procedimentos:

- i. Cálculo da rigidez à flexão da placa D (Equação 8);
- ii. Escolhe-se um número de pontos na placa para o cálculo dos esforços;
- iii. Calculam-se os momentos fletores, convertendo para coordenadas retangulares;
- iv. Calculam-se o esforço cortante em coordenadas retangulares;
- v. Os passos iii e iv são repetidos para cada pilar e os resultados são somados algebricamente.

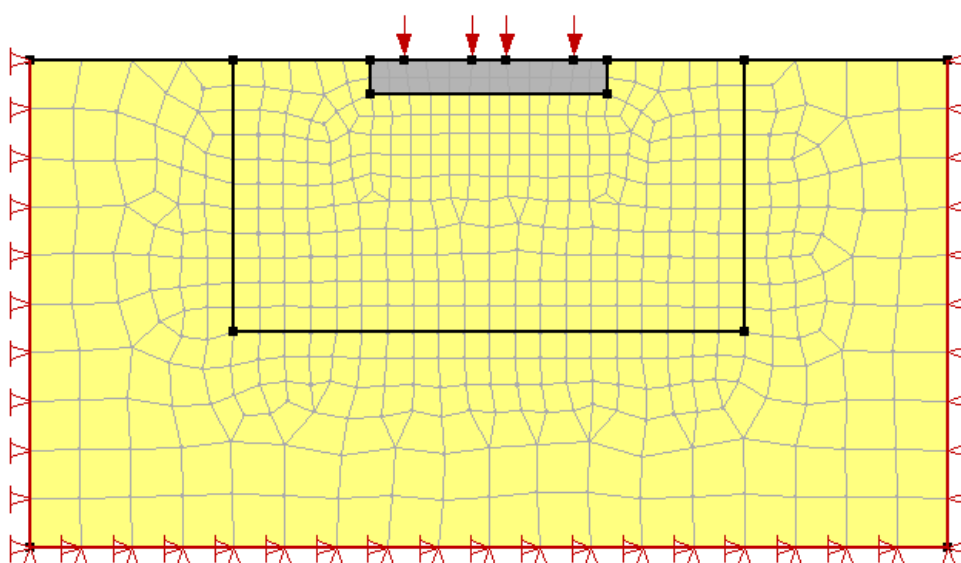
2.5.3. Método de Elementos Finitos - MEF

Porto (2010), ressalta que os chamados métodos discretos, são obtidos através de pontos de domínio, que fornecem a solução do problema através de métodos numéricos. Ainda comenta, que a exatidão é dada devido a maior quantidade de pontos em uma única solução, ou seja, mais refinada seja a malha.

O MEF é, em geral, a mais versátil e poderosa ferramenta usada na resolução de problemas da mecânica computacional. Esse método é uma evolução do cálculo matricial de estruturas. Pode-se dizer que o MEF consiste na divisão do domínio de um meio contínuo em um número discreto de subdomínios interligados entre si por pontos, em seu contorno, de maneira que o conjunto desses subdomínios se comporte de forma semelhante ao meio contínuo original. (PORTO, 2010 p. 57)

Em geral, o método de elementos finitos – MEF consiste em aproximar o emprego das funções com o que é representado em campo, a cada elemento. Esses elementos são segmentos que podem ser chamados de arcos, triângulos, retângulos ou blocos prismáticos, através de grupos de nós juntos por um segmento de linhas. Os nós são os responsáveis por formar a malha de elementos finitos. Estas malhas devem ser bem definidas para que os resultados apurados sejam rápidos (VELLOSO E LOPES, 2011), conforme ilustrado na Figura 25.

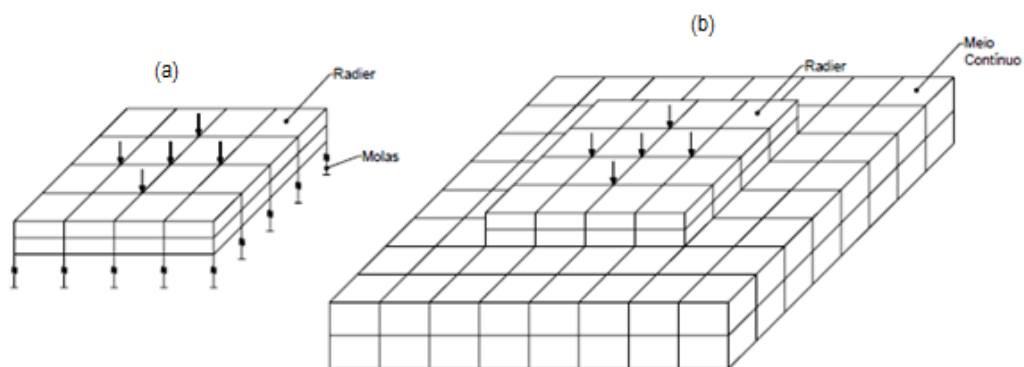
Figura 25 – Malha de Elementos Finitos.



Fonte: Autor (2016)

Ainda Velloso e Lopes (2011), salientam que os radiers podem ser discretos e simples, quando se obtém o uso de elementos de molas ou elásticos que possam representar a rigidez do solo, conforme a Figura 26 (a). Quando a modelagem utiliza elementos mais complexos, como placas ou sólidos para representar, o radier e os elementos sólidos para representar o solo, tem-se um modelo de cálculo muito complexo, que deve levar em conta principalmente a heterogeneidade do solo, conforme ilustrado na Figura 26 (b).

Figura 26– Possíveis modelos para análise de um radier pelo MEF: estático (a) e sólido (b).

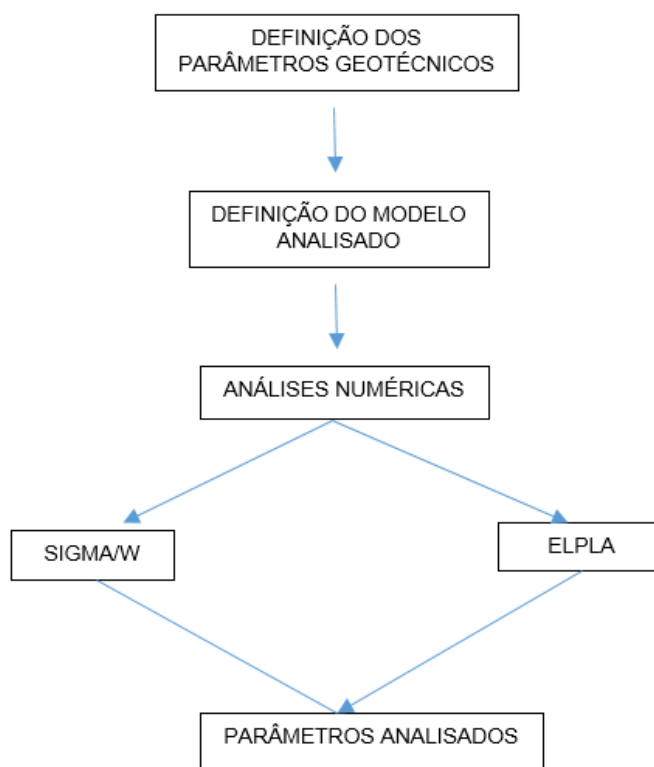


Fonte: Velloso e Lopes (2011).

3. METODOLOGIA

Os procedimentos realizados para execução deste trabalho serão discutidos neste capítulo, e podem ser observados de forma sumarizada no fluxograma da Figura 27.

Figura 27 - Fluxograma de execução



Fonte: Autor (2016).

3.1. DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Os parâmetros geotécnicos foram obtidos de estudos progressos de Ferreira (2002) e Soares (1997).

Ferreira (2002) estudou solos residuais de arenito pertencente à Formação Botucatu, oriundos do município de Novo Hamburgo (RS), no talude mostrado na

Figura 28. O solo, coletado a três metros de profundidade, tem coloração rosada, além de um grau de intemperismo acentuado.

Figura 28- Estratificação cruzada e plano paralelos em um afloramento da jazida de empréstimo



Fonte: Ferreira (2002).

Conforme Ferreira (2002), este solo apresentou índices de vazios levemente distintos a depender do exato ponto de coleta. Foram medidos valores de índices de vazios de 0,6 para um conjunto de amostras e de 0,7 para um segundo conjunto. Ferreira (2002) obteve parâmetros de comportamento geotécnico distintos para cada conjunto de amostras, conforme mostrado na tabela 2.

Tabela 2- Parâmetros geotécnicos das amostras com índice de vazios 0,6 e 0,7

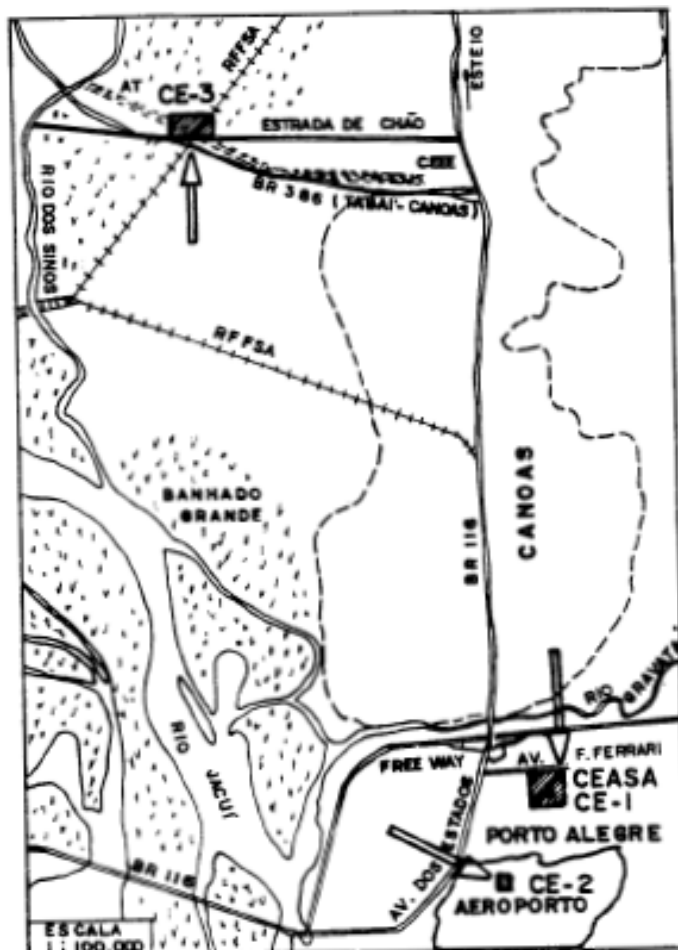
Amostra	e= 0,6	e=0,7
<i>Módulo de Elasticidade (E)</i>	40 MPa	36 MPa
<i>Coefficiente de Poisson (ν)</i>	0,33	0,33
<i>Peso específico aparente natural (γ)</i>	18 kN/m ³	17 kN/m ³
<i>Ângulo de atrito efetivo (φ')</i>	38,7°	29,3°
<i>Intercepto coesivo (c')</i>	0	0

Fonte: Adaptado pelo autor – Ferreira (2002).

O conjunto de parâmetros de comportamento relativo a solos sedimentares foi obtido de Soares (1997). O autor realizou a caracterização das propriedades geotécnicas nos depósitos de argilas mole da grande Porto Alegre. Soares (1997) estudou três áreas, localizadas na várzea do rio Gravataí, CEASA – Porto Alegre e

Aeroporto Internacional Salgado Filho. A localização destas áreas é mostrada na Figura 29.

Figura 29 – Planta de Situação dos campos experimentais.



Fonte: SOARES (1997).

Segundo Soares (1997), os solos dos três campos experimentais são classificados como argilas orgânicas a alta plasticidade. Na tabela 3, são apresentados os parâmetros de comportamento relativos a este material, tanto na condição drenada, quanto na condição não drenada.

Tabela 3 – Parâmetros geotécnicos dos solos argilosos estudados por Soares (1997).

Material	Argila (condição drenada)	Argila (condição não drenada)
<i>Módulo de Elasticidade (E)</i>	5,227 MPa	6,257 MPa
<i>Coefficiente de Poisson (v)</i>	0,33	0,49
<i>Peso específico aparente natural (γ)</i>	14 kN/m ³	14 kN/m ³
<i>Resistência ao cisalhamento não drenado (Su)</i>	-	13,4 kPa
<i>Ângulo de atrito efetivo (φ')</i>	22,1°	0
<i>Intercepto coesivo (c')</i>	5,2 kPa	-

Fonte: Adaptado pelo autor – Soares (1997).

Para a placa de concreto apresentada neste trabalho serão utilizados os parâmetros e propriedades indicados na tabela 4.

Tabela 4– Propriedades do concreto

Material	Concreto
<i>E</i>	28 GPa
<i>v</i>	0,25
<i>γ</i>	25 kN/m ³
<i>f_{ck}</i>	25 MPa

Fonte: autor (2016).

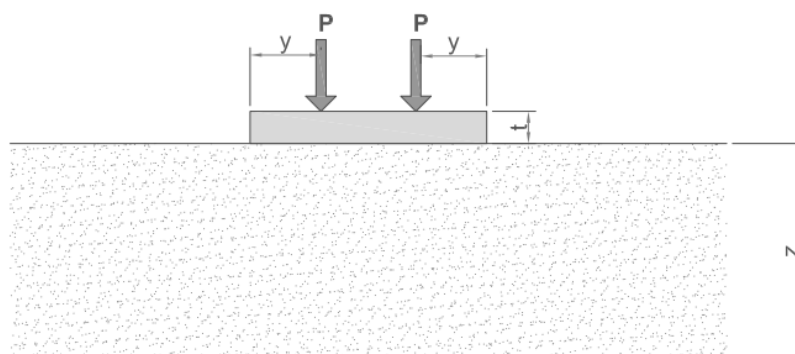
De acordo com a NBR 6118 (2014), o módulo de elasticidade do concreto pode ser estabelecido pela equação (19).

$$E = 5600 \sqrt{f_{ck}} \text{ (MPa)} \quad (19)$$

3.2. DEFINIÇÃO DO MODELO ANALISADO

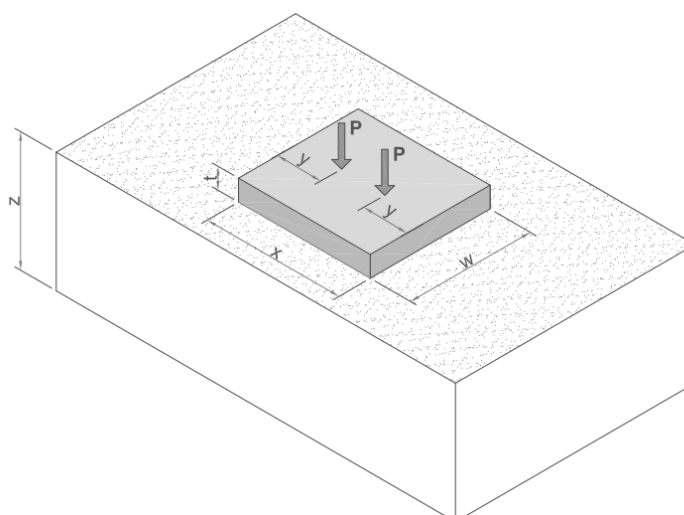
O modelo definido para a realização do estudo pode ser observado na Figura 30 para o programa SIGMA/W e 31 para o ELPLA, com suas especificações na tabela 5.

Figura 30– Modelo de análise SIGMA/W (2D)



Fonte: autor (2016)

Figura 31– Modelo de análise ELPLA (3D)



Fonte: autor (2016)

Tabela 5 – Dados para definição do modelo analisado.

	SIGMA/W	ELPLA
<i>Espessura (t)</i>	25, 50 e 100 centímetros	25, 50 e 100 centímetros
<i>Carga aplicada (P)</i>	P1=150kN e P2=300kN	P1=150kN e P2=300kN
<i>Profundidade (z)</i>	10,0 metros	10,0 metros
<i>Distância borda placa (y)</i>	1,0 metro	1,0 metro
<i>Comprimento (x)</i>	5,0 metros e 10,0 metros	5,0 metros
<i>Largura (w)</i>	-	1,0 metro

Fonte: Autor (2016)

Através do método de placa sobre o solo de Winkler foi possível obter a rigidez à flexão da placa, em função do módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson do material, além da espessura da placa. Os resultados obtidos para as placas de 25, 50

e 100 centímetros, em termo de rigidez a flexão foram: 38,89 kN.m, 311,11 kN.m e 2.488,89 kN.m, respectivamente.

3.3. ANÁLISES NUMÉRICAS

Segundo Mendes (2010, p. 36), “O método mais utilizado para análises numéricas tensão deformação é o Método dos Elementos Finitos (MEF).” Para que seja possível obter êxito nos resultados, o pesquisador precisa ter tanto conhecimentos geotécnico, quanto conhecimentos do programa que será utilizado; “pois os resultados podem ser afetados pela seleção da malha de elementos finitos, pelas condições de contorno, pela seleção dos parâmetros de entrada e interpretação crítica dos resultados” (MENDES, 2010, p. 36).

Mendes (2010, p. 36) ainda comenta que:

O MEF permite simular e analisar o comportamento mecânico de uma estrutura (infraestrutura, superestrutura e solo) bem como da vizinhança, mantendo os parâmetros geométricos da estrutura e do solo (por exemplo: superfície e estratigrafia). Com a ferramenta é possível incrementar carregamentos estáticos e dinâmicos, condições de contorno mais elaboradas, diferentes modelos constitutivos (lineares e não lineares, elásticos e plásticos), análise temporal, sequência construtiva, etc.

Segundo Silva (2005, p. 2), “[...] no método de elementos finitos, faz-se a substituição da região de interesse para uma série de nós ou pontos nodais.” Silva (2005), afirma ainda que estes nós de forma coletiva constroem a malha de elementos finitos.

Silva (2005, p. 2) salienta que “a acurácia da solução e o trabalho de computação é diretamente relacionado com o projeto da malha. Boas malhas produzem melhores e mais rápidos resultados”. No entanto, vale ressaltar que há implicações maiores nos resultados quando as malhas são menos refinadas.

Neste trabalho, foram empregados dois *softwares* que utilizam o método de elementos finitos para análise de comportamento tensão deformação em problemas geotécnicos, sendo eles SIGMAW e ELPA. Estes programas, estudam o comportamento do solo em função de sua geometria e suas propriedades, que são conectadas em nós e interagem entre si. García (2013, p. 49) observa que:

A distribuição da variável que se deseja conhecer no interior de cada elemento é aproximada por uma função de interpolação, obtendo-se um sistema de equações de cada elemento, esse sistema de equações é escrito em forma matricial e é conhecida como matriz de

comportamento do elemento. Associando-se o sistema de equações do elemento ao sistema dos elementos adjacentes, tem-se o sistema global de equações para o problema, que é resolvido com a introdução das condições de contorno do problema, assim, obtém-se os valores da variável desejada em cada nó da malha.

3.3.1. SIGMA/W

O SIGMA/W realiza análises elástico-lineares através de uma formulação à base do MEF, a fim de obter resultados de tensões e deformações do maciço. A relação entre tensões e deformações faz com que o programa analise os materiais de forma abrangente, tornando possível solucionar, tanto problemas simples, quanto complexos (FONSECA, 2013).

Para proceder as análises do programa SIGMA/W, é necessário definir as seguintes condições:

a. Geometria:

Para iniciar as análises, se faz necessário determinar primeiramente a geometria do problema a ser estudado. Esta geometria pode ser observada na Figura 32;

b. Parâmetros dos materiais:

Após estabelecer a geometria, deve-se definir os materiais que serão utilizados. Com a definição dos materiais, se faz necessário definir os modelos de comportamento a serem utilizados. No programa SIGMA/W, ao se empregar o modelo de comportamento elástico linear, os parâmetros de entrada dos materiais solo e concreto são módulo de elasticidade, peso específico e coeficiente de Poisson;

c. Condições de contorno:

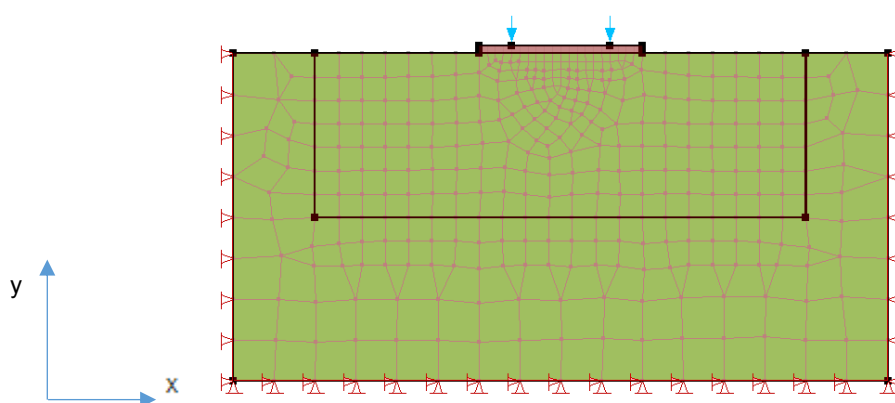
Esse fundamento determina como devem se comportar os elementos da malha predizendo quais as suas condições e características. No SIGMA/W há ferramentas que facilitam a sua utilização e enfatizam o uso para situações específicas. Neste trabalho restringiu-se os deslocamentos horizontais nas bordas do modelo ($dx=0$), e verticais e horizontais na base inferior do solo ($dx=0$ e $dy=0$) nas direções x e y . A posição em que foram inseridos não interfere nos resultados obtidos. A Figura 32, mostra o posicionamento das condições de contorno. A

carga aplicada sobre a placa foi também inserida como condição de contorno.

d. Malhas de elementos finitos:

O programa SIGMA/W, define de forma automática a malha de uma região assim que criada, podendo ser refinada conforme julgar adequado (ANGELO, 2016). O retângulo dentro do maciço, ilustrado na Figura 32, consiste em uma região construída para refinamento da malha, com o intuito de melhorar a resolução dos dados obtidos nesta região. Assim, evita-se sobrecarregar o programa com cálculos excessivos sobre regiões de pouco interesse. Ao refinar a malha da placa de concreto, foi possível assegurar a qualidade dos cálculos numéricos nas regiões demarcadas, que são de extrema importância para esta análise.

Figura 32- Modelo SIGMA/W malhas.



Fonte: adaptado pelo autor – SIGMA/W (2012).

O programa SIGMA/W, na versão estudantil permite ao usuário realizar análises numéricas computacionais nos projetos de fundações do tipo radier em duas dimensões. A versão utilizada para a realização desta pesquisa se limita a uma malha de elementos finitos de 500 nós.

