

UNIVERSIDADE FEDERAL RURAL DO SEMI-ÁRIDO



PRÓ-REITORIA DE GRADUAÇÃO

CENTRO DE ENGENHARIAS

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

BONIEX MANOEL DA SILVA

**APLICAÇÃO DO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS PARA ANÁLISE DA
INFLUÊNCIA DO BLOCO DE COROAMENTO NA DISTRIBUIÇÃO DE
DEFORMAÇÕES, TENSÕES E RECALQUES DE UM GRUPO DE ESTACAS
ESCAVADAS**

MOSSORÓ

2019

BONIEX MANOEL DA SILVA

**APLICAÇÃO DO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS PARA ANÁLISE DA
INFLUÊNCIA DO BLOCO DE COROAMENTO NA DISTRIBUIÇÃO DE
DEFORMAÇÕES, TENSÕES E RECALQUES DE UM GRUPO DE ESTACAS
ESCAVADAS**

Monografia apresentada a Universidade
Federal Rural do Semi-Árido como requisito
para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: John Eloi Bezerra, Prof. Dr.

MOSSORÓ

2019

© Todos os direitos estão reservados a Universidade Federal Rural do Semi-Árido. O conteúdo desta obra é de inteira responsabilidade do (a) autor (a), sendo o mesmo, passível de sanções administrativas ou penais, caso sejam infringidas as leis que regulamentam a Propriedade Intelectual, respectivamente, Patentes: Lei nº 9.279/1996 e Direitos Autorais: Lei nº 9.610/1998. O conteúdo desta obra tomar-se-á de domínio público após a data de defesa e homologação da sua respectiva ata. A mesma poderá servir de base literária para novas pesquisas, desde que a obra e seu (a) respectivo (a) autor (a) sejam devidamente citados e mencionados os seus créditos bibliográficos.

S586a Silva, Boniex Manoel da.
APLICAÇÃO DO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS PARA
ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DO BLOCO DE COROAMENTO NA
DISTRIBUIÇÃO DE DEFORMAÇÕES, TENSÕES E RECALQUES DE
UM GRUPO DE ESTACAS ESCAVADAS / Boniex Manoel da
Silva. - 2019.
90 f. : il.

Orientador: John Eloi Bezerra.
Monografia (graduação) - Universidade Federal
Rural do Semi-árido, Curso de Engenharia Civil,
2019.

1. Ansys. 2. Estacas. 3. Fundações. 4.
Numérica. 5. Simulação. I. Bezerra, John Eloi,
orient. II. Título.

BONIEX MANOEL DA SILVA

**APLICAÇÃO DO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS PARA ANÁLISE DA
INFLUÊNCIA DO BLOCO DE COROAMENTO NA DISTRIBUIÇÃO DE
DEFORMAÇÕES, TENSÕES E RECALQUES DE UM GRUPO DE ESTACAS
ESCAVADAS**

Monografia apresentada a Universidade
Federal Rural do Semi-Árido como requisito
para obtenção do título de Engenheiro Civil.

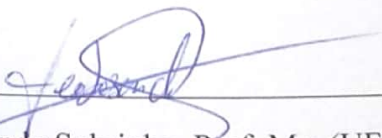
Defendida em: 20 / 03 / 2019

BANCA EXAMINADORA



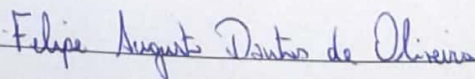
John Eloi Bezerra, Prof. Dr (UFERSA)

Orientador



Francisco Rosendo Sobrinho, Prof. M.e (UFERSA)

Membro Examinador



Felipe Augusto Dantas De Oliveira, Prof. (UFERSA)

Membro Examinador

Aos meus avós, Joaquim Laurindo e Maria
Emília

Aos meus pais, Manoel Francisco e Rita Ana

AGRADECIMENTOS

A graça irresistível e infinita misericórdia de Deus, cuja glória resplandece em sua criação.