3.3.2. ELPLA

O programa ELPLA Lite versão 10 standard permite ao usuário realizar análises numéricas computacionais nos projetos de fundações do tipo radier em três dimensões.

Para iniciar as análises no programa ELPLA 10, são necessárias definir as seguintes condições:

- i. Tipo de análise:

O ELPLA permite a execução de análises de diferentes tipos, considerando fundações isoladas, radiers, grelhas, radiers associados a estacas entre outros. Neste trabalho empregou-se a ferramenta de análise de fundação tipo radier;
- ii. Modelo de análise:

O software apresenta uma série de opções de modelos de análise, que dizem respeito ao comportamento da placa e do solo. Neste trabalho se faz o uso do modelo de cálculo em que o módulo de compressibilidade do solo é obtido por interações. Dentre os dados de saída disponíveis utilizou-se os deslocamentos do solo (*displacements in soil*), tensões no solo (*stresses in soil*) e deformações no solo (*strains in soil*) e a especificação da taxa de armadura necessária para garantir a integridade estrutural do elemento de concreto (se necessário);
- iii. Geometria:

Definido o tipo de análise, deve-se inserir, em planta, a geometria do elemento de fundação. Para o presente estudo, as dimensões utilizadas foram mostradas no item 3.2, deste capítulo;
- iv. Malha:

A próxima etapa da resolução do problema neste programa é a escolha do padrão de malha que se deseja utilizar. O número de nós e o espaçamento que existe entre esses nós nas direções x , y e z , devem ser adotados de forma que a malha não ultrapasse o número de 300 nós, limitados por esta versão. Alguns padrões de malhas estão disponíveis para utilização. O modelo escolhido para a presente pesquisa foi a de elementos triangulares, conforme ilustrado na Figura 33;
- v. Condições de Contorno:

O programa define automaticamente condições de contorno típicas nas direções x , y e z , porém o usuário também tem a possibilidade de especificá-la, incluindo molas, vínculos, deformações pré-estabelecidas, entre outras;
- vi. Parâmetros de entrada:

No programa ELPLA, os parâmetros de entrada para a placa de concreto são o módulo de elasticidade, o peso específico, o coeficiente de Poisson, a espessura da placa, o f_{ck} e a tensão de escoamento do aço. Para os solos os parâmetros são o módulo de elasticidade, o coeficiente de Poisson, o ângulo de atrito interno, a coesão do solo e o peso específico. Os parâmetros dos materiais são encontrados no item 3.1, deste capítulo;

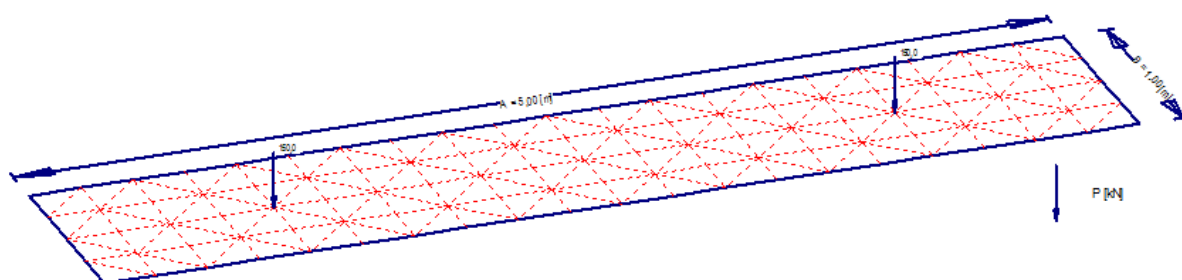
vii. Posicionamento das cargas:

Após realizar os procedimentos anteriormente descritos, define-se o posicionamento das cargas na placa, que neste trabalho é o mostrado no item 3.2.

O programa analisa radiers de formas arbitrárias e com modelo real de subsolo, utilizando o método dos elementos finitos para a solução matemática do problema. Em sua versão profissional, é possível analisar diferentes tipos de modelos de subsolo, especialmente o modelo contínuo tridimensional, que considera qualquer número de camadas irregulares, além de possibilitar a escolha de fundação flexível, elástica ou rígida a fim de compará-las (KANY; GENDY, 2002).

O ELPLA, utiliza para suas análises a teoria da plasticidade, que por sua vez desenvolveu-se tendo como base os princípios físicos, que consideram a ocorrência de deformações irrecuperáveis. Este programa trabalha com um modelo elasto-plástico. Pedroso (2002), comenta que o modelo de plastificação utiliza o critério de Mohr-Columb, que define a ruptura do solo através da coesão e do ângulo de atrito efetivo do material. Quando analisado para o solo argiloso com carregamento em condição não drenada, o modelo assume o ângulo de atrito igual a “zero” e a coesão igual ao S_u .

Figura 33– Modelo hipotético ilustrando a malha em uma placa de radier no programa ELPLA.



Fonte: autor (2016).

3.4. PARÂMETROS ANALISADOS

Neste estudo, propõe-se realizar análises paramétricas com o intuito de verificar a sensibilidade dos modelos de cálculo empregado à variação dos parâmetros de comportamento do solo, magnitude das cargas e a espessura da placa. Os dados de saída analisados para efetuar esta análise são a distribuição de tensão de contato na interface solo-estrutura, as deformações sofridas pelo maciço e os recalques sofridos pela placa.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo, serão apresentados os resultados obtidos nas análises realizadas através dos programas SIGMAW e ELPLA, bem como a discussão e a análise paramétrica destes resultados.

4.1. SIGMAW

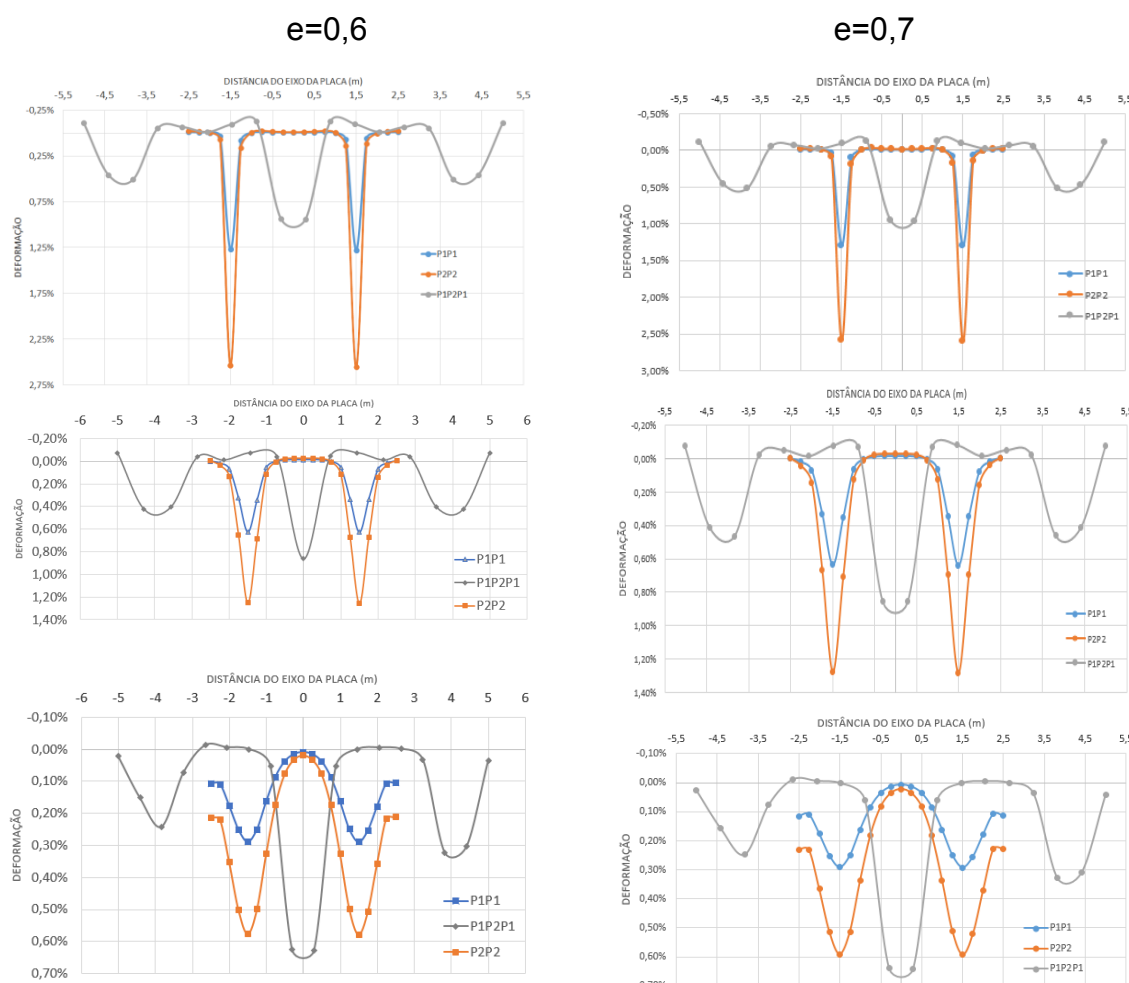
Nesta seção, serão apresentados os resultados individuais obtidos com emprego do programa SIGMAW, com relação às tensões e deformações máximas e a sua relação com cargas e dimensões da placa, e ainda as tendências de comportamento observadas ao longo da placa.

4.1.1. Resultados Gerais

a) Deformação no contato solo-placa

A Figura 34, apresenta os resultados de deformação do solo abaixo das placas, considerando-as com espessura de 25, 50 e 100 centímetros, submetidas às combinações de carregamento mostradas no item 3.2. Esta placa está apoiada sobre i) um perfil hipotético de solo residual de arenito, com índice de vazios 0,6, com $E= 40$ MPa e $\nu=0,33$, e ii) solo com índice de vazios 0,7, $E= 36$ MPa e $\nu=0,33$.

Figura 34– Deformações no contato solo-placa em perfis de solo de arenito



Fonte: Autor (2016).

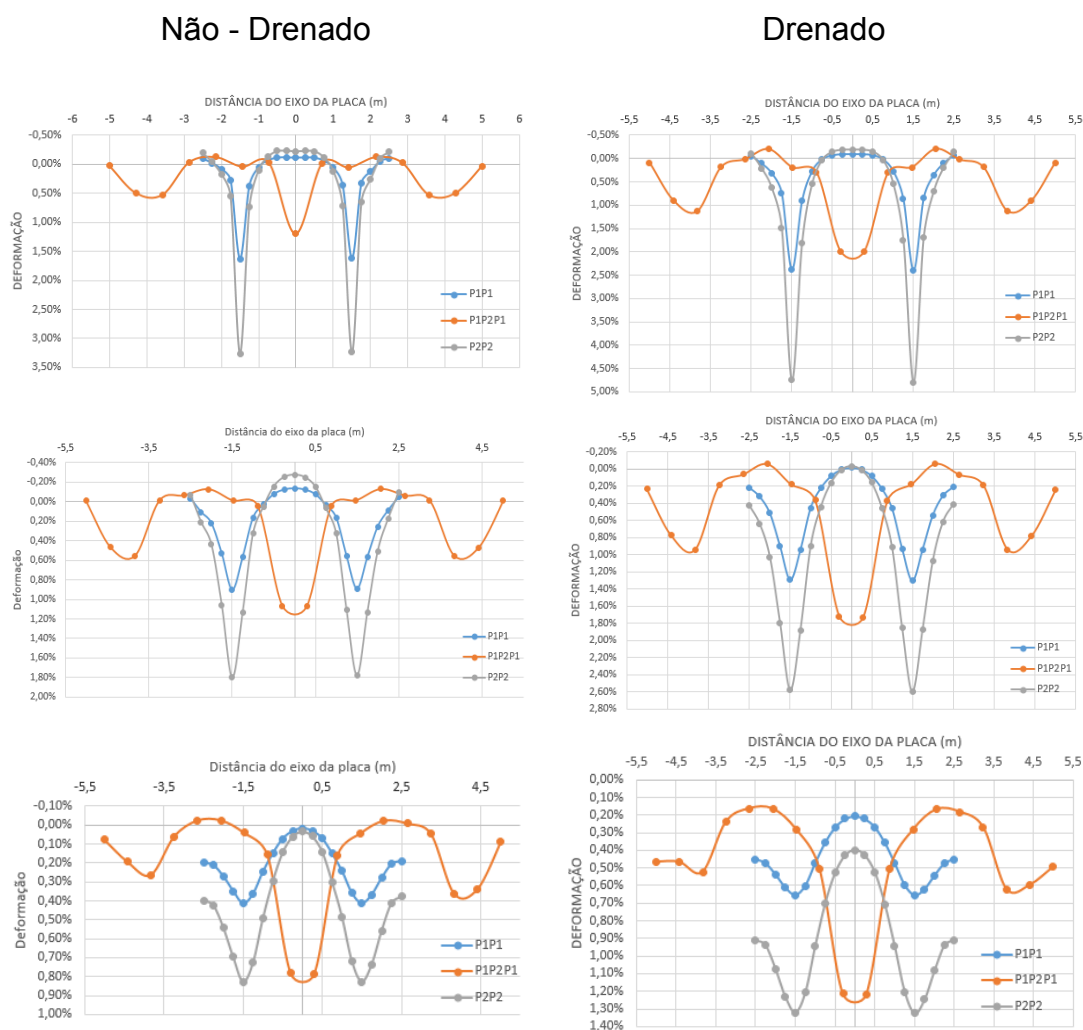
Do exposto na Figura 34, para o solo residual de arenito com índice de vazios 0,6, é possível verificar que, com o aumento da espessura da placa as deformações no contato solo-placa tendem a diminuir; a área de influência das cargas tende a se estender, o que leva a uma distribuição mais homogêneas das deformações ao longo da placa. Esse aumento da extensão da região de influência da carga, com o aumento da espessura, faz com que as deformações atinjam também as bordas da placa. Essa área de influência das cargas não varia com a magnitude das cargas (P) aplicadas. Em placas esbeltas, os carregamentos variáveis promovem deformações menores que as medidas nas placas com carga uniforme. Com o aumento da espessura esta tendência se inverte.

Ainda na Figura 34, observando os resultados da placa sobre o solo com $e=0,7$, e, portanto, menos rígido, verifica-se uma tendência de comportamento similar

ao que se obteve quando analisado o solo com $e=0,6$. No entanto, as deformações no caso com o solo de $e=0,7$ são levemente maiores que na situação anterior, isto acontece por conta do menor módulo de elasticidade associado a este solo.

A Figura 35, mostra os resultados em termos de deformações geradas quando considerado um solo argiloso, em condição drenada $E=5,23$ MPa e $\nu=0,33$ e não drenada com $E= 6,257$ MPa e $\nu=0,49$.

Figura 35– Deformações no contato solo-placa em perfis de solo argiloso



Fonte: autor (2016).

A análise de deformação ao longo do eixo da placa exposto na Figura 35, mostra que a concentração das cargas nas regiões de influência é similar ao observado no solo residual de arenito. Também é constatado que, as deformações são maiores do que no solo residual de arenito, obviamente em virtude do menor módulo de elasticidade. É possível observar que, a região de contato em uma placa

carregada, sobre argila em condição não drenada, tende a sofrer deformações positivas na região de influência das cargas e negativas entre as mesmas. As deformações negativas ocorrem devido ao coeficiente de Poisson deste material ser 0,49, ou seja, não há praticamente nenhuma variação volumétrica. Este comportamento é atribuído à influência do coeficiente de Poisson, uma vez que estas deformações não são claras quando se trabalha com argilas drenadas, material com módulo de elasticidade muito próximo ao do material em condição não drenada.

Na Figura 35, observa-se que para placas esbeltas submetidas a carregamentos variáveis, ocorrem deformações menores quando comparadas com as placas de cargas uniformes, e mesmo com o aumento da espessura esta tendência se mantém. Este comportamento é contrário ao observado nos solos residuais de arenito, em que com o aumento da espessura, esta tendência se inverte.

Observando os resultados da placa sobre o solo argiloso não drenado, verifica-se uma tendência de comportamento similar ao que se obteve quando analisado o solo argiloso drenado. No entanto, as deformações no solo em condição drenada são relativamente maiores que as deformações do solo argiloso não drenado. Tal diferença ocorre devido ao módulo de elasticidade.

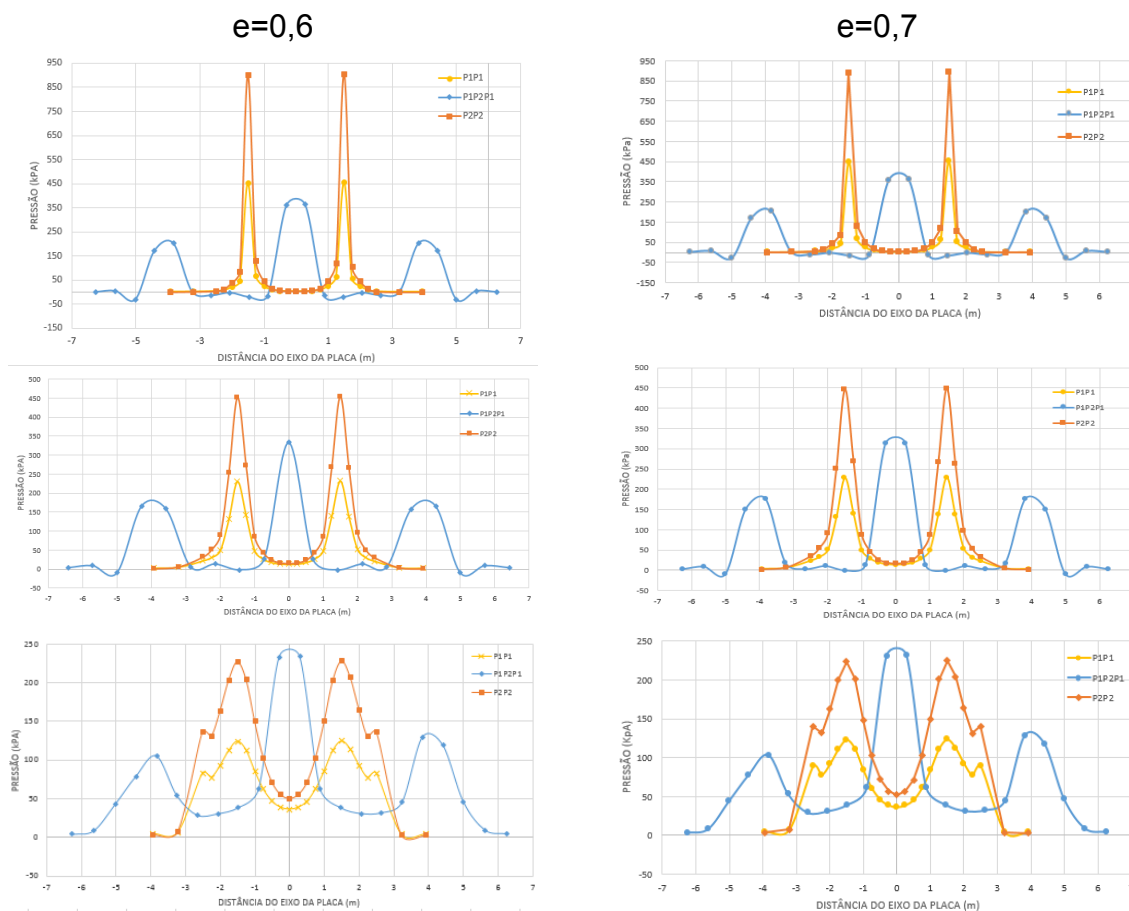
Nos gráficos mostrados observa-se que há uma linha de tendência entre eles ao relacionar carga, espessura da placa e módulo de elasticidade. Neste caso, para a deformação ao longo do eixo da placa, no contato solo-estrutura, é possível notar que os principais responsáveis pelo resultado são a espessura da placa e o módulo de elasticidade.

b) Pressão no contato solo-placa

As Figuras 36 e 37 mostram os resultados obtidos em termos de pressões de contato entre solo e placa. Estes gráficos apresentam o comportamento dos solos em estudo quando submetidos a um perfil hipotético com cargas e espessuras de placas diferentes.

A Figura 36, apresenta os resultados de pressão de contato para os solos residuais de arenito com índice de vazios 0,6 e 0,7.

Figura 36– Pressão de contato solo-placa em perfis de solo de arenito

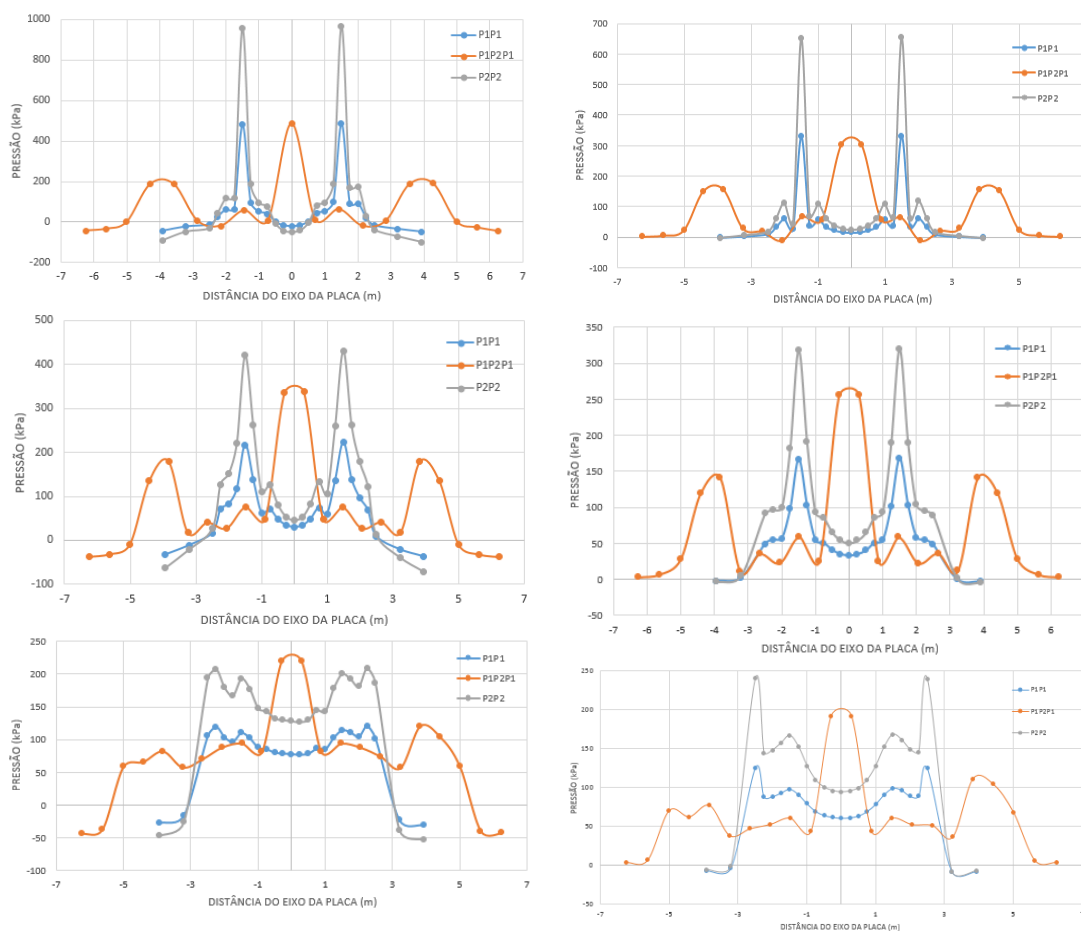


Fonte: Autor (2016).

Na Figura 36, repete-se o padrão observado nas análises das deformações: com o aumento da espessura da placa a área de influência das cargas tende a se estender, o que leva a uma melhor distribuição de esforços ao longo da placa; para placas esbeltas as tensões são maiores; o aumento da região de influência da carga com o aumento da espessura faz com que as tensões atinjam as bordas da placa. As placas menos rígidas com carregamentos variáveis sofrem tensões menores do que as placas com cargas uniformes, mas o mesmo não se aplica para as placas espessas. Em um solo residual de arenito com $e=0,6$, e, portanto, mais rígido, pressões de contato levemente maiores foram mobilizadas, em comparação com o solo residual de arenito $e=0,7$.

A Figura 37, apresenta o comportamento dos solos argilosos drenado e não drenado quando submetidos a cargas de 150 e 300kN em placas de 5 e 10 metros de comprimento com espessuras variando entre 25 a 100 centímetros.

Figura 37– Pressão de contato solo-placa em perfis de solo argiloso
 Não -Drenado Drenado



Fonte: Autor (2016).

Ao comparar o solo argiloso em condição drenada e não drenada percebe-se que, para placas esbeltas as tensões são maiores em condição não drenada em virtude do coeficiente de Poisson. Em placas espessas a rigidez da mesma reduz as tensões aplicadas em comparação com as placas esbeltas.

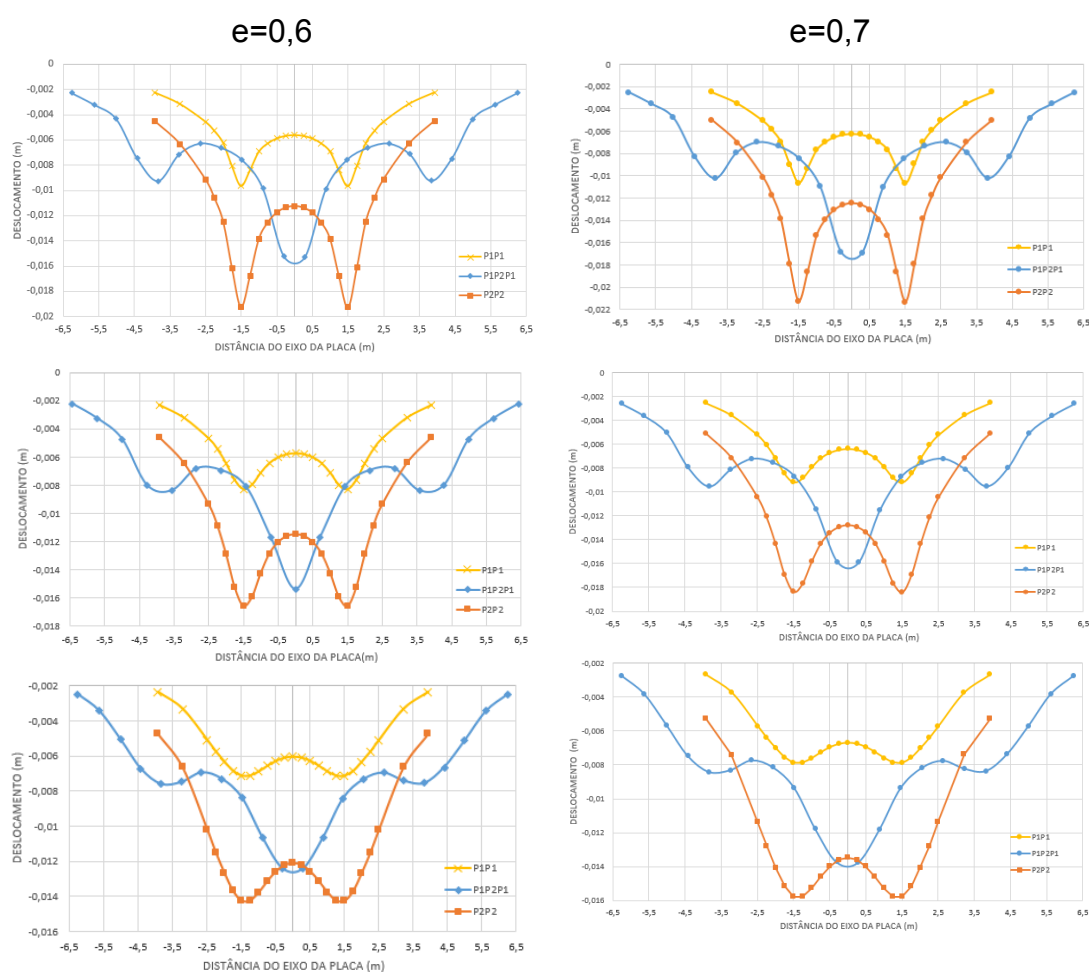
A área de influência das cargas tende a se estender com o aumento da espessura, o que leva a uma melhor distribuição dos esforços ao longo do contato solo-placa. Esse aumento de extensão da região de influência da carga nas placas espessas, faz com que as tensões atinjam também as bordas da placa, levando inclusive a tensões negativas, que na realidade indicam um soerguimento da placa. As placas menos espessas, quando submetidas a carregamento variável, sofrem tensões menores do que as medidas em placas com cargas uniformes. Com o aumento da espessura, esta tendência só não inverte para o solo argiloso drenado.

Observando os resultados da placa sobre o solo argiloso drenado, nota-se que há uma tendência semelhante ao comportamento que se obteve no solo argiloso não drenado. Contudo, as tensões no caso do solo argiloso drenado são menores em relação ao não drenado. Isto ocorre devido ao coeficiente de Poisson do solo argiloso não drenado ser superior ao dos demais solos.

c) Recalque na interface

Na Figura 38, foram analisados os recalques no contato solo estrutura ao longo do eixo da placa para os solos residuais de arenito com índice de vazios 0,6 e 0,7.

Figura 38- Recalque na interface em perfis de solo de arenito.



Fonte: Autor (2016).

É possível observar que com o aumento da espessura da placa, os recalques diminuem, ou seja, obtêm-se maiores recalques se a placa for menos rígida. Com o aumento da espessura da placa os recalques tendem a se homogeneizar na região entre as cargas.

Nota-se que os recalques máximos, acontecem logo abaixo do ponto de aplicação da carga, e sua região de influência é bem mais ampla quando comparada a área de influência de deformações no contato solo-placa. Essas áreas de influência, não variam com a magnitude das cargas (P) aplicadas, ao menos se forem iguais. Ainda na Figura 38, verifica-se que para placas esbeltas com carregamento variável, os recalques medidos são maiores que os obtidos quando a combinação de cargas é dada por duas forças P_1 de 150 kN, mas menores do que os obtidos para placas com cargas iguais $P_2=300$ kN, mantendo esta tendência para todas as espessuras de placa.

Para o solo residual de arenito com índice de vazios 0,7, e, portanto, menos rígido, verificou-se uma tendência de comportamento similar ao que se obteve no solo residual de arenito com $e=0,6$. No entanto, os recalques são levemente maiores quando comparado com $e=0,6$.

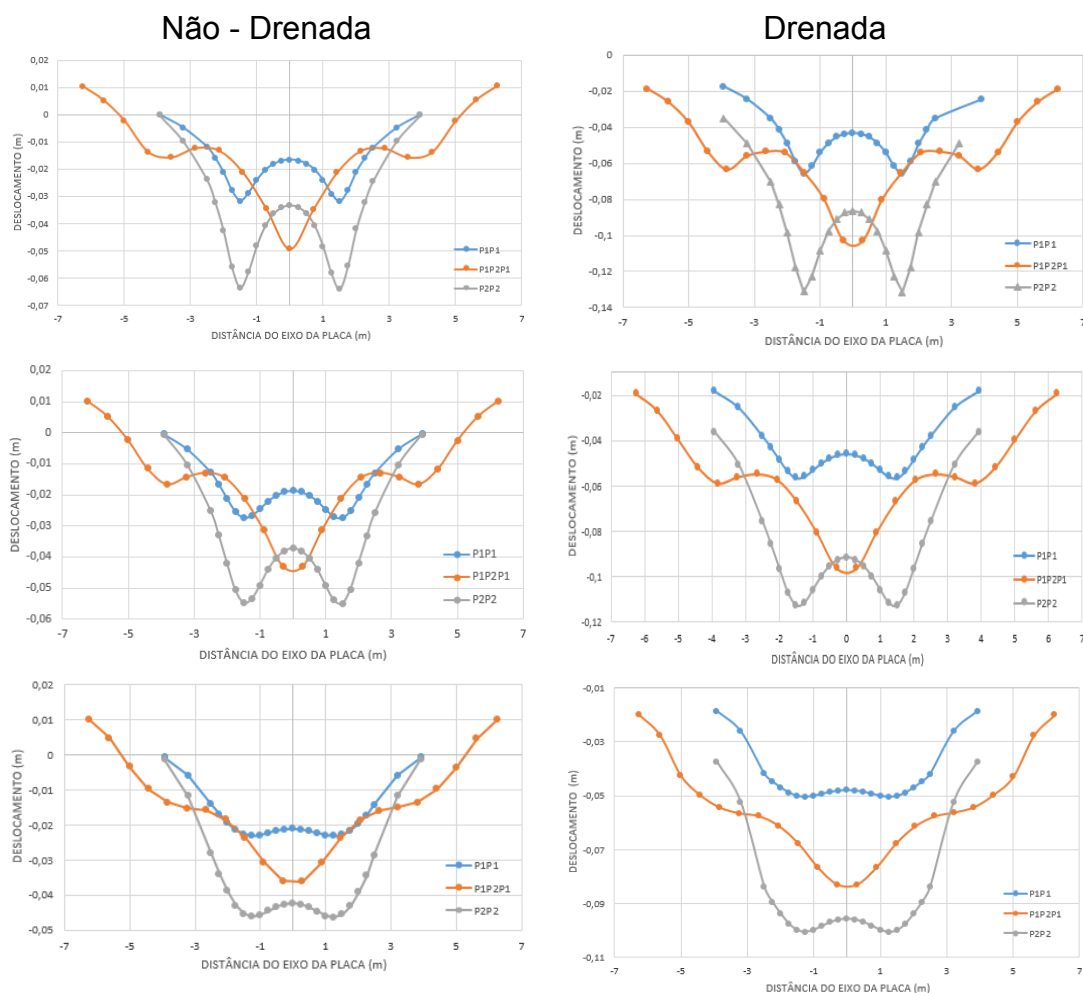
A Figura 39, mostra os resultados em termos de recalque considerando um solo argiloso em condição drenada e não drenada.

Nestes é possível observar que placas esbeltas resultam em recalques maiores. Com o aumento da espessura da placa a área de influência das cargas tendem a se estender e homogeneizar os recalques, mas a diferença na magnitude destes em função do aumento da espessura da placa é bastante pequeno. O aumento da extensão da região de influência da carga e o aumento da espessura da placa não interfere nos recalques atingidos nas bordas da mesma. Isto não ocorre no caso de placa sobre solo argiloso com comportamento não drenado, tendo sido obtidos recalques positivos para as placas com dimensões maiores e nulo para as placas menores.

Em placas espessas os carregamentos variáveis geram recalques menores que nas placas com cargas uniformes, o mesmo acontece para o solo residual de arenito. Os recalques no caso do solo argiloso em condição drenada são maiores que na situação não drenada devido ao módulo de elasticidade do material ser mais baixo. Percebe-se que os recalques estão relacionados com a espessura da placa, e com o módulo de elasticidade do solo. As presentes análises revelam que para placas

espessas e menor módulo de elasticidade, os recalques tendem a ser mais homogêneos entre os pontos de aplicação das cargas.

Figura 39– Recalques na interface em perfis de solo argiloso



Fonte: Autor (2016).

4.1.2. Resultados Máximos

Os dados mostrados até então são analisados nesta seção de forma a tentar inter-relacionar as seguintes variáveis: carga aplicada, módulo de elasticidade, espessura da placa, deformação no contato solo-placa, recalque da placa e pressão no contato solo-estrutura.

a) Deformação no contato entre solo e placa

Na análise da Figura 40 e 42, é possível observar que o aumento da deformação em solos residuais de arenito e solos argilosos, está relacionado com a espessura da placa e carregamento aplicado. Estas variáveis, comandam a tendência de comportamento, mas a magnitude das deformações é controlada pelo tipo de material. Ainda nas Figuras 40 e 42, nota-se que ao aumentar a espessura da placa os valores de deformação dos materiais ficam muito mais próximos entre si, e somente o que faz mudar este cenário é o carregamento.

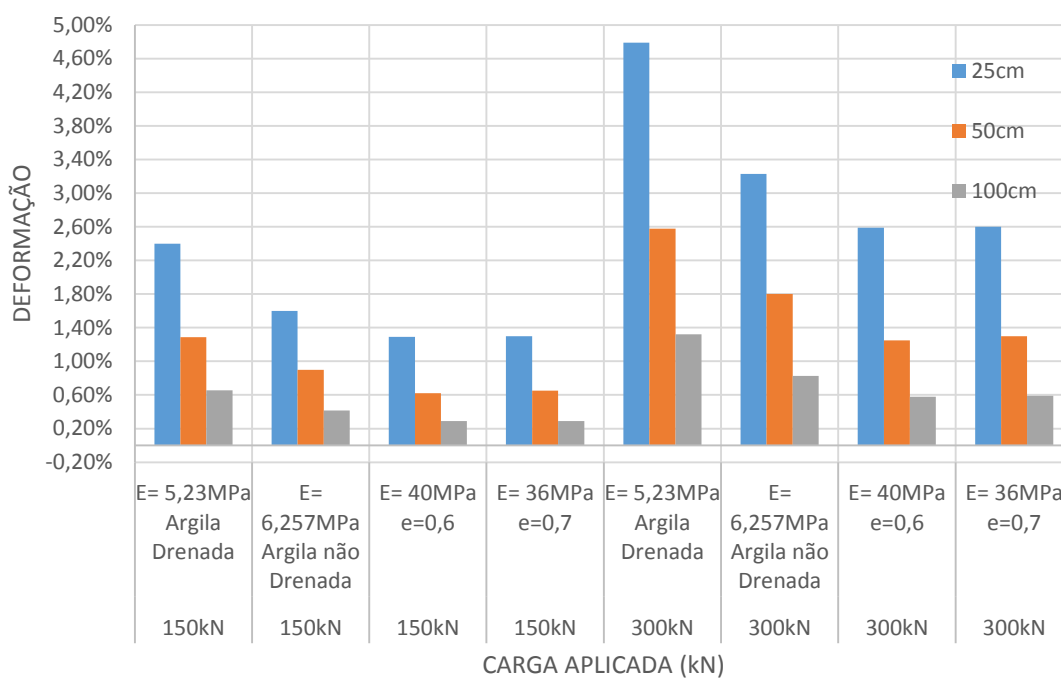
Ao analisar um mesmo conjunto de carregamentos nota-se que a espessura da placa tem grande relevância como se pode observar na Figura 40 e 42, mas ao analisar o todo, a magnitude do carregamento comanda as deformações.

Sabe-se que para a placa de maior dimensão, ilustrada na Figura 42, toda a carga aplicada sobre o maciço tem influência entre si nas deformações. Para comparar a placa de maior dimensão com a de menor dimensão, foram utilizados somente os valores máximos para cada magnitude de carga conforme o gráfico da Figura 40. Na Figura 42, é possível observar ainda que as deformações para as cargas de $P_1=150\text{kN}$ e $P_2=300\text{kN}$ tornaram-se menores quando comparadas com a Figura 40, isso ocorre devido à dimensão da placa e ao módulo de elasticidade.

É perceptível nas Figuras 40 e 42, que para as argilas drenadas com o módulo de elasticidade de $5,23\text{ MPa}$, ao serem submetidas a cargas maiores que 150kN e a espessuras de placa menor, o crescimento da deformação é rápido quando comparado com os outros solos em estudo. No entanto, na Figura 40 e 42, para cargas de 300kN tanto em solos argilosos, quanto em solos residuais de arenito, a deformação será exatamente duas vezes a deformação obtida pela magnitude da carga de 150kN , ou seja, a deformação é proporcional ao carregamento, o que é típico de modelos elásticos lineares.

Na Figura 41 é possível observar que as placas mais espessas são menos influenciadas pelo aumento de aplicação da carga (retas menos inclinadas). Para os solos argilosos drenado e não drenado, observa-se uma grande diferença entre si, isto ocorre devido ao coeficiente de Poisson. Nos solos argilosos constata-se que com o aumento da espessura da placa as deformações tendem a se homogeneizar, visto que na Figura 41 as retas passam a ficar mais próximas com o aumento da espessura da placa.

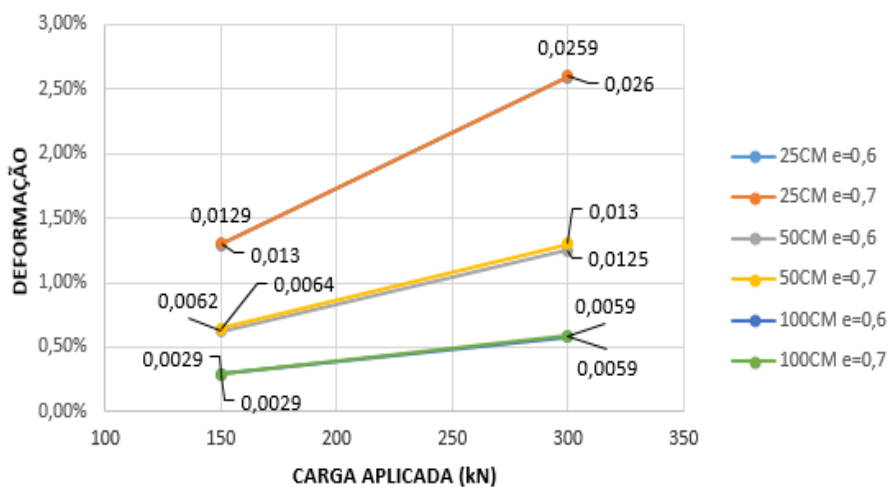
Figura 40– Deformação máxima entre o solo e a placa em placas de 5 metros de comprimento nas zonas influência dos carregamentos



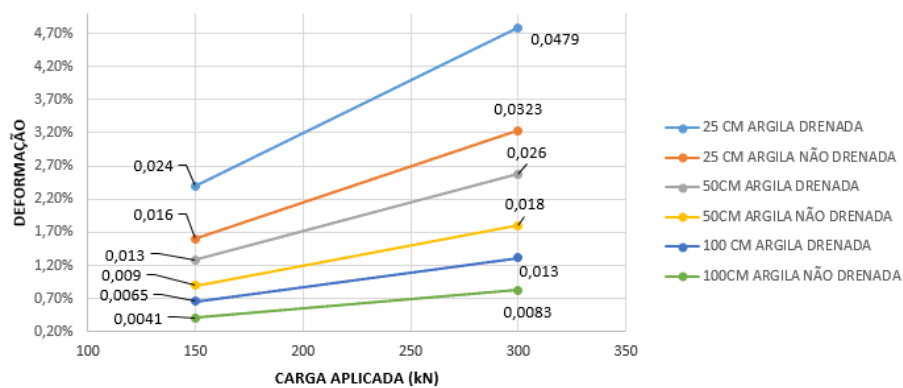
Fonte: Autor (2016).

Figura 41– Deformação máxima para placas de 5 metros.

Solo residual de arenito com $e=0,6$ e $0,7$

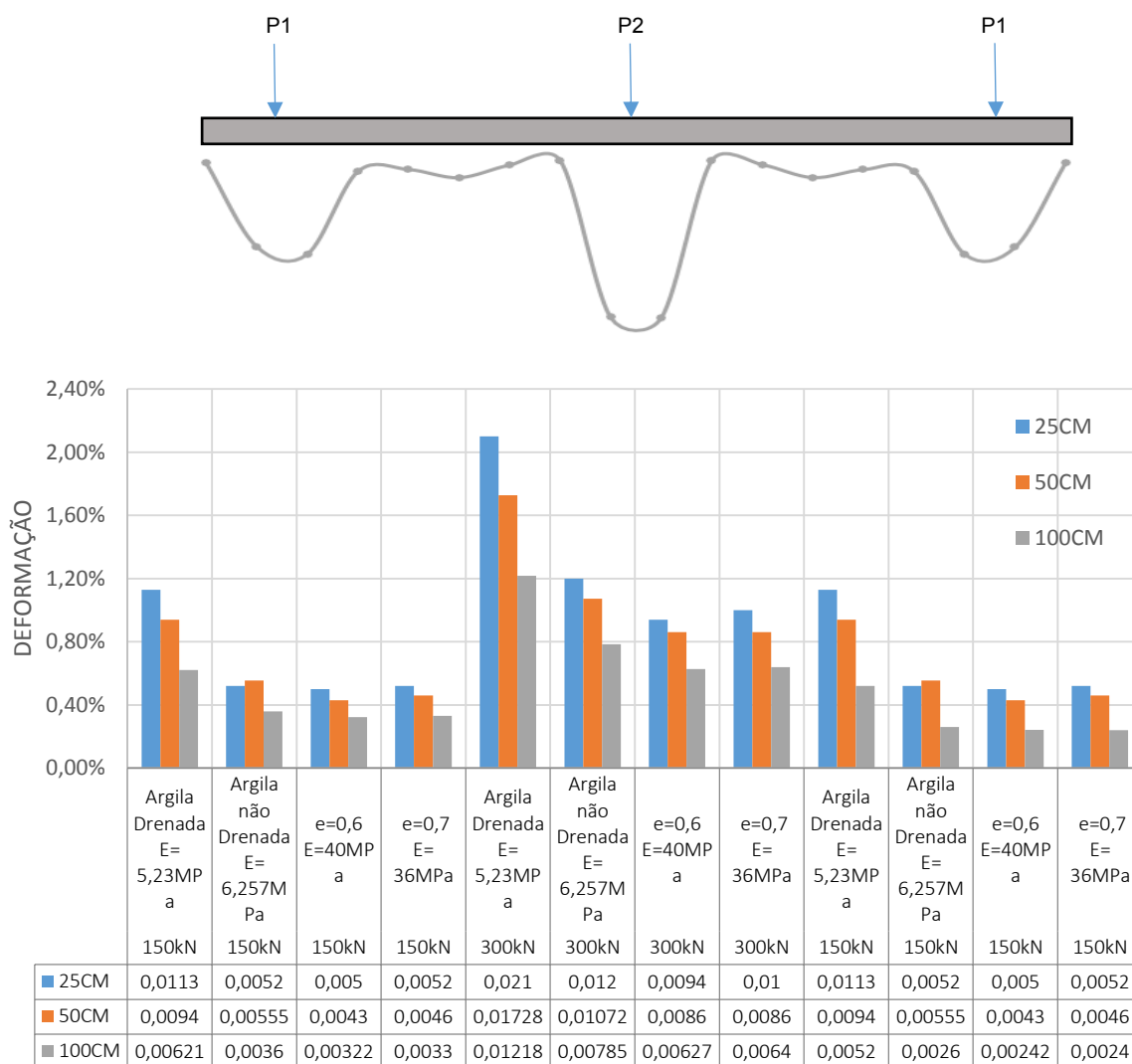


Solo argiloso drenado e não drenado



Fonte: Autor (2016).