Aos meus pais, que sempre acreditaram no filho que criaram, obrigado pelo amor, companheirismo, sermões e, principalmente, pelos exemplos.

A toda minha família, principalmente aos meus irmãos, Arimatéia, Gilvanilma, Gilvanice, Mércia e Elizabeth, que sempre me instruíram, apontando o conhecimento como a melhor forma de vencer este mundo.

Ao meu orientador Prof. Dr. John Eloi Bezerra, pela disponibilidade e confiança que possibilitaram a elaboração deste trabalho.

A Francisco Rosendo e Felipe Augusto, integrantes da banca examinadora, pelo empenho e disposição em ler, analisar e realizar uma justa avaliação deste documento.

Aos meus colegas de classe Cláudia Yanara, Gabriel Augusto, Juliana Carla, Maryane Holanda e Vitor Oliveira que nunca hesitaram em compartilhar seus problemas e soluções, de modo que encontramos, uns nos outros, parte da inspiração que nos trouxe até aqui.

A todos os meus amigos, dentro e fora da Universidade, que me incentivaram e aconselharam em momentos de tensão acadêmica.

“Qual de vocês, se quiser construir uma torre, primeiro não se assenta e calcula as despesas, para ver se tem meios suficiente para completá-la? Pois, se lançar o alicerce e não for capaz de terminá-la, todos os que a virem rirão, dizendo: Este homem começou a construir e não foi capaz de terminar”

Lucas 14:28-30

RESUMO

Os grupos de estacas escavadas são elementos de fundação executados para possuírem grande capacidade de carga e, na maioria das análises teóricas, é desprezada a contribuição do seu bloco de coroamento. Dada a complexidade física envolvida nos problemas geotécnicos na engenharia civil, é comum a simplificação dos modelos matemáticos para se realizarem as análises estruturais. Assim, os métodos numéricos surgiram como uma interessante alternativa para o estudo de fundações. Hoje, é possível simular computacionalmente o comportamento dos solos quando submetidos aos mais variados tipos de cargas. Neste trabalho, foram elaborados 6 arranjos para o tipo de fundação citado, onde, com do Método dos Elementos Finitos, através do *software* de análise multifísica *Ansys*, foi estudado o comportamento da estrutura e do solo, quando submetidos a uma carga vertical, considerando a interação solo-estrutura. Para modelagem dos modelos geométricos da fundação, foram feitas variações da posição do bloco de coroamento, podendo este ser apoiado, enterrado ou suspenso sobre o solo, com a intenção de entender como o elemento de união das estacas influencia o comportamento do solo e da estrutura, através da análise da distribuição de tensões e deformações do conjunto. Também foi feita uma análise com o solo em regime puramente elástico, para comparar o recalque estrutural com o previsto pelos modelos teóricos. Os resultados mostraram que a rigidez do bloco tem grande influência sobre a deformação e distribuição de momentos fletores nas estacas, podendo alterar o sinal algébrico deste. Verificou-se que o uso de blocos em contato com o solo, ao passo que reduz a carga de compressão nas estacas, afeta negativamente a eficiência do atrito entre solo e estaca, podendo reduzir sua capacidade de carga. Também ficou constatado que solos perfeitamente elásticos possuem comportamento divergente aos casos reais, o que mostra que os métodos baseados na teoria da elasticidade aplicados a materiais granulares devem ser usados de forma cuidadosa.

Palavras-chave: Ansys. Estacas. Fundações. Numérica. Simulação.