Figura 42– Deformação máxima entre o solo e a placa em placas de 10 metros de comprimento nas zonas influência dos carregamentos

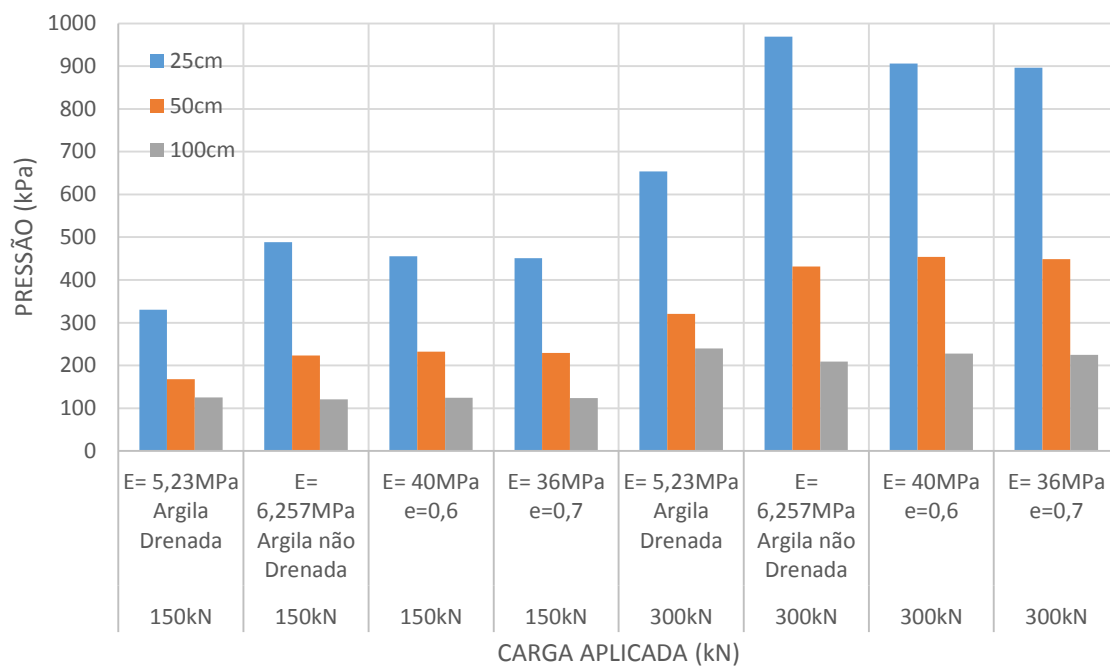


Fonte: Autor (2016).

b) Pressão no contato solo-placa

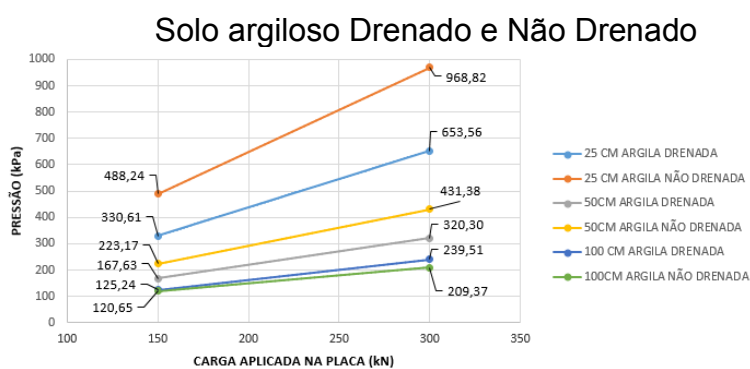
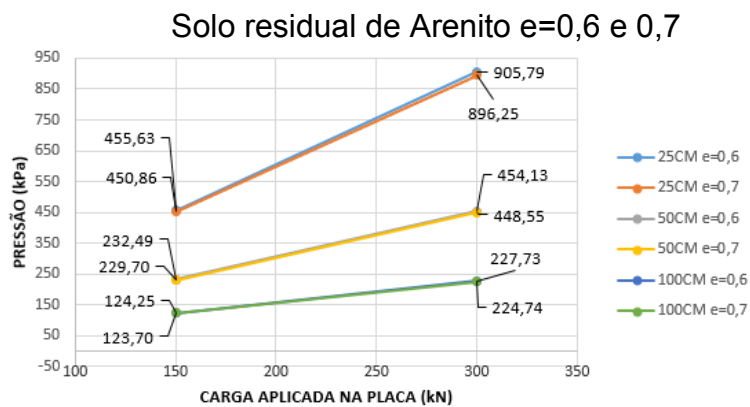
A Figura 43 apresenta os resultados de pressão de contato para os solos residuais de arenito com índice de vazios 0,6 e 0,7, assim como para os solos argilosos drenado e não drenado.

Figura 43– Pressão de contato máxima entre o solo e a placa em placas de 5 metros de comprimento nas zonas influência dos carregamentos



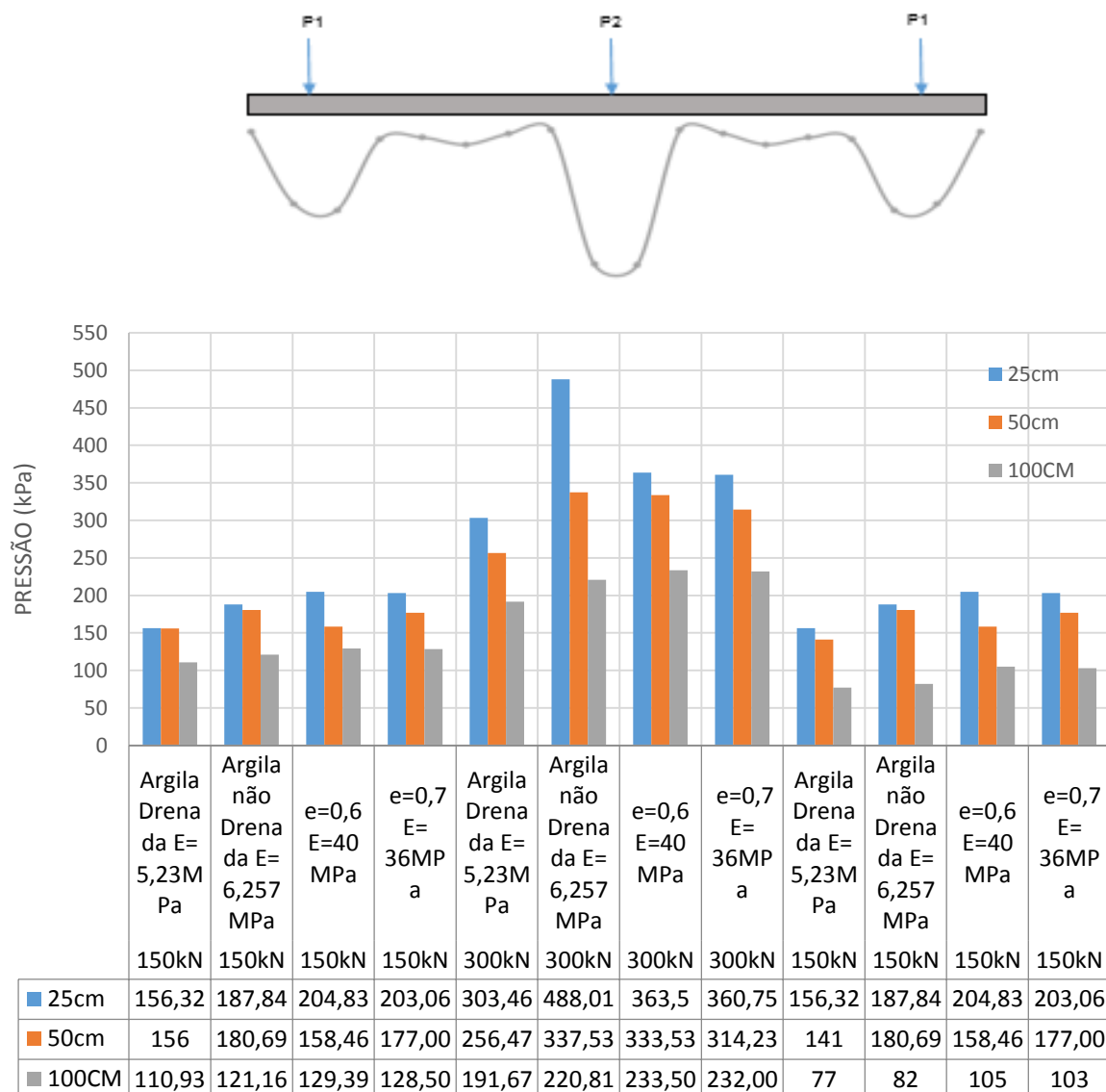
Fonte: Autor (2016).

Figura 44– Pressão de contato máxima para placas de 5 metros



Fonte: Autor (2016).

Figura 45– Pressão de contato máxima entre o solo e a placa em placas de 10 metros de comprimento nas zonas influência dos carregamentos



Fonte: Autor (2016).

Na Figura 43 e 45, repete-se o mesmo padrão observado nas análises das deformações. Em um solo com $e=0,6$, mais rígido, as pressões de contato levemente maiores foram mobilizadas, em comparação com o solo $e=0,7$. É possível observar que para o mesmo conjunto de carregamentos, a espessura da placa possui grande relevância. No entanto, a magnitude do carregamento tem maior influência nas tensões de contato.

Na Figura 45 pode-se considerar a mesma análise dada para a Figura 40, pois as placas de menor dimensão possuem tensões maiores, devido a sua menor extensão. Observando as Figuras 43 e 45, nota-se uma tendência entre elas em que

quanto maior o módulo de elasticidade do material, maior é sua tensão, mas o mesmo não se aplica para o solo argiloso não drenado devido ao coeficiente de Poisson.

A pressão de contato nos solos residuais de arenito, ilustrados na Figura 44, é maior para placas menos espessas, já quando se compara com as placas mais espessas, os valores de pressão diminuem, e o mesmo ocorre para os solos argilosos.

Na Figura 44, verifica-se que em placas espessas a influência pelo aumento de aplicação da carga é menor (retas menos inclinadas). Para solos argilosos drenado e não drenado, devido ao coeficiente de Poisson observa-se uma grande diferença nas tensões obtidas. Ainda em solos argilosos constata-se que com o aumento da espessura da placa as tensões tendem a se homogeneizar, visto que na Figura 44 as retas passam a ficar mais próximas com o aumento da espessura da placa. No solo residual de arenito, devido a diferença de módulos de elasticidade ser tão baixa e possuir o mesmo coeficiente de Poisson, as tensões praticamente coincidem.

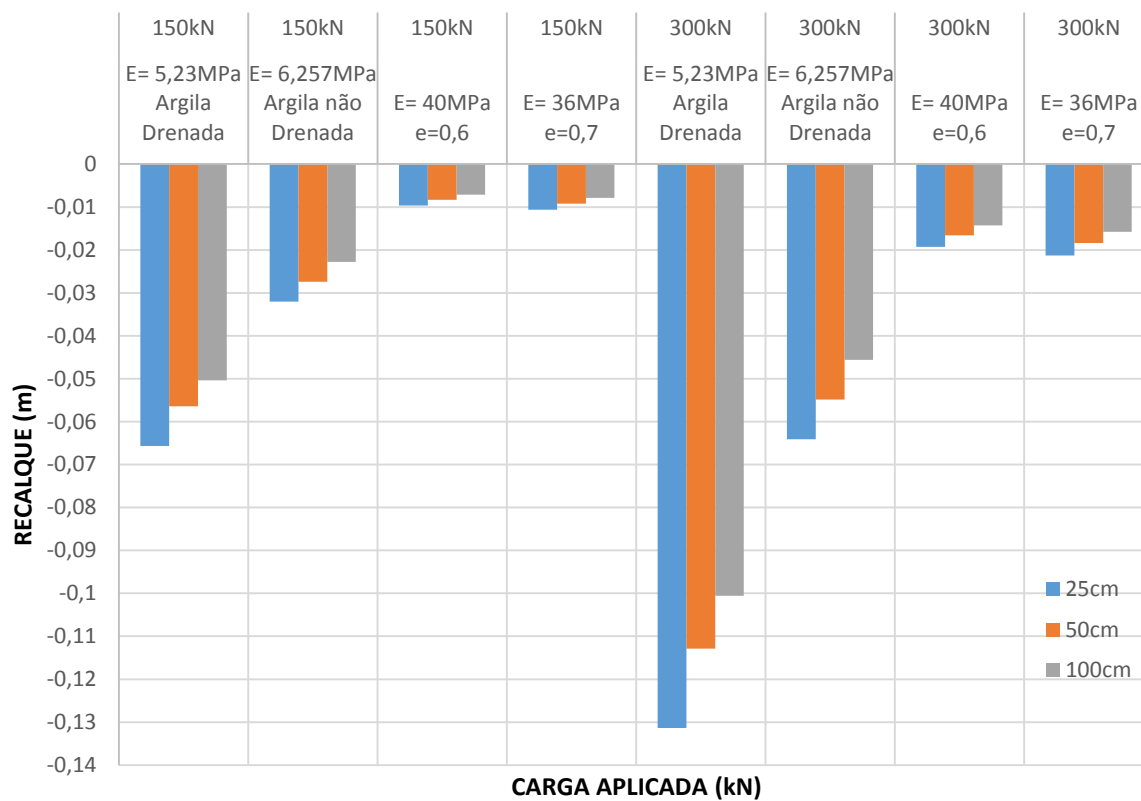
c) Recalque interface

Os gráficos das Figuras 46, 47 e 48, apresentam os dados de recalque máximo para cada tipo de material.

O aumento do recalque apresentado na Figura 46 e 48, está mais relacionado com o módulo de elasticidade e o carregamento do que com a espessura da placa. Logo, ainda nas Figuras 46 e 48, é possível perceber que com o aumento do módulo de elasticidade os recalques são menores. Observa-se ainda que, ao verificar o aumento da espessura da placa, os recalques tendem a ser menor, o mesmo acontece com os gráficos de pressão e deformação. Na Figura 48, é possível observar as placas com carregamentos variáveis, e verificar que as mesmas provocam recalques levemente menores que as placas com cargas uniformes, ilustradas na Figura 46, isto ocorre devido à dimensão da placa.

Quanto menor for a espessura da placa e maior for a magnitude da carga aplicada, o recalque só tende a aumentar de acordo com as características de cada material, conforme mostrado nas Figuras 46 e 48. É possível ainda observar que as placas mais espessas são menos influenciadas pelo aumento de aplicação da carga, já o mesmo não acontece para as placas mais esbeltas.

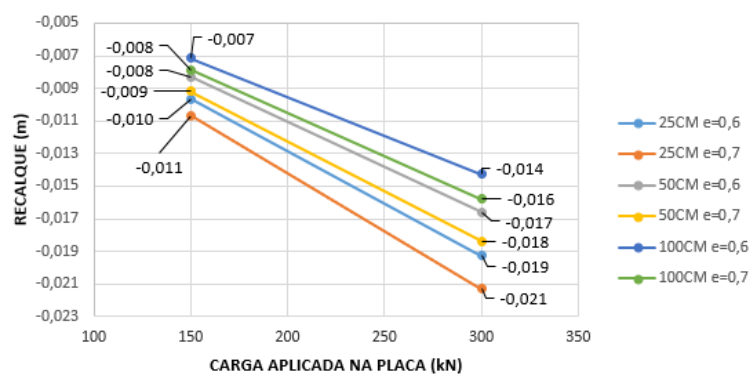
Figura 46– Recalque na interface máxima entre o solo e a placa em placas de 5 metros de comprimento nas zonas influência dos carregamentos



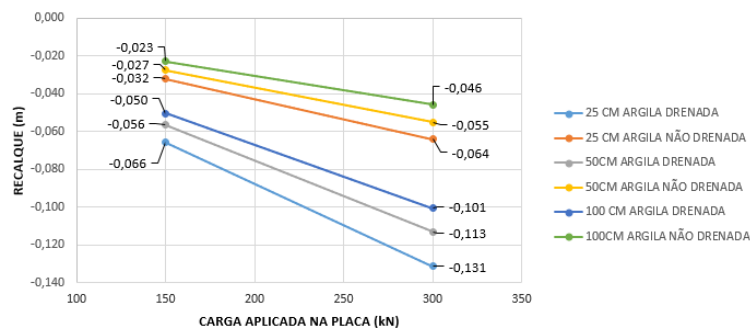
Fonte: Autor (2016).

Para o solo residual de arenito, da Figura 47, com $e=0,7$, e, portanto, menos rígido, verifica-se uma tendência de comportamento similar ao que se obteve no solo com $e=0,6$. No entanto, os recalques são levemente maiores que na situação anterior. Já para o solo argiloso mostrado na Figura 47, a distância entre os materiais ocorre muito mais pelo coeficiente de Poisson do que pelo módulo de elasticidade. Assim, ainda na Figura 47, em placas espessas a influência pelo aumento de aplicação da carga é menor (retas menos inclinadas).

Figura 47– Recalque interface máximo x Carga Aplicada

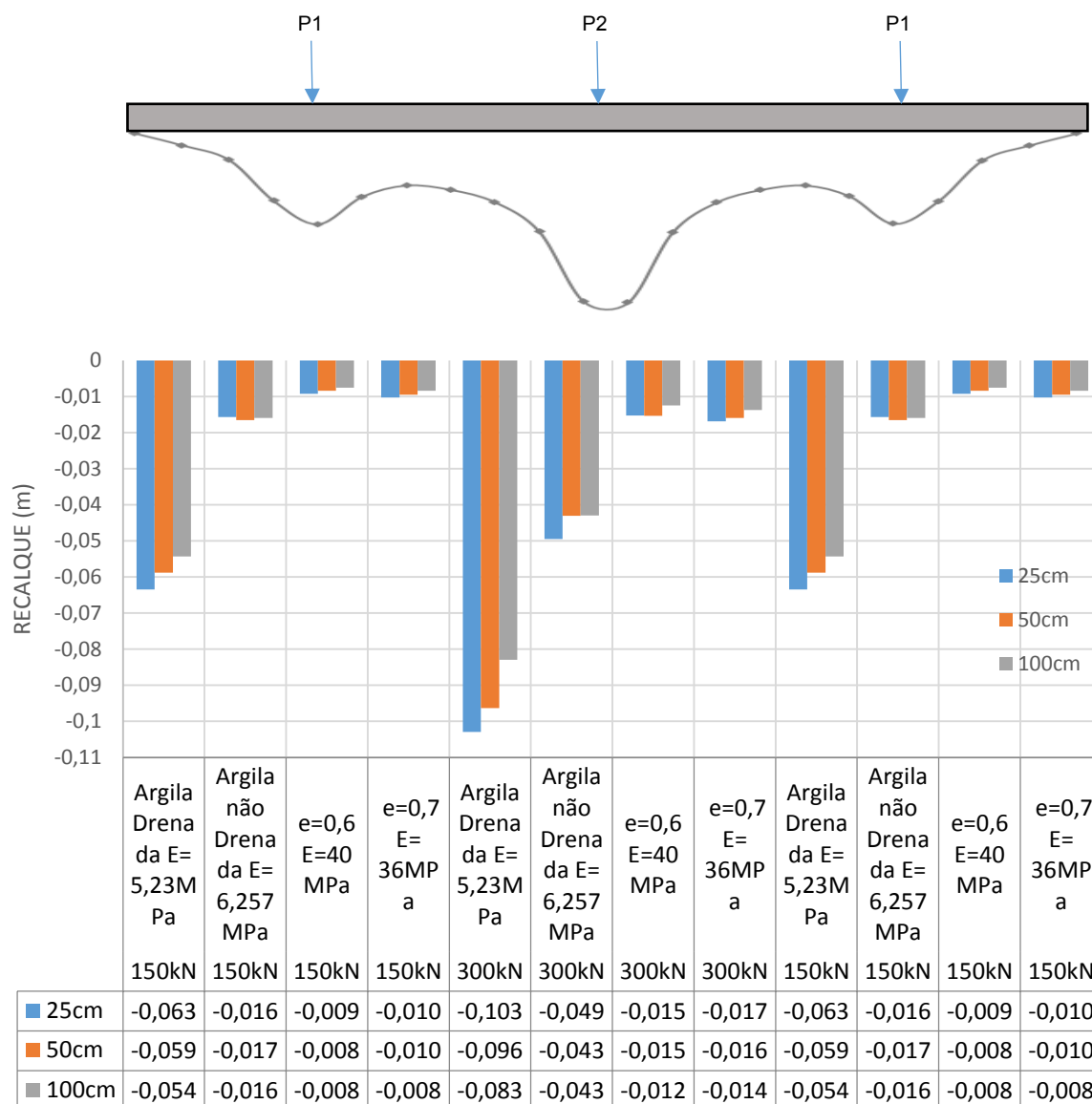
Areia $e=0,6$ e $e=0,7$ 

Argila Drenada e Não Drenada



Fonte: Autor (2016).

Figura 48– Recalque na interface máxima entre o solo e a placa em placas de 10 metros de comprimento nas zonas influência dos carregamentos



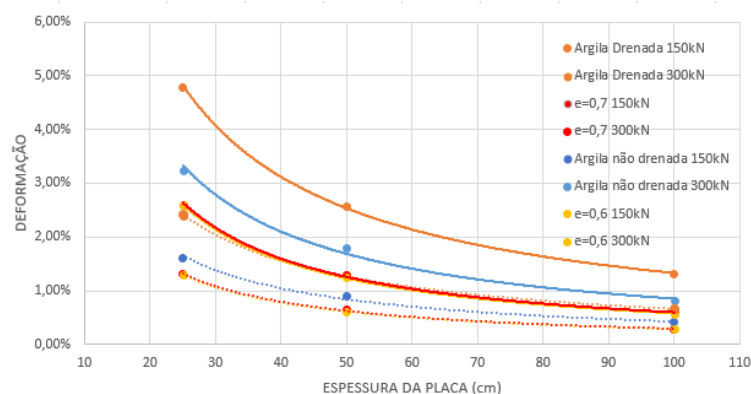
Fonte: Autor (2016).

4.1.3. Tendências

a) Deformação no contato entre solo e placa

Na Figura 49, são mostradas as equações da Tabela 6 para os resultados com carga de 150 kN (linhas tracejadas) e 300 kN (linhas sólidas).

Figura 49– Deformação máxima x Espessura da placa.



Fonte: Autor (2016).

Ao analisar a relação entre argila drenada e não drenada, observa-se uma grande diferença de deformação para uma variação de módulo tão baixa, ou seja, o módulo de elasticidade é muito importante, mas o coeficiente de Poisson também. Porém, com o aumento da espessura da placa, o coeficiente de Poisson deixa de ser tão importante, ou seja, o aumento da rigidez da placa faz com que homogeneíze as deformações.

Observando ainda, os resultados dos materiais envolvidos na Figura 49, verifica-se um comportamento similar entre os solos, em que com o aumento da rigidez da placa as deformações tendem a convergir. Em placas esbeltas esta tendência se inverte. Isto ocorre devido ao módulo de elasticidade dos solos.

Quando aplicado uma linha de tendência, para todas as situações mostradas na Figura 49, é possível determinar uma equação do tipo $y = ax^b$, para cada material, conforme mostrada na tabela 6, onde o valor de “a” é controlado pelo carregamento aplicado. Com isto, foi realizado para cada material uma equação normalizada de tendência que apresenta a deformação em função de uma carga (P) e espessura de placa (x).

Para que fosse possível chegar nas equações específicas para cada tipo de solo, foi dividido o do coeficiente “a” das equações pelo carregamento (P). Na tabela 7 são mostradas as equações específicas para cada tipo de solo.

Tabela 6– Equações de tendência de deformações

Solo	Carga de 150kN	Carga de 300kN
Argila drenada	$y = 0,4945. x^{-0,93}$	$y = 0,9636. x^{-0,93}$
Argila não drenada	$y = 0,3832. x^{-0,98}$	$y = 0,7893. x^{-0,98}$
$e=0,7$	$y = 0,4316. x^{-1,08}$	$y = 0,8272. x^{-1,07}$
$e=0,6$	$y = 0,4214. x^{-1,08}$	$y = 0,850. x^{-1,08}$

Fonte: Autor (2016).

Tabela 7 – Equações normalizadas de tendência para as deformações

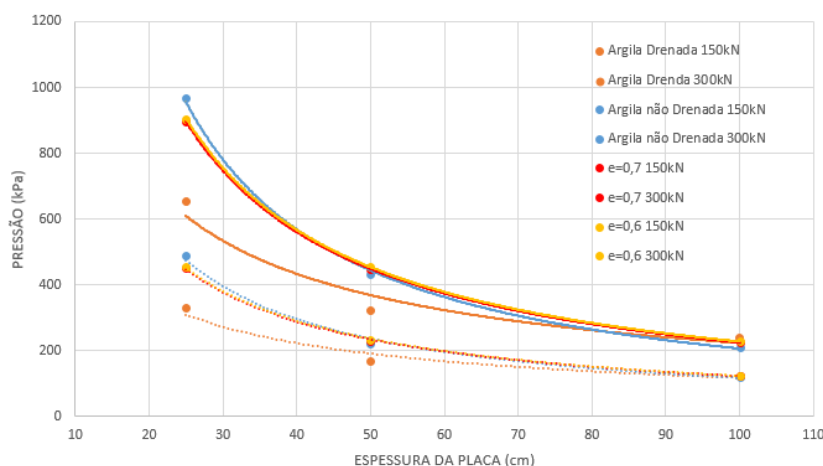
Solo	Equação
Argila Drenada	$y = 307. P. x^{-0,93}$
Argila não drenada	$y = 385. P. x^{-0,98}$
$e=0,7$	$y = 355. P. x^{-1,07}$
$e=0,6$	$y = 355. P. x^{-1,08}$

Fonte: Autor (2016).

b) Pressão de contato solo-estrutura

No gráfico da Figura 50, os dados obtidos para simulações com carga de 150kN se encontram representados por linhas tracejadas e para 300kN por linhas sólidas.

Figura 50– Pressão de contato x Espessura da placa



Fonte: Autor (2016).

É possível notar que a pressão de contato tende a convergir com o aumento da espessura da placa, o mesmo acontece devido ao módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson do material, tal fato mantém a mesma tendência das

deformações. Observa-se que há uma mudança no comportamento do solo argiloso drenado, quando a espessura da placa atinge, aproximadamente, 83 centímetros. Este fato acontece devido ao módulo de elasticidade do material. Consegue-se observar que para placas menos espessas as variações de carregamento são muito mais relevantes que variações da espessura da placa.

No solo residual de arenito com $e=0,7$, e, portanto, menos rígido, verifica-se uma tendência de comportamento similar ao que se obteve no solo com $e=0,6$. No entanto, as pressões são levemente maiores que as obtidas no solo residual de arenito com $e=0,6$ e menores que a argila não drenada. Nota-se ainda na Figura 50, que para placas esbeltas quanto maior for o módulo de elasticidade, maior será sua tensão, com exceção da argila não drenada por obter um coeficiente de Poisson mais alto do que os demais materiais.

Para a obtenção das equações mostradas na tabela 8 e 9 deve-se seguir o mesmo princípio explicado anteriormente para as tendências de deformações. As equações de tendência, da Figura 50, para cada solo, estão ilustradas na tabela 8. Assim, através das equações citadas na tabela 8, foi possível obter uma equação normalizadas de tendência para cada tipo de solo, conforme mencionado na tabela 9. Com estas equações, é possível saber aproximadamente qual o valor da pressão específica para cada tipo de material, apenas inserindo os dados de carga (P) e espessura (x) desejado, obviamente considerando apenas o sistema de carregamentos hipotéticos adotados neste trabalho.

Tabela 8– Equações de tendência de pressão de contato

Solo	Carga de 150kN	Carga de 300kN
<i>Argila Drenada</i>	$y = 2951,9. x^{-0,7}$	$y = 6265,4. x^{-0,7}$
<i>Argila não Drenada</i>	$y = 12193. x^{-1,008}$	$y = 33485. x^{-1,1}$
<i>e=0,7</i>	$y = 8998,9. x^{-0,93}$	$y = 22246. x^{-0,998}$
<i>e=0,6</i>	$y = 9237,4. x^{-0,937}$	$y = 22349. x^{-0,996}$

Fonte: Autor (2016).

Tabela 9– Equações normalizadas de tendência para as pressões de contato

Solo	Equação
<i>Argila Drenada</i>	$y = 20. P. x^{-0,7}$
<i>Argila não Drenada</i>	$y = 96. P. x^{-1,05}$
<i>e=0,7</i>	$y = 67. P. x^{-0,96}$
<i>e=0,6</i>	$y = 68. P. x^{-0,96}$

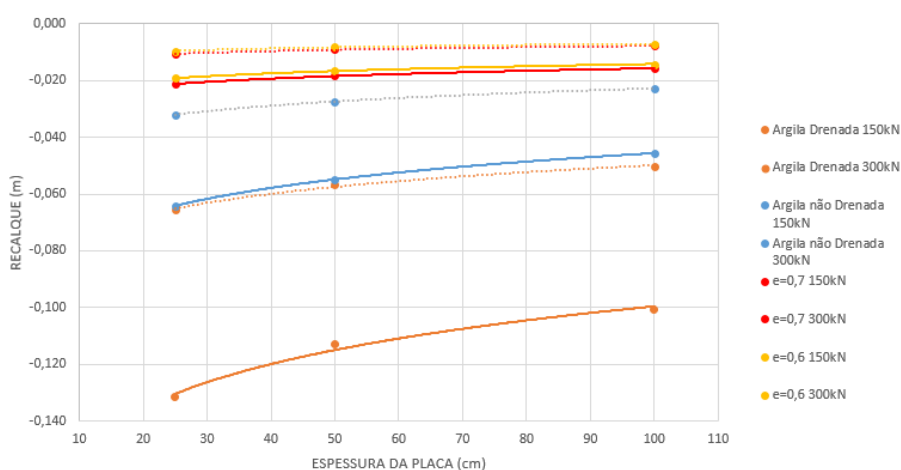
Fonte: Autor (2016).

c) Recalque Interface.

No gráfico da Figura 51, os dados obtidos para simulações com carga de 150kN se encontram representados por linhas tracejadas e para 300kN por linhas sólidas. É possível notar que o recalque tende a convergir com o aumento da espessura, o que se inverte em placas esbeltas. Para os solos residuais de arenito com $e=0,6$, e, portanto, mais rígidos, verifica-se uma tendência similar ao que se obtêm no solo com $e=0,7$. Logo, os recalques são levemente menores que na situação anterior, devido à semelhança entre os materiais.

No caso dos recalques as curvas apresentam uma tendência menos clara à convergência com o aumento da espessura da placa.

Figura 51– Recalque interface x Espessura da placa



Fonte: Autor (2016).

4.2. ANÁLISES EM MODELAGEM 3D – ELPLA

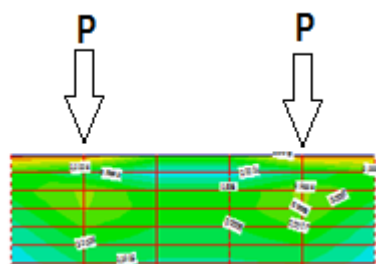
Nesta seção, serão apresentados os resultados gerais obtidos ao longo da placa, as tensões e deformações máximas e as tendências de comportamento observadas nas análises efetuadas com emprego do *software* ELPLA.

O programa ELPLA foi utilizado com o intuito de mostrar o comportamento de um solo hipotético sob uma placa de concreto com as seguintes dimensões: 5 x 1 x 10 metros conforme mostrado no item 3.2. Estas placas foram analisadas separadamente em quatro tipos de solos com o objetivo de inter-relacionar as seguintes variáveis: carga aplicada, os parâmetros geotécnicos do material, espessura da placa, deformação no solo e pressão no contato solo-estrutura. Vale ressaltar que o programa analisa os radiers como rígidos.

Nos solos argilosos, em condição drenada, submetido a duas cargas de 300kN sobre uma placa de espessuras de 25 e 100 centímetros e não drenada submetido a duas cargas de 300kN sobre uma placa de espessura de 100 centímetros, não foram obtidos resultados de deformação e tensão de contato. Isto ocorreu devido à não convergência durante o processo de solução.

Na Figura 52, ilustra a forma em que as cargas são aplicadas sobre a placa que por consequência está sobre o solo. A carga “P” representa $P_1=150$ kN e $p_2=300$ kN.

Figura 52 – Posicionamento das cargas “P” sobre a placa.



Fonte: Autor (2016).

4.2.1. Resultados Gerais

a) Deformação no contato solo-placa

A Figura 53, apresenta os resultados de deformação ao longo do eixo das placas com espessura de 25, 50 e 100 centímetros, submetidas às combinações de carregamentos mostradas no item 3.2, apoiada sobre um perfil hipotético de solo residual de arenito, com índice de vazios 0,6 e 0,7, com $E = 40 \text{ MPa}$ e $\nu = 0,33$ e $E = 36 \text{ MPa}$ e $\nu = 0,33$, respectivamente.

Observa-se que as deformações obtidas na Figura 53, são homogêneas para todas as espessuras, quando analisado somente um conjunto de carregamentos. Em placas rígidas a distribuição de tensões ocorre de forma menos homogênea, devido às deformações se concentrarem nas bordas da placa. Logo, por sofrer tensões maiores nas bordas, o solo nesta região também sofrerá maiores deformações.

Com o aumento dos carregamentos há concentração de deformações abaixo do ponto de aplicação deste, quando comparado com cargas similares mais baixas. Em suma, aumentar o carregamento de uma placa, promove aumento das deformações do solo abaixo dela. Ainda é possível observar que para o solo residual de arenito com $e = 0,6$, o solo, deforma muito menos entre os pontos de aplicação da carga.

Para o solo residual de arenito com $e = 0,7$, e, portanto, menos rígido, é possível observar que, com o aumento da espessura da placa, as áreas de influência das cargas tendem a se estender, o que leva a uma melhor distribuição dos esforços ao longo da placa, o que não se aplica para o solo residual de arenito com $e = 0,6$, pois a deformação atinge com maior intensidade as bordas da placa.

No solo residual de arenito com $e = 0,7$, observa-se que placas espessas submetidas a cargas maiores, em uma profundidade de aproximadamente 75 centímetros as deformações tendem a se estender de forma homogênea ao longo de toda a placa. Mas, para placas menos espessas no ponto de aplicação da carga, apresentam deformações pontuais a uma profundidade de 75 centímetros. Nota-se ainda que, com o aumento da espessura da placa as deformações, tendem a se homogeneizar para os dois carregamentos.

Observando a Figura 53, verifica-se que no solo residual de arenito com $e=0,7$ a uma profundidade de aproximadamente 75 centímetros apresenta deformações homogêneas, com o aumento da espessura e , a partir desta profundidade percebe-se um bulbo de deformação bem definido.

Logo, a uma profundidade de aproximadamente 75 centímetros tem-se concentração de deformações em placas esbeltas. Estas concentrações são menos claras em placas mais espessas, ou seja, placas rígidas homogeneízam as deformações, mas não mudam a magnitude das deformações máximas.

Observando os resultados da placa sobre o solo residual de arenito com $e=0,7$, verifica-se que o comportamento das deformações no contato solo-estrutura é diferente no que se observa no solo $e=0,6$. Isto ocorre devido ao solo residual de arenito com $e=0,6$ ser mais rígido do que o solo com $e=0,7$.

Figura 53– Deformações em profundidade para solos residuais de arenito.

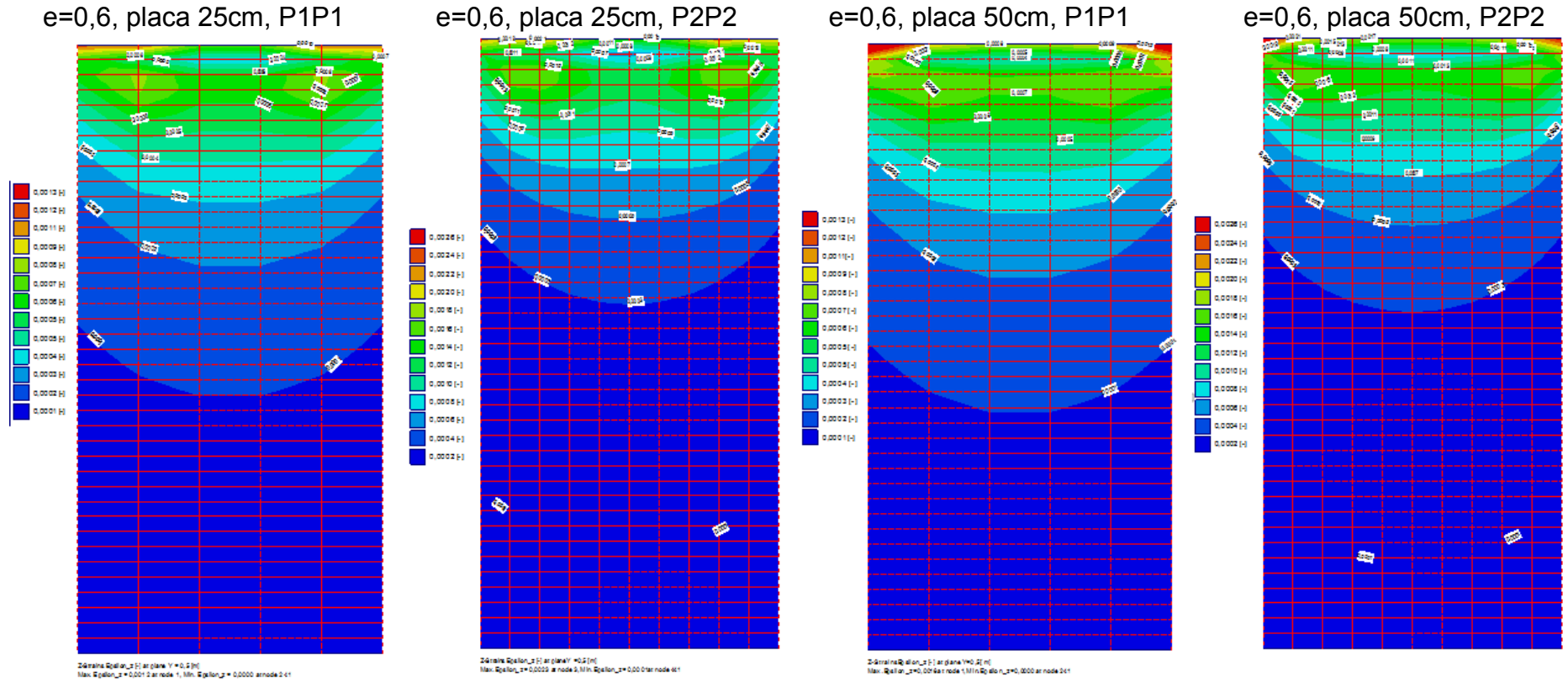
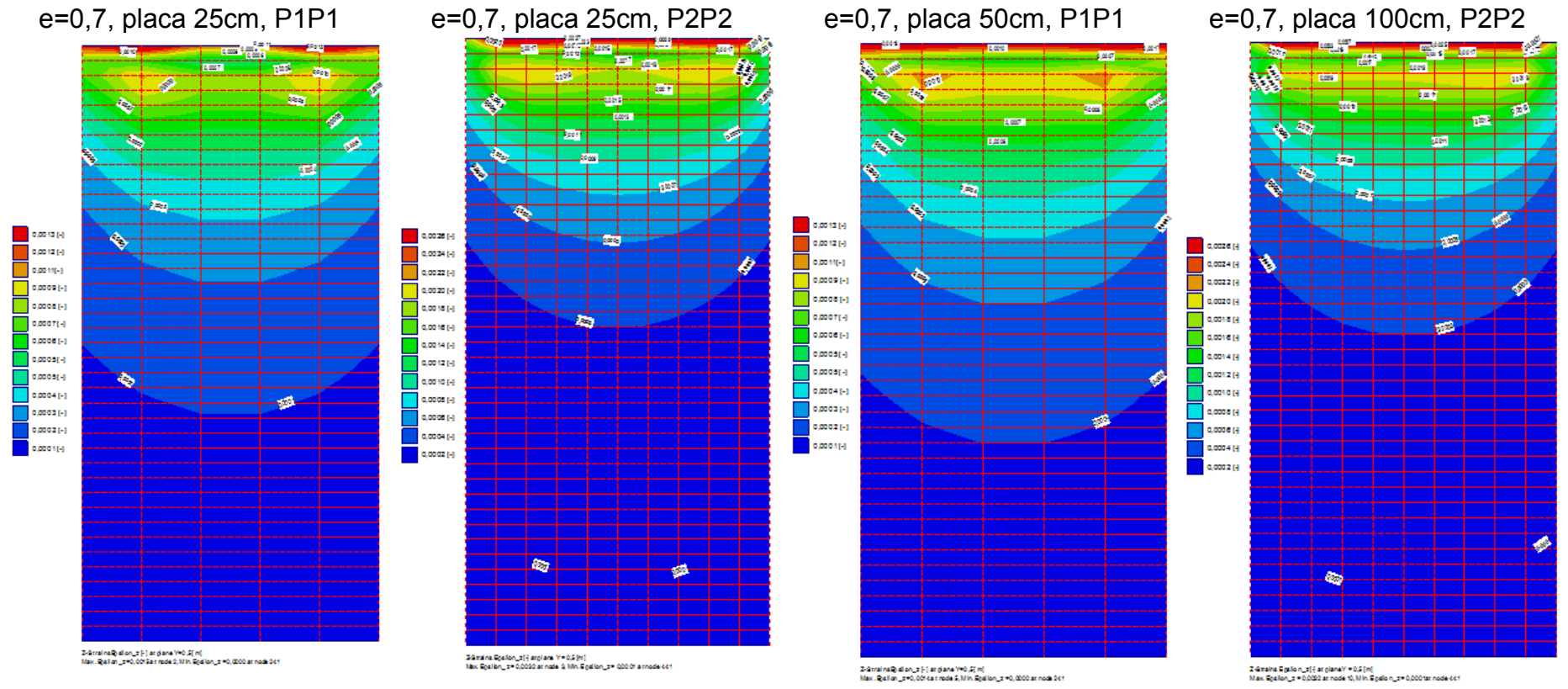


Figura 53 (continuação)



Fonte: autor (2016)

Conforme ilustrado na Figura 54, é possível perceber no solo argiloso não drenado, que ao aumentar a espessura da placa as deformações logo abaixo da mesma tendem a se manter constantes. Ou seja, as deformações logo abaixo da placa não dependem da espessura da placa e sim do carregamento aplicado.

Em solos argilosos não drenados, percebe-se que a uma profundidade de aproximadamente um metro, não há ocorrência de bulbos de deformações abaixo dos pontos de aplicação da carga, mas o mesmo não ocorre nas argilas drenadas. Isto é devido ao coeficiente de Poisson, já que os módulos de elasticidade são muito similares e apenas o coeficiente de Poisson varia fortemente. Também é observado que no solo argiloso não drenado as deformações no contato solo-estrutura se mostram homogêneas para placas de 25 e 50 centímetros quando submetidas a um conjunto de carregamentos, o mesmo não se aplica em solo argiloso drenado.