ABSTRACT

Groups of floating piles are foundations elements made to possess large load capacity and, in most theoretical analyzes, the contribution of their pile cap is neglected. Given the physical complexity involved in geotechnical problems in civil engineering, it is common to simplify the mathematical models to carry out the structural analyzes. Thus, numerical methods emerged as an interesting alternative to the study of foundations. Today, it is possible to simulate computationally the behavior of soils when subjected to the most varied types of loads. In this work, 6 arrangements were made for the type of foundation mentioned, where, using the Finite Elements Method, through Ansys multiphysics analysis software, the behavior of the structure and soil was studied when submitted to a vertical load, considering the soil-structure interaction. For the modeling of the geometric models of the foundation, variations of the position of the pile cap were made, which could be supported, buried or suspended on the ground, with the intention of understanding how the element of union of the piles influences the behavior of the soil and the structure, through the analysis of the distribution of tensions and deformations of the set. Also, a soil analysis was carried out in a purely elastic regime, to compare the structural settlement with that predicted by the theoretical models. The results showed that the stiffness of the cap has great influence on the deformation and distribution of bending moments in the piles, being able to alter its algebraic sign. It was verified that the use of cap in contact with the soil, while reducing the compression load on the piles, negatively affects the friction efficiency between soil and concrete, and can reduce the load capacity of the structure. It was also found that perfectly elastic soils have a divergent behavior to the real cases, which shows that the methods based on elasticity theory applied to granular materials should be used carefully.

Key words: Ansys. Foundations. Numerical. Piles. Simulation.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Influência das propriedades do solo sobre as pressões de contato.....	18
Figura 2 – Relação de Tensão-Deformação para os modos de ruptura. (a) Geral, (b) local e (c) por punção.	19
Figura 3 – Problema estático de uma estaca isolada	21
Figura 4 – Modelos de rupturas para as soluções teóricas	22
Figura 5 – Ábaco para determinação do fator de influência.....	27
Figura 6 – Ábaco para determinação do fator de compressibilidade	27
Figura 7 – Ábaco para determinação do fator espessura h finita de solo compressível	28
Figura 8 – Ábaco para determinação do fator do coeficiente de Poisson.....	29
Figura 9 – Modelagem teórica de um problema de interação solo-estrutura	31
Figura 10 – Círculo de Mohr para um estado de tensões qualquer	35
Figura 11 – Critério de ruptura de Mohr-Coulomb para amostras de solo confinado.....	36
Figura 12 – Parâmetros algébricos resumidos pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb	37
Figura 13 – Representação, em planta, das geometrias utilizadas na análise.....	40
Figura 14 – Representação generalizada, em corte, das geometrias utilizadas na análise	41
Figura 15 – Ferramenta de simetria aplicadas aos dois planos, xz e yz	44
Figura 16 – Vista superior da divisão dos elementos na superfície do solo	45
Figura 17 – Vista lateral da divisão dos elementos no conjunto solo-estrutura	45
Figura 18 – Vista lateral da divisão dos elementos da fundação.....	46
Figura 19 – Posição e orientação do percurso para análise de resultados nas estacas	52
Figura 20 – Posição e orientação plano para análise de resultados no solo	53
Figura 21 – Aplicação do método de Pulos e Davis: Determinação do fator de influência	54
Figura 22 – Aplicação do método de Poulos e Davis: Determinação do fator de compressibilidade	55
Figura 23 – Aplicação do método de Pulos e Davis: Determinação do fator de espessura finita	55
Figura 24 – Aplicação do método de Pulos e Davis: Determinação do fator para o coeficiente de Poisson.....	56
Figura 25 – Recalque da estrutura para o caso de bloco flexível suspenso.....	59
Figura 26 – Refinamento da malha para verificação de recalque em solo elástico.....	60
Figura 27 – Recalque estrutural para caso de bloco flexível suspenso em solo puramente elástico	61