Nota-se que a partir de 3 metros de profundidade as deformações sofridas pela carga P1P1 são basicamente iguais as que são observadas em um carregamento com carga P2P2, ou seja, a partir desta profundidade a magnitude do carregamento já não influencia mais nas deformações obtidas.

Figura 54– Deformações em profundidade para solos argilosos

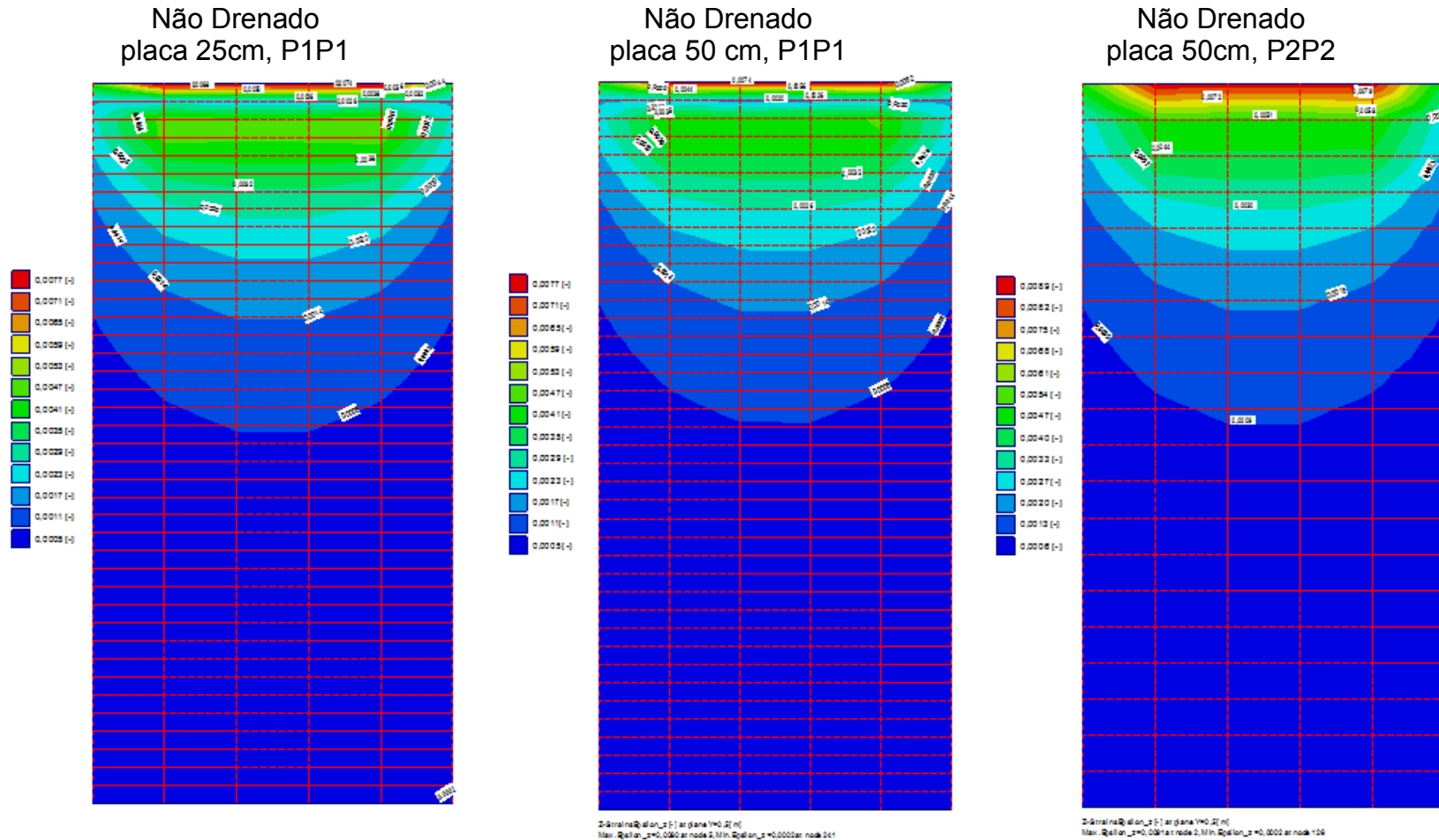
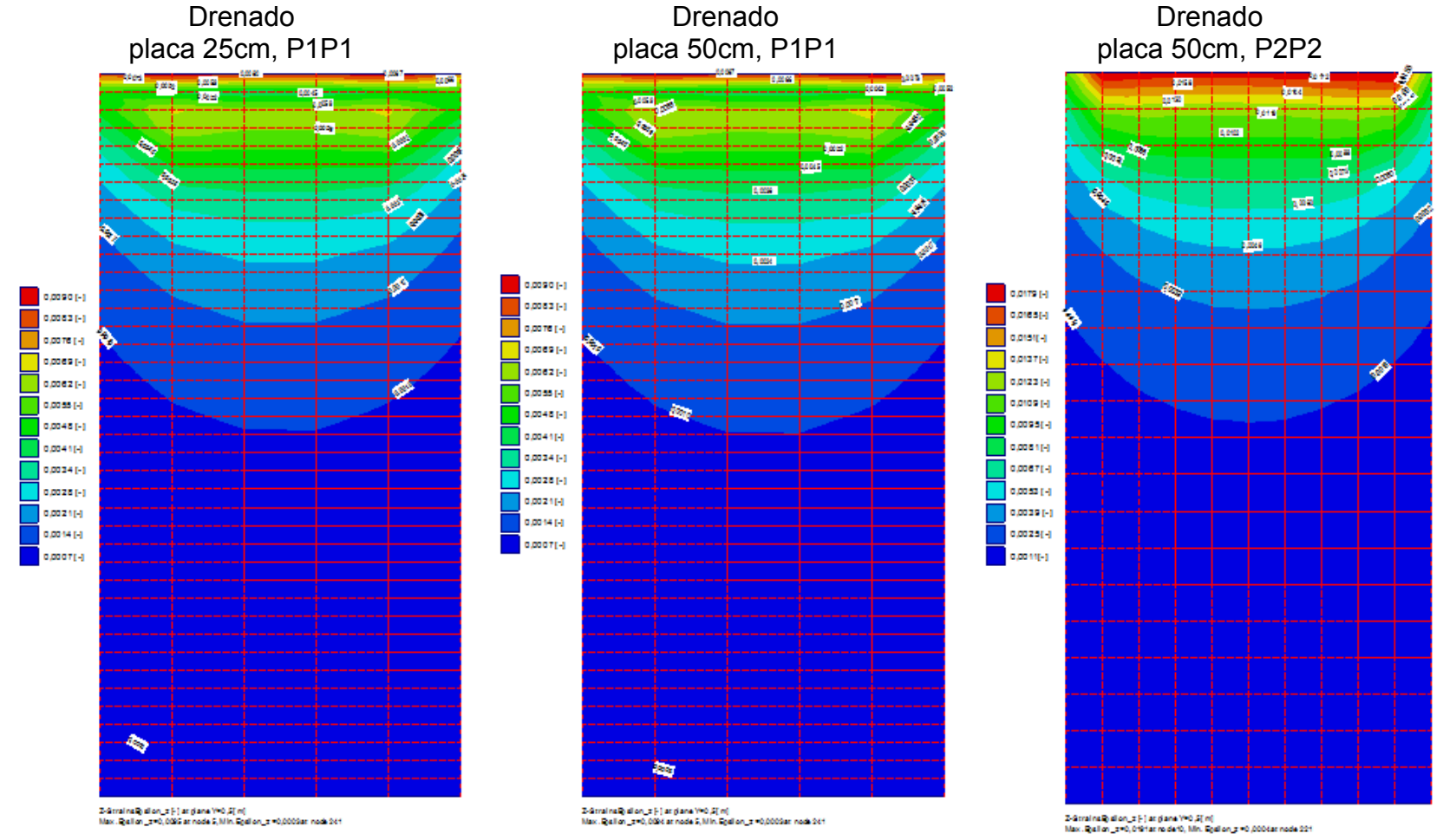


Figura 54 – (continuação)



Fonte: autor (2016).

b) Pressão no contato solo-placa

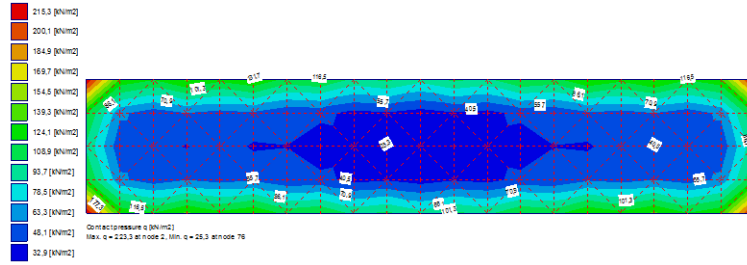
A Figura 55, mostra os resultados em termos de pressão de contato quando considerado um solo residual de arenito com índice de vazios 0,6 e 0,7. É observado que as pressões de contato no solo residual de arenito com índice de vazios 0,6 são maiores do que o solo residual de arenito com índice de vazios 0,7, devido a sua rigidez. Com o aumento da rigidez do solo, tem-se uma distribuição de tensões menos homogêneas no contato com a placa.

É possível constatar na Figura 55, que em solos residuais de arenito com índice de vazios 0,7, ao aumentar a espessura da placa para o mesmo conjunto de carregamentos não haverá mudança nos níveis de tensão de contato. Nota-se que para o solo residual de arenito com $e=0,7$, quando submetido a carregamentos de P2P2 as menores tensões tendem a se concentrar bem no centro da placa.

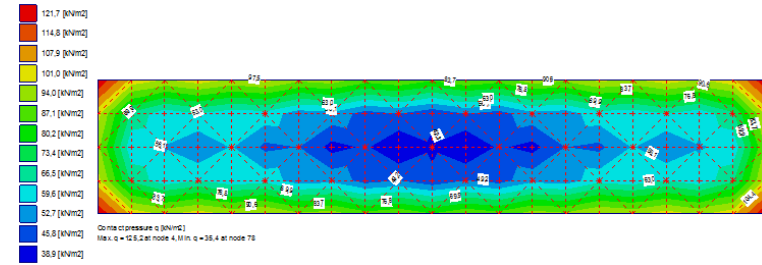
O padrão de distribuição das tensões de contato é antes função da rigidez do solo do que da magnitude das cargas aplicadas. Nota-se que tanto para o solo residual de arenito com índice de vazios 0,6, quanto para $e=0,7$ as maiores tensões estão concentradas na borda da placa, isto é típico de radier rígidos.

Figura 55– Pressão no contato solo-estrutura em solos residuais de arenito.

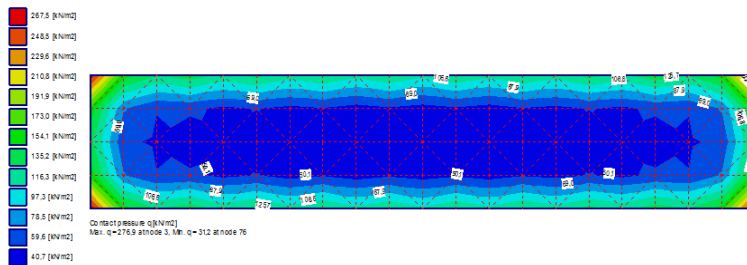
e=0,6, placa 25cm, P1P1



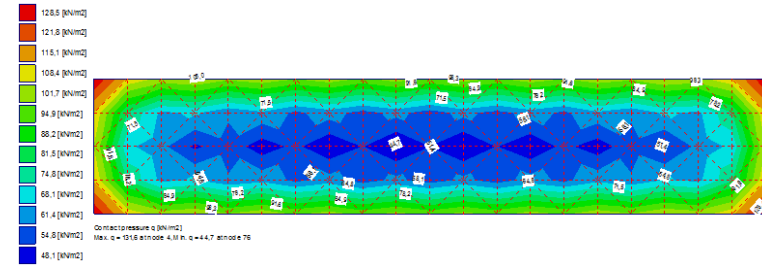
e=0,7, placa 25cm, P1P1



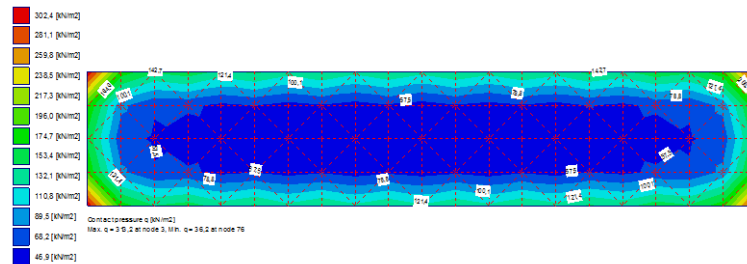
e=0,6, placa 50cm, P1P1



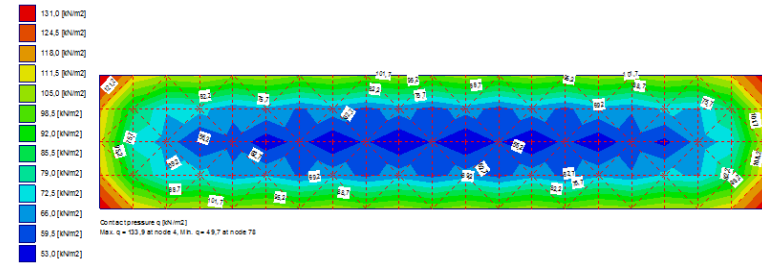
e=0,7, placa 50cm, P1P1



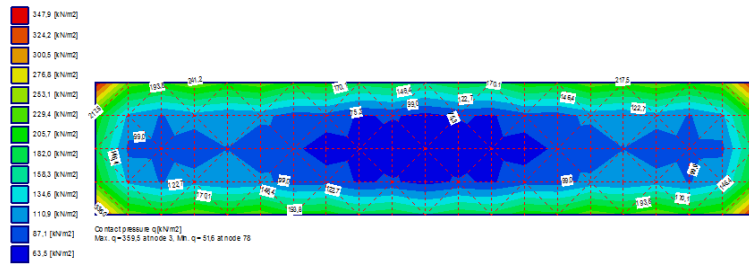
e=0,6, placa 100cm, P1P1



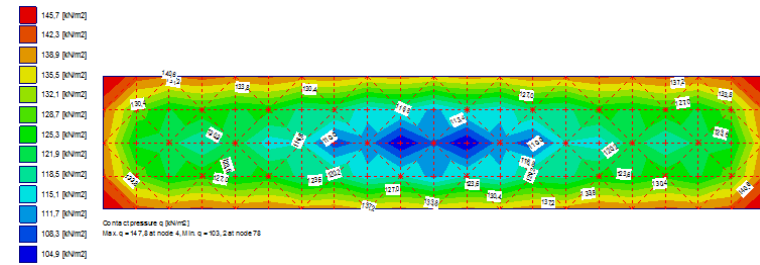
e=0,7, placa 100cm, P1P1



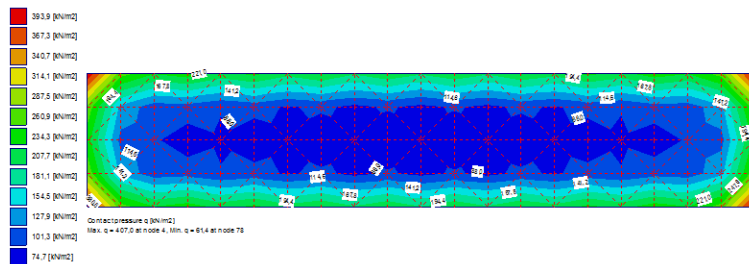
e=0,6, placa 25cm, P2P2



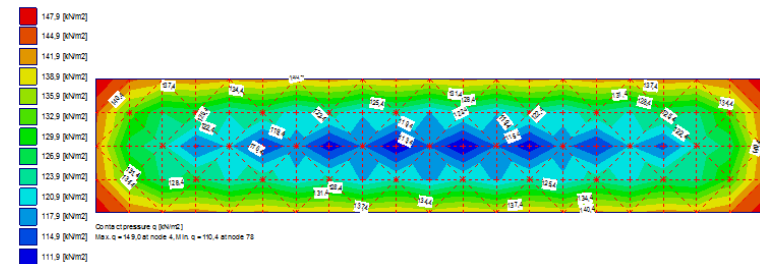
e=0,7, placa 25cm, P2P2



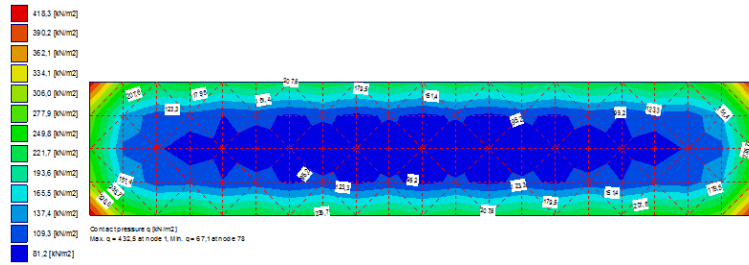
e=0,6, placa 50cm, P2P2



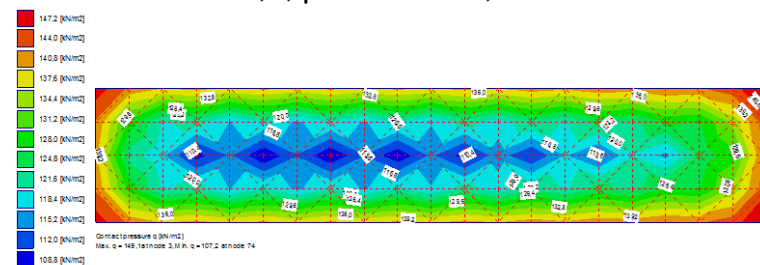
e=0,7, placa 50cm, P2P2



e=0,6, placa 100cm, P2P2



e=0,7, placa 100cm, P2P2



Fonte: autor (2016)

Na Figura 56, estão apresentados os resultados em termos de pressão de contato quando considerado um solo argiloso em condição drenada e não drenada. Observando os resultados da placa sobre o solo argiloso não drenado, verificou-se uma tendência de comportamento similar ao que se obteve no solo argiloso drenado. No entanto, as tensões no solo argiloso drenado são consideravelmente maiores que nas argilas não drenadas, devido ao módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson. Percebe-se que com o aumento da espessura da placa as tensões tendem a se elevar, devido à rigidez do solo e ao carregamento aplicado.

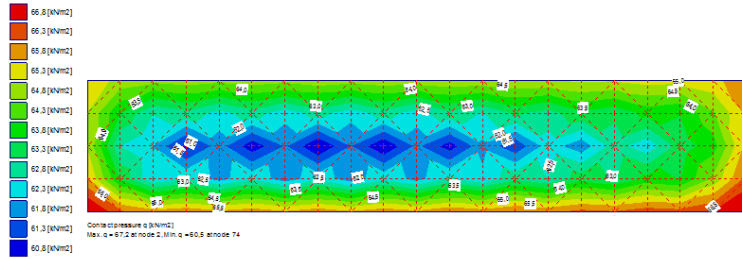
Percebe-se que no solo argiloso não drenado, a espessura da placa não influencia nas pressões de contato decisivamente, já no solo argiloso drenado quando submetido a cargas maiores o aumento da espessura da placa faz com que as pressões sejam mais homogêneas do que as obtidas por cargas menores. Nota-se que na Figura 56, as tensões são maiores para o material de menor módulo de elasticidade, mas também com menor coeficiente de Poisson. Esse comportamento não se aplica para os solos residuais de arenito.

Na Figura 56, observa-se que o padrão da distribuição de tensões é afetado pelo solo e pelas propriedades da placa (espessura e rigidez).

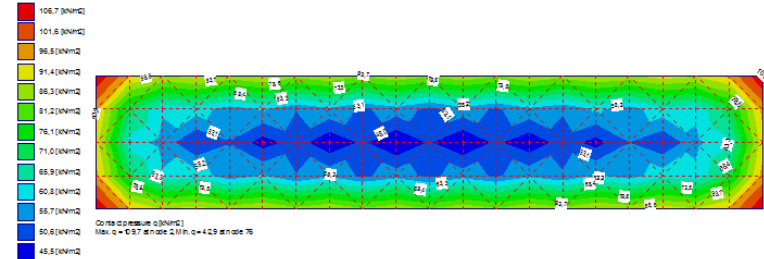
Percebeu-se um carregamento assimétrico para o solo residual de arenito com índice de vazios 0,7, submetido a uma placa de 100 centímetros e cargas de 300 kN, isto ocorreu devido as limitações do programa.

Figura 56- Pressão no contato solo estrutura em solos argilosos.

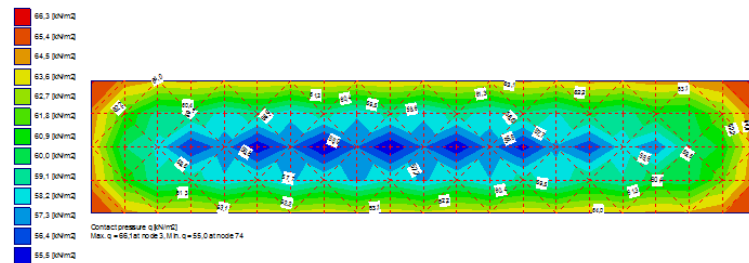
Argila não drenada, placa 25cm, P1P1



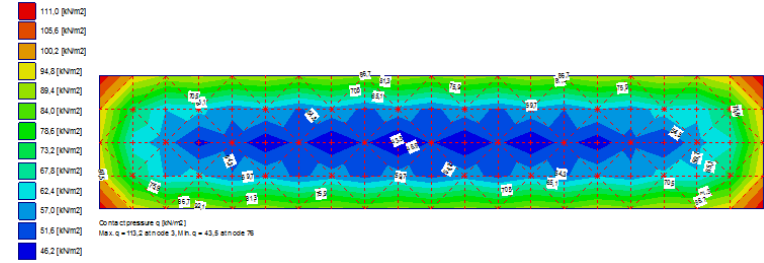
Argila drenada, placa 25cm, P1P1



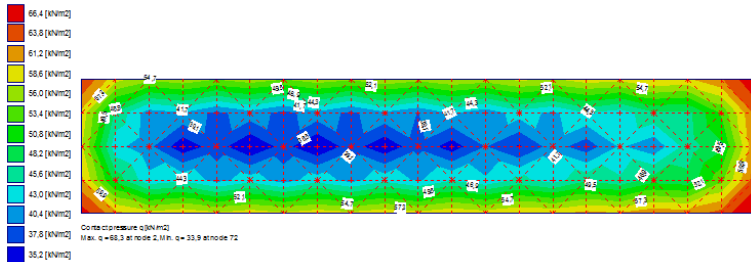
Argila não drenada, placa 50 cm, P1P1



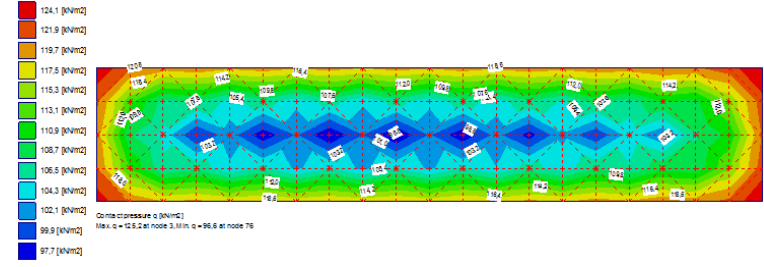
Argila drenada, placa 50cm, P1P1



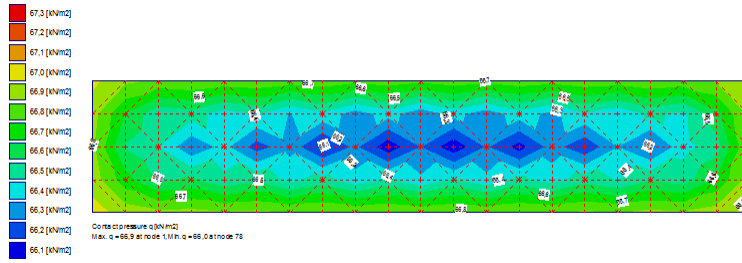
Argila não drenada, placa 100cm, P1P1



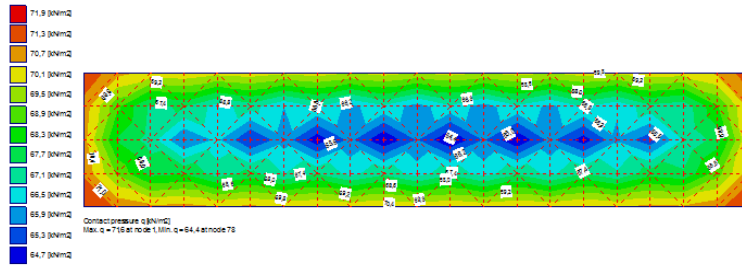
Argila drenada, placa 50cm, P2P2



Argila não drenada, placa 25cm P2P2



Argila não drenada, placa 50cm, P2P2



Fonte: autor (2016)

4.2.2. Resultados Máximos

a) Deformação máxima no contato solo-placa

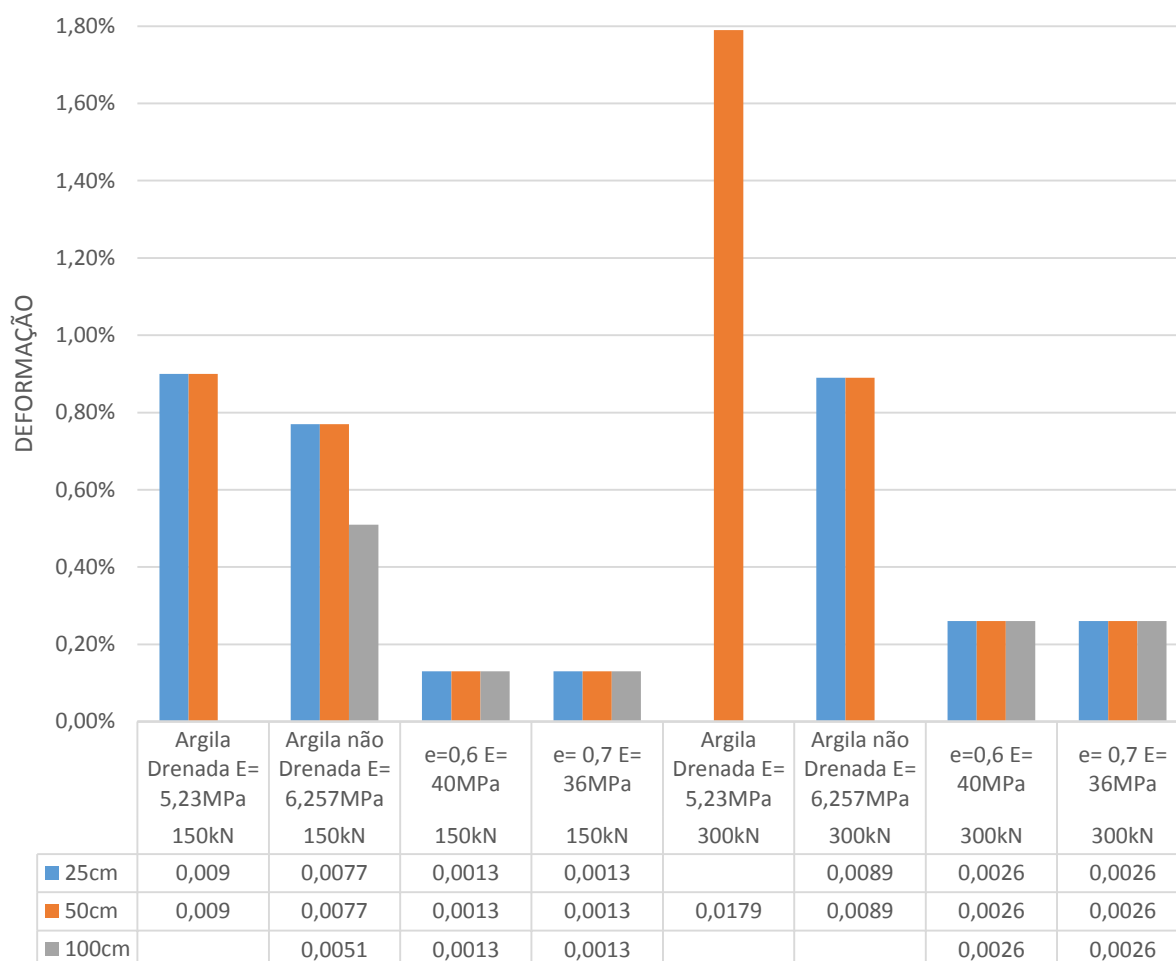
Na análise da Figura 57, é possível constatar que o aumento da deformação está mais relacionado com a magnitude do carregamento, do que com a mudança dos materiais. Com o aumento da espessura da placa as deformações apresentadas pelos materiais mostraram-se homogêneas. Porém, o mesmo não é observado para o solo argiloso não drenado, por obter menores deformações quando submetido a um carregamento de 150kN em placas mais espessas, em específico.

É perceptível na Figuras 57, que a deformação máxima do solo argiloso em condição drenada, é maior do que as dos outros materiais quando submetido a carregamentos de 300kN, isto ocorre devido ao baixo módulo de elasticidade. Ou seja, o módulo de elasticidade também possui grande relevância nas deformações.

O solo argiloso em condição drenada, quando submetido a carregamentos de menor magnitude, seja para placas esbeltas ou placas espessas, possui a mesma intensidade de deformação que o solo argiloso não drenado, quando submetidos a cargas maiores. Isto ocorre devido o coeficiente de Poisson do material não drenado ser maior que o do material drenado. Ou seja, o coeficiente de Poisson controla a intensidade de deformação para este material.

Na Figura 57, verifica-se ainda uma tendência de comportamento homogêneo entre os solos residuais de arenito com índice de vazios 0,6 e 0,7, tanto em placas espessas, quanto em placas esbeltas, para o mesmo conjunto de carregamentos. No entanto, para cargas de 300kN em solos residuais de arenito, a deformação será exatamente duas vezes o valor da deformação obtida pela magnitude da carga de 150kN, ou seja, aumentando ou diminuindo a carga aplicada para cada espessura, o valor da deformação será proporcional.

Figura 57 – Deformações máximas na interação solo-placa



Fonte: autor (2016)

b) Pressão máxima no contato solo-placa

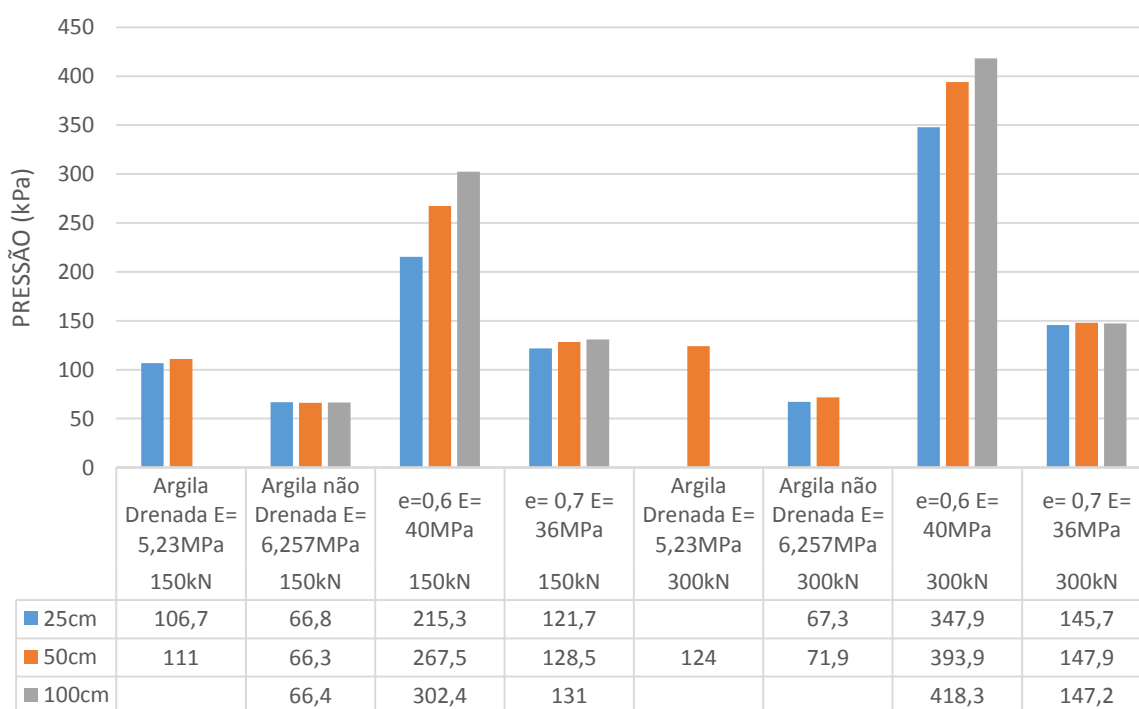
A Figura 58, apresenta os resultados de pressão de contato para os solos residuais de arenito com índice de vazios 0,6 e 0,7, assim como para os solos argilosos em condição drenada e não drenada. No solo residual de arenito com $e=0,6$, e, portanto, mais rígido, verificou-se que as pressões de contato são consideravelmente maiores, quando comparadas com o solo residual de arenito com $e=0,7$.

Em placas espessas os resultados de pressão no contato solo-estrutura são maiores, devido a rigidez da placa. Logo, é possível constatar que a espessura da placa possui grande relevância para as pressões obtidas, porém a magnitude do carregamento também influencia de modo considerável no resultado das pressões.

Na Figura 58, verifica-se que os materiais com maior módulo de elasticidade, tendem a gerar maiores valores de pressão no contato solo-estrutura. Contudo, a tendência se inverte para o solo argiloso em condição não drenada, quando comparado com o solo argiloso em condição drenada, tal fato ocorre devido o coeficiente de Poisson deste material ser diferente.

Na Figura 58, nota-se que com o aumento da espessura da placa e a baixos módulos de elasticidade, as tensões de contato tendem a se estabilizar, ou seja, tornando-se homogêneas. No solo argiloso em condição drenada, não foi possível obter alguns valores de tensão, isto ocorreu devido o programa não atingir convergência na solução do problema.

Figura 58– Pressões de contato máximas na interação solo-placa.



Fonte: autor (2016)

4.2.3. Tendências

a) Deformação no contato solo-placa

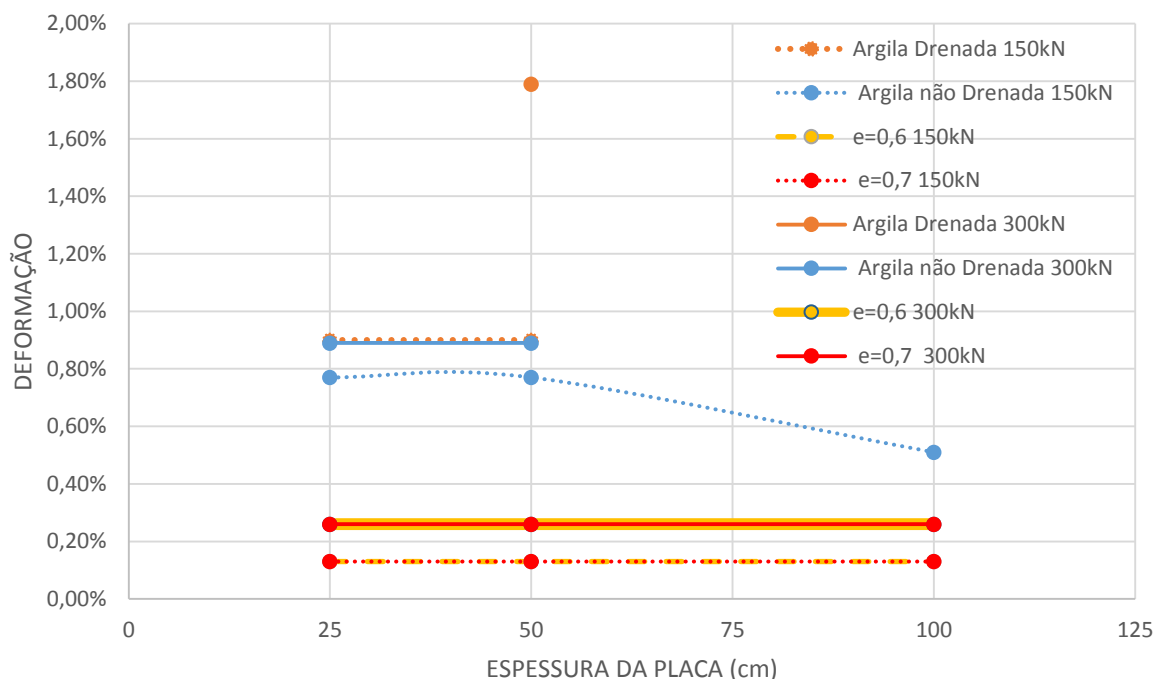
No exposto da Figura 59, os solos carregados com cargas de magnitude 150kN são representados por linhas tracejadas e os solos carregados com cargas de magnitude 300kN por linhas sólidas.

As espessuras da placa juntamente com o módulo de elasticidade controlam a deformação, conforme ilustrado na Figura 59. Com o aumento da espessura da placa, o solo argiloso não drenado submetido a uma carga de 150kN, tende a convergir com os solos residuais de arenito com índice de vazios 0,7 e 0,6. Isto ocorre devido ao coeficiente de Poisson da argila não drenada ser maior do que o coeficiente de Poisson dos solos residuais de arenito.

É possível observar que, as deformações nos solos residuais de arenito com índice de vazios 0,6 e 0,7, tendem a permanecerem constantes com o aumento da espessura da placa. Percebe-se que o efeito do carregamento nas deformações é mais importante que a espessura da placa.

Através dos resultados máximos obtidos pelo ELPLA, constata-se que quanto maior o módulo de elasticidade, menor será a deformação na placa. Porém, nos solos residuais de arenito as deformações se apresentam homogêneas para os dois conjuntos de carregamentos.

Figura 59– Deformação máximas no contato solo-placa



Fonte: autor (2016)

b) Pressão no contato solo-placa

A Figura 60, apresenta os resultados de pressão de contato para os solos residuais de arenito com índice de vazios 0,6 e 0,7, assim como para os solos argilosos drenado e não drenado. Os solos carregados com 150kN são representados por linhas tracejadas e os solos carregados com 300kN por linhas sólidas.

Em placas espessas os resultados de pressão no contato solo-estrutura são maiores, devido a rigidez da placa. Logo, é possível constatar que a espessura da placa possui grande relevância para as pressões obtidas, porém a magnitude do carregamento também influencia de modo considerável no resultado das pressões.

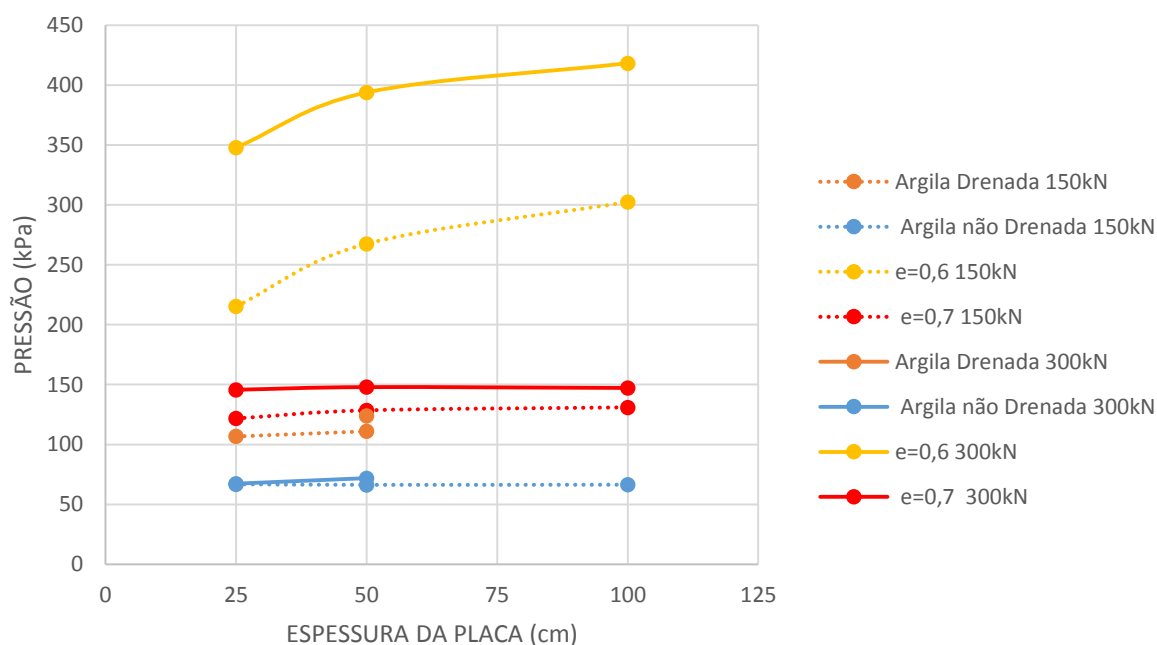
Na Figura 60, com o aumento da espessura da placa, é possível constatar que o solo residual de arenito com $e=0,7$ e o solo argiloso em condição não drenada, quando submetidos a carregamentos de 300kN e 150kN, respectivamente, possuem pressões constantes ao longo do eixo da placa, mas vale mostrar que as deformações são diferentes.

No solo residual de arenito com $e=0,6$, e, portanto, mais rígido, verificou-se que as pressões de contato são consideravelmente maiores, quando comparadas com o solo residual de arenito com $e=0,7$.

As pressões de contato nos solos residuais de arenito, ilustrados na Figura 60, são maiores com o aumento da espessura da placa, assim como nos solos argilosos. Ainda é possível observar que nos materiais de maior módulo de elasticidade, obtêm-se maiores valores de pressão no contato solo-estrutura. Porém, a tendência se inverte nos solos argilosos, devido ao coeficiente de Poisson.

Na Figura 60, nota-se que com o aumento da espessura da placa, as tensões de contato tendem a se estabilizar para os solos argilosos e o solo residual de arenito com $e=0,7$, mantendo-se constantes.

Figura 60– Pressão máxima no contato solo-placa



Fonte: autor (2016)

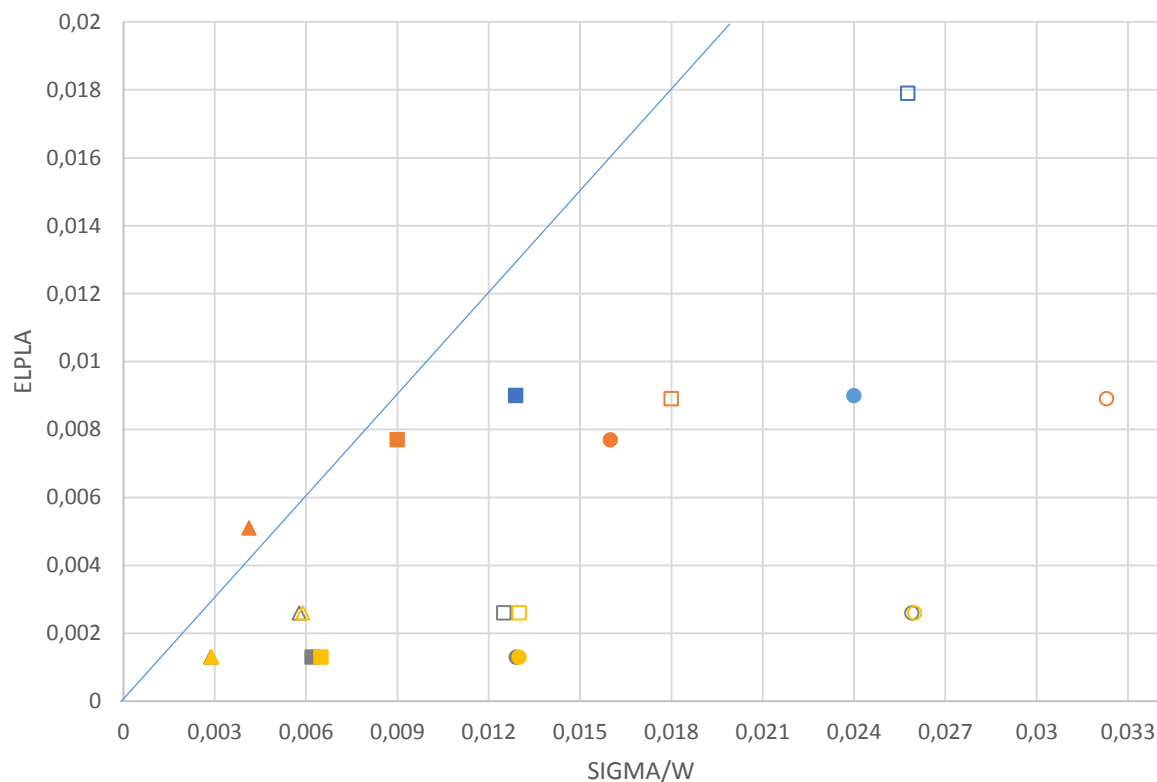
4.3. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS

a) Deformação no contato solo-placa

A Figura 61, apresenta uma comparação entre os programas utilizados para a análise da presente pesquisa. Relata-se, que ambos os programas possuem limitações quanto aos tipos de análise e número de nós na malha de elementos finitos. Vale lembrar que há dois sistemas de radier, flexível (liso e sem vigas de concreto) e rígido (com vigas de concreto para aumentar sua rigidez). O programa SIGMA/W considera a placa de concreto como um radier flexível, ou seja, as camadas sofrem deformações elásticas significativas quando submetidas ao carregamento. Já o programa ELPLA considera a placa de concreto como um radier rígido, ou seja, ao assegurar sua rigidez as tensões provenientes dos carregamentos aplicados são redistribuídas, a fim de diminuir a tensão imposta para o terreno de fundação.

Ao unir os resultados obtidos tanto no ELPLA, quanto no SIGMA/W foi possível observar que as deformações obtidas são maiores no programa SIGMA/W devido ao fato de este realizar análises em placas flexíveis. Tal fato pode ser constatado devido a reta de 45° implantada no gráfico. A reta tem por objetivo mostrar o momento em que as deformações são iguais nos programas e também a influência de cada *software*, sobre os resultados gerados. No gráfico da Figura 61 nota-se quatro pontos experimentais afastados da reta de 45°. Isto ocorre, devido ao solo estar submetido a cargas de 300 kN e possuírem placas com espessuras de 25 e 50 centímetros, ou seja, em placas esbeltas ficam mais claro os efeitos em cada abordagem.

Figura 61– Comparação ELPLA x SIGMA/W – Deformação no contato solo-placa



Legenda:

Material	SIGMA/W - ELPLA					
	P1			P2		
	25	50	100	25	50	100
Argila Drenada	●	■			□	
Argila não drenada	●	■	▲	○	□	
e=0,6	●	■	▲	○	□	△
e=0,7	●	■	▲	○	□	△

Fonte: autor (2016)

É possível verificar no programa SIGMA/W, as deformações obtidas no solo residual de arenito são maiores que aquelas previstas com uso do programa ELPLA. O SIGMA/W mostra deformações decrescentes com o aumento da espessura da placa, ou seja, considerando que as placas são flexíveis a espessura das mesmas norteiam as deformações. Ainda é possível observar que no solo argiloso não drenado, quando em contato com placas espessas, as deformações no programa ELPLA se mostram maiores do que no SIGMA/W.

Foi possível verificar na Figura 61, que os resultados obtidos pelo programa ELPLA para solos residuais de arenito com índice de vazios 0,6 e 0,7, permaneceram constantes com o aumento da espessura da placa e dos carregamentos. Já no SIGMA/W as deformações para estes materiais diminuem com o aumento da espessura, ou seja, no programa SIGMA/W aumentando ou diminuindo a carga aplicada para cada espessura, o valor da deformação será proporcional (típico de modelos lineares elásticos).

b) Pressão no contato solo-placa

No gráfico da Figura 62, a fim de interpretar melhor os resultados, foi empregado uma reta a 45 graus, identificando os maiores valores obtidos para tensão e deformação obtido em cada um dos programas. Logo, no programa ELPLA, foi possível observar que as pressões de contato são maiores para placas espessas sobre o solo residual de arenito quando submetidas ao carregamento de 150kN, o mesmo não acontece no SIGMA/W. Foi possível observar ainda, que há três pontos experimentais consideravelmente afastados da reta de 45°. Constatou-se que estes materiais estão submetidos a carregamentos de $P_2=300\text{kN}$ e a placas esbeltas. Tal fato ocorreu devido as tensões serem mais altas em placas flexíveis do que rígidas.

No programa SIGMA/W, nota-se que por se tratar de radiers flexíveis, as pressões são mais expressivas para placas esbeltas, já no ELPLA esta tendência se inverte. É possível notar na Figura 62, que no programa ELPLA baixos módulos de elasticidades implicam em baixas tensões, já esta tendência não se aplica para o SIGMA/W.

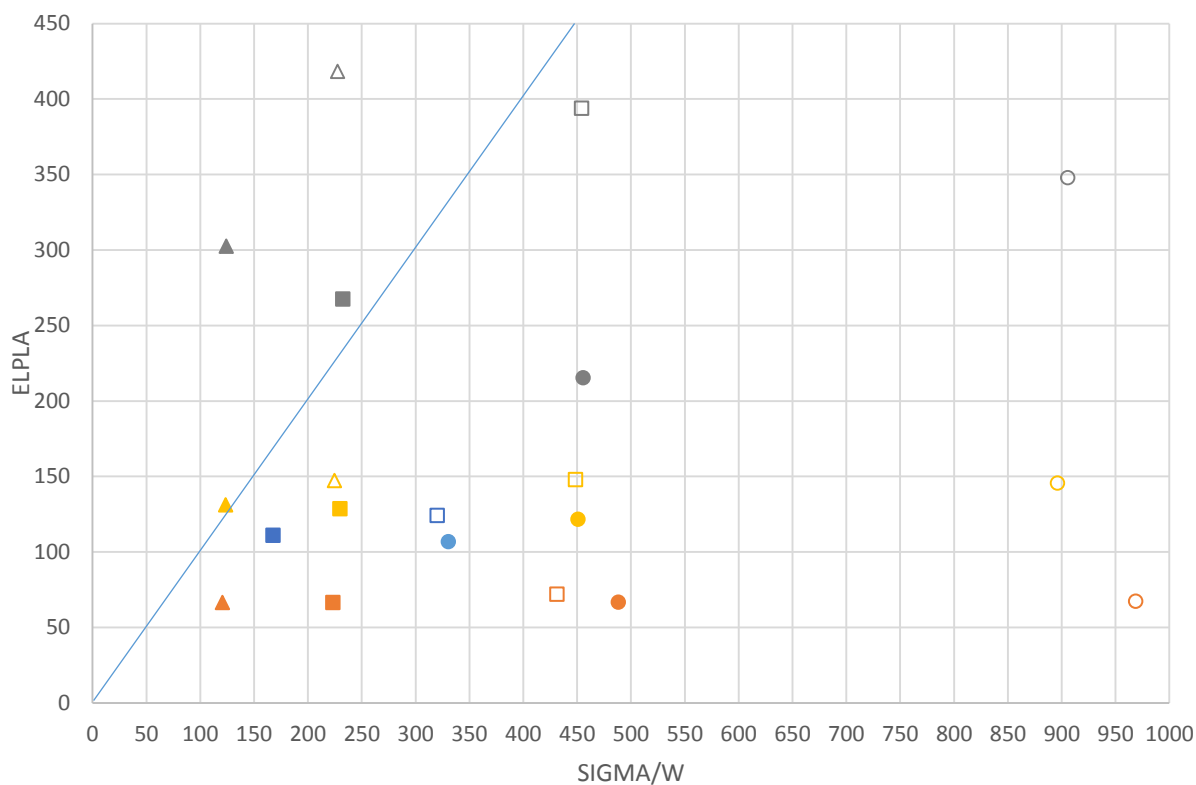
As tensões máximas em solo argiloso não drenado, no programa SIGMA/W, tendem a ser menores com o aumento da espessura da placa, já o mesmo não ocorre no ELPLA, em que as tensões se mantêm homogêneas. Assim, é possível perceber que a espessura da placa é relevante para a obtenção dos resultados nos dois programas estudados.

Do exposto na Figura 62, verifica-se que a diferença do comportamento entre as placas rígidas e flexíveis é tão mais importante quanto menos espessa for a placa, o mesmo acontece para as deformações.

No solo residual de arenito com índice de vazios 0,6, é observado que placas espessas e com maiores carregamentos geram tensões de contato maiores no

programa ELPLA. Isto deve-se provavelmente ao fato de o ELPLA analisar o problema considerando o radier como placa rígida.

Figura 62– Comparação ELPLA x SIGMA/W – Pressão no contato solo-placa



Legenda:

Material	COR	SIGMA/W - ELPLA					
		P1			P2		
		25	50	100	25	50	100
Argila Drenada	AZUL	●	■			□	
Argila não drenada	LARANJA	●	■	▲	○	□	
e=0,6	CINZA	●	■	▲	○	□	△
e=0,7	AMARELO	●	■	▲	○	□	△

Fonte: autor (2016)

5. CONCLUSÃO

A partir dos resultados obtidos nesta pesquisa, foi possível concluir que os solos estudados apresentam similaridade de comportamento (padrões) nas deformações e tensões no contato solo-estrutura.

Os resultados obtidos no programa SIGMA/W mostraram que o aumento de deformação está muito mais relacionado com o solo de fundação do que com o aumento da espessura da placa. É possível observar que em placas esbeltas, os carregamentos variáveis promovem deformações menores que as medidas nas placas com cargas uniformes, até porque a área das placas em que se avaliou os efeitos de carregamentos variáveis é maior. Através dos resultados de deformação obtidos pelo programa SIGMA/W, conclui-se que as deformações em solos argilosos sedimentares são maiores do que as deformações apresentadas nos solos residuais de arenito, em virtude do menor módulo de elasticidade.

As pressões no contato solo-placa, obtidas no programa SIGMA/W, apresentam comportamento similares aos obtidos pelas deformações. Constata-se ainda que quanto maior o módulo de elasticidade do solo, maiores serão as tensões de contato. Nas deformações esta tendência se inverte. Para o solo argiloso não drenado, por possuir alto coeficiente de Poisson, as tensões são mais elevadas do que as apresentadas pelos demais materiais.

Foi observado que com o aumento da espessura da placa os recalques máximos obtidos diminuem devido à rigidez da placa. Ainda é possível concluir que o aumento da carga aplicada irá contribuir de forma expressiva nos recalques, mas o módulo de elasticidade do solo também influencia os recalques de forma relevante. O comportamento de placas sobre solos residuais de arenito e solos argilosos, em termos de tensões e deformações, mostra similaridade, tendendo a convergir quando empregadas placas espessas.

Ainda no programa SIGMA/W, foram ajustadas equações que descrevem as tendências de comportamento verificadas nas análises. Estas equações são

específicas para cada tipo de solo, e foram utilizadas como forma de parametrizar os resultados. Vale ressaltar, que estas tendências são exclusivas para este problema.

No programa ELPLA, observou-se que ao aumentar a espessura da placa não houveram mudanças nas máximas deformações e tensões, com exceção do solo residual de arenito com $e=0,6$.

No ELPLA o padrão de distribuição de tensões obedece mais a rigidez da placa do que a magnitude da carga (P) aplicada. Contudo, observou-se que o módulo de elasticidade controla a deformação. Também é possível constatar que os padrões de distribuição das tensões de contato não são afetados exatamente pelo solo, mas sim, pelas propriedades da placa.

Nos solos residuais de arenito, constatou-se que as deformações obtidas possuem comportamentos diferentes das tensões de contato e isto ocorre em razão do módulo de elasticidade. Foi possível perceber que tanto a tensão de contato máxima, quanto as deformações máximas se concentram nas bordas da placa. Isto ocorre devido o programa ELPLA realizar análises para placas rígidas.

Ao comparar os resultados alcançados nos softwares, foi possível observar que as deformações obtidas são maiores no programa SIGMA/W devido, o mesmo, realizar análises em placas flexíveis.

Assim, com a diferença de aplicação de cada programa, e apesar das limitações geradas pelo uso das versões estudantis dos mesmos, conclui-se que o módulo de elasticidade, assim como a espessura da placa e coeficiente de Poisson, são parâmetros significantes para este estudo, pois comandam o comportamento exibido pelo solo e placa em interação. Logo, para obter uma melhor análise do comportamento de radiers é fundamental estabelecer parâmetros para que o uso destes modelos possa refletir a realidade.

Ao dimensionar o radier como rígido, o mesmo deve se manter nestas condições pois o seu comportamento em placas flexíveis mostram-se distintos. Assim, radiers dimensionados como placas rígidas devem ser executados a fim de obter dimensões que possam conduzir a este comportamento.

REFERÊNCIAS

- ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercícios de fundações** – 2. Ed. São Paulo: São Paulo, 2010. 206 p.
- ALVA, G. M. S. **Interação solo-estrutura (ISE)**. Notas de aula disciplina ECC 840 – Análise Estrutural I – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, UFSM, Santa Maria, 2007.
- ALMEIDA, Luiz Carlos. **Laje sobre solo para fundação de resistências**. 2001. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2001.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE-ACI. **Suggested analysis and design procedures for combined footings and mats**. Report by ACI Committee 336.2R-88(reapproved 1993).
- ANGELO, Rafaela Machado. **Análise numérica uma tubulação enterrada submetida a carregamentos móveis**. 2016, 166 p. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós Graduação em Geotecnia. Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2016.
- ANTONIAZZI, Juliana Pippi. **Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais**. Dissertação(Mestrado) – Curso Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Santa Maria, Rio Grande do Sul, 2011.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR 6118:2014. **Projeto de estruturas de concreto**. Rio de Janeiro, 2014. 221 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NOMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR 6122:2010. **Projeto e execução de fundações**. NBR 6122. Rio de Janeiro, 2010. 91 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6489:1984. Prova de Carga Direta Sobre Terreno de Fundação**, Rio de Janeiro, 1984.
- AZEREDO, Hélio Alves de. **O edifício até sua cobertura - Prática da construção civil**. 2. ed. São Paulo: Edgard Blucher, 1997.
- BELL, Brian J.. **Fundações em concreto armado**. 4. ed. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1985. 268 p.
- BOWLES, J.E. **Foundation Analysis and Design**. 3. ed. Tokyo, 1982, McGraw-Hill.
- BRANDI, José Luiz Gonçalves. **Previsibilidade e controle de recalques em radiers sobre solo mole**. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em construção civil, Setor de Tecnologia da Universidade do Paraná, Curitiba, 2004.

BRIAUD, J. L.; JEANJEAN, P. **Load Settlement Curve Method for Spread Footing on Sand**. Proc. ASCE Conference Settlement' 94, GSP n. 40, v. 2, p. 1774- 1804, College Station, Texas, 1994.

BRITO, José Luis Wey de. **Fundações de edifício**. São Paulo: Epusp, 1987.

CAPUTO, H. P **Mecânica dos solos e suas aplicações**, *Livros Técnicos e Científicos*, Rio de Janeiro, 1982.

CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libânio Miranda. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. São Paulo: PINI, 2009. 2 v. 589 p.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. **Tensão Admissível em Fundações Diretas**. São Carlos: RiMa, 2003. 142 p.

CHAMECKI, Samuel. **Consideração da Rigidez da Estrutura no Cálculo dos Recalques da Fundação**. In: Separata dos Anais do I Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos – Volume I, Porto Alegre, RS, 1954. pp. 35 - 80.

DELALIBERA, Rodrigo Gustavo. **Tópicos especiais em concreto armado**. São Carlos: Unilins, 2006. 47 p.

DÓRIA, Luiz Eduardo Santos. **Projeto de estrutura de fundação em concreto do tipo radier**. 2007. 93 p. Dissertação (Pós-Graduação em Engenharia Civil) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Alagoas, Alagoas, 2007.

FERREIRA, Pedro Miguel Vaz. **Estudo do comportamento mecânico de um solo residual de arenito da Formação Botucatu**. 2002. 257 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002.

GARCIA, Julián Asdrubal Buriticá. **Análise de comportamento de barragens construídas com núcleos argilosos compactos no ramo super úmido**. 2013. 145 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil e Ambiental, Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2013.

GEO-SLOPE int. Ltd (2009) **Stress-deformation modeling** whit SIGMA/W 2007, An engineering Methodology. 4th Edition, May 2009.

GOUVENOT, D. **Essais de chargement et de flambement de pieux aiguilles**, Annales de l'Institut technique du batimento et des Travaux Publics, n. 334, 1975.

GUSMÃO, A. D. **Aspectos relevantes da interação solo-estrutura em edificações**. Solos e Rochas, Rio de Janeiro, v. 17, n. 1, p. 47-55, abr. 1994.

HACHICH, Waldemar. **Fundações: teoria e prática**. São Paulo: Pini, 1998.

JOPPERT JUNIOR, Ivan. **Fundações e contenções de edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução**. São Paulo: PINI, 2007.

KANY, M., EI GENDY, M., EI GENDY, A. ELPLA 8.0: **Analysys of slab foudation**. Zindorf. Germany, 2002.

KRAHL, Pablo Augusto. **Estudo da influência da interação solo-estrutura no dimensionamento de radier**. 2011. 65 p. Monografia – Curso de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá, Paraná, 2011.

MENDES, Fernando Borges. **O uso de ferramenta computacional na avaliação e dimensionamento de cortinas atirantadas**. 2010. 179 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Geotécnica, Programa de Pós-graduação em Geotécnica, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2010.

MEYERHOF, G. G. **Some recent foundation research and its application to design**. *The Structural Engineer*, v. 31, p. 151-167, 1953.

MONTOYA, P.J.; MESEGUER, A.G; CABRÉ, F.M. **Hormigón Armado**, 8ªed- Barcelona. Ed. Gustavo Gili, S. A. 1987.

MORAES, Marcello de Cunha. **Estruturas de fundações**. 3. ed. São Paulo: Mcgraw-hill, 1976.

MOREIRA, Luís Fernando. **Análise de deformação de uma barragem de terra instrumentada com o uso de dois modelos constitutivos**. 2012. 183 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação em Engenharia de Construção Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2012.

PACHECO, Thiago Mendonça. **Análise comparativa de custos entre o radier e fundação em sapata corrida utilizadas em obras de padrão popular de quatro pavimentos no município de feira de Santana, Bahia**. 2010. 91 p. Monografia – Departamento de Tecnologia, Universidade Estadual de Feira de Santana, Bahia, 2010.

PAVAN, R. C.; COSTELLA, M. F.; GUARNIERI, G. **Interação solo-estrutura para sistemas estruturais reticulados sobre fundações rasas**. Ibracon de estruturas e materiais, Chapecó, v. 7, n. 2, p. 260-285, abril 2014.

PEDROSO, Dorival de Moraes. **Modelos elastoplásticos para solos argilosos: capacidade de previsão de comportamento integração da relação constitutiva**. 2002. 191 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2002.

PORDEUS, Victor Costa. **Viabilidade econômica da utilização dos radiers na Construção de habitações de pequeno porte**. 2009. 124 p. Monografia. Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2009.

PORTO, Thiago Bomjardim. **Estudo da interação de paredes de alvenaria estrutural com a estrutura de fundação**. 2010. 243 p. Dissertação do curso de Pós-Graduação em engenharia de estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2010.

REBELLO, Yopanan Canrado Pereira, **Fundações: Guia prático de projetos, execução e dimensionamento**, Zigurate Editora, São Paulo, 2008.

RIBEIRO, Marco Antônio Amâncio. **Análise comparativa de métodos utilizados no cálculo da interação solo-radier**. 2010. 101 p. Monografia – Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas da Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2010.

RANDOLPH, M. F. **The response of flexible piles to lateral loading**. *Geotechnique* 31, pp. 247-249. 1981.

SALES, Luís Fernando Pedroso. **Estudo do comportamento de Fundações superficiais assentes em solos tratados**. 1998, 146 p. Dissertação do Curso de Pós-Graduação em engenharia civil da escola de engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1998.

SANTANA, Osvaldo Soares de. **Fundações rasas para residências populares**. 2011. 59 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Anhembí Morumbi, São Paulo, 2011.

SCARLAT, Adrian S. **Effect of Soil Deformability on Rigidity Related Aspects of Multistory Buildings Analysis**. Structural Journal, v. 90, n. 2, p. 156-162, 1993.

SCHULTZE, E. **Druckverteilung und Setzungen**. Grundbau - Taschenbuch, Band I, 2. Auflage. Berlin: W. Ernst und Sohn, 1966.

SILVA, Francisco Chagas da. **Modelagem de problemas de engenharia: solução de equações diferenciais parciais pelo método dos elementos finitos**. Rev. Tecnol. Fortaleza, v. 26, n. 2 p. 134-144, dez 2005.

SIMONS, Noel E. **Introdução à engenharia de fundações**. Rio de Janeiro: Inter ciência, 1981.

SOARES, José Mario Doleys. **Estudo do comportamento geotécnico do depósito de argila mole da grande Porto Alegre**. 1997. 332 p. Tese – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997.

SOUZA, Rafael Alves; REIS, Jeselay Hemetério Cordeiro. **Interação solo-estrutura para edifícios sobre fundações rasas**-DOI: 10.4025/actascitechnol. v30i2. 5467. Acta Scientiarum. Technology, v. 30, n. 2, p. 161-171, 2008.

SPERNAU, Wilson. **Notas de aula – Estruturas de fundações**. Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis-SC, 1998.

STRAMANDINOLI, J.S.B. **Contribuições à Análise de Lajes Nervuradas por Analogia de Grelha**. Dissertação de Mestrado da Universidade Federal de Santa Catarina, 2003.

TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics**. John Wiley and sons: Nova Iorque, 1943.

TERZAGHI, K. **Evaluation of Coefficient of Subgrade Reaction**. Geotechnique, v.05., n.04, 1955.

TIZOTT, Rafael Mallmann. **Comparação do custo benefício entre dois tipos de fundações: sapata rígida e radier**. 2013. 117 f. Monografia (Especialização) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí, 2013.

VARGAS, Milton. **Mecânica dos Solos**. São Paulo: Mcgraw-hill, 2002.

VELLOSO, Dirceu Alencar; LOPES, Francisco de Rezende Waldemar. **Fundações: Critérios de Projeto – Fundações Superficiais**, Nova Edição – São Paulo – 2011. Ed. Oficina de Textos.

VESIC, A. **Bending of beam resting on isotropic elastic solid**. 1961. Vol. 87 Jemd, ASCE. pp. 35-53, 1961.

VSL INTERNATIONAL LTD. **Post Tensioned Foundation**, 1990. Second Printing.

XAVIER, Alex. **Você conhece as lajes em radiers? Confira agora tudo sobre este tipo de fundação e como elas são usadas no Brasil**. 2015. Disponível em: < <http://www.brz-experts.com.br/news/voce-conhece-as-lajes-radiers-confira-agora-tudo-sobre-este-tipo-de-fundacao-e-como-elas-sao-usadas-no-brasil>>. Acessado em: 17/08/2016 às 17:25h.