Figura 28 – Tensões normais em z, desenvolvidas na região superior das estacas	63
Figura 29 – Tensões normais em z, desenvolvidas na região superior da fundação, para bloco flexível apoiado	65
Figura 30 – Tensões normais em z, desenvolvidas na região superior da fundação, para bloco rígido apoiado	66
Figura 31 – Deslocamento horizontal do modelo tridimensional da estrutura.....	68
Figura 32 – Tensões principais máximas devido à carga e peso da estrutura: Caso de bloco flexível apoiado	73
Figura 33 – Tensões principais máximas devido à carga e peso da estrutura: Caso de bloco flexível suspenso.....	74
Figura 34 – Tensões principais mínimas devido à carga e peso da estrutura: Caso de bloco flexível apoiado	75
Figura 35 – Tensões principais mínimas devido à carga e peso da estrutura: Caso de bloco flexível suspenso.....	76
Figura 36 – Tensões cisalhantes máximas devido à carga e peso da estrutura: Caso de bloco flexível apoiado	77
Figura 37 – Tensões cisalhantes máximas devido à carga e peso da estrutura: Caso de bloco flexível suspenso.....	78
Figura 38 – Deformações totais devido à carga e peso da estrutura: Caso de bloco flexível apoiado.....	79
Figura 39 – Deformações totais devido à carga e peso da estrutura: Caso de bloco flexível suspenso.....	80
Figura 40 – Deformações totais devido à carga e peso da estrutura: Caso de bloco flexível enterrado	81
Figura 41 – Verificação do critério de ruptura de Mohr-Coulomb: Caso de bloco flexível apoiado.....	82
Figura 42 – Verificação do critério de ruptura de Mohr-Coulomb: Caso de bloco flexível suspenso.....	83

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Recalque estrutural ao longo dos estágios para o caso de bloco flexível suspenso	58
Gráfico 2 – Força vertical ao longo das estacas para todos os casos abordados	63
Gráfico 3 – Momentos fletores nas estacas para os casos de blocos apoiados.....	65
Gráfico 4 – Momentos fletores nas estacas para os casos de blocos suspensos	66
Gráfico 5 – Momentos fletores nas estacas para todos os casos abordados	67
Gráfico 6 – Deslocamentos horizontais nas estacas para todos os casos abordados	69
Gráfico 7 – Tensões cisalhantes máximas ao longo das estacas para todos os casos abordados	71

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Parâmetros mais usuais para solos homogêneos	33
Tabela 2 – Dimensões e condições estruturais para cada um dos casos analisados	41
Tabela 3 – Propriedades dos materiais utilizados.....	43
Tabela 4 – Distribuição do número de nós nas geometrias	44
Tabela 5 – Descrição das geometrias envolvidas no controle de estágios	48
Tabela 6 – Divisão dos estágios da simulação	49
Tabela 7 – Resumo inicial obtido para os 6 casos estudados	57
Tabela 8 – Resumo comparativo entre os métodos para o caso flexível suspenso	62
Tabela 9 – Resumo dos resultados para os 6 casos estudados.....	72

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
2	OBJETIVOS	15
2.1	GERAL	15
2.2	ESPECÍFICOS	15
3	REFERENCIAL TEÓRICO	16
3.1	ESTACAS ESCAVADAS	16
3.1.2	Escavação	16
3.2.2	Concretagem	16
3.2	INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA	17
3.2.1	Pressões de contato	17
3.2.1.1	Rigidez relativa solo-estrutura	17
3.2.1.2	Resistência ao cisalhamento do solo	18
3.2.2	Modos de ruptura	19
3.3	ANÁLISE ESTRUTURAL DE UMA ESTACA ISOLADA	20
3.3.1	Resistência de ponta	21
3.3.1.1	Métodos teóricos	21
3.3.1.2	Métodos semi-empíricos	24
3.3.2	Resistência lateral	24
3.3.3	Previsão de recalques	25
3.3.3.1	Soluções de Acréscimo de Tensões	25
3.3.3.2	Método de Poulos e Davis	26
3.3	ANÁLISE ESTRUTURAL DE UM GRUPO DE ESTACAS ESCAVADAS	29
3.4	MODELAGEM DO SOLO E MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	30
3.4.1	Sobre o método	31
3.4.2	Tipos de modelagem estrutural	32
3.4.3	Parâmetros do solo	32
3.4.4	Modelo de Mohr-Coulomb	34
3.4.4.1	Círculo de Mohr	34
3.4.4.2	Critério de ruptura de Coulomb	35
3.4.4.3	União dos dois modelos teóricos	36
4	METODOLOGIA	39
4.1	DESENHO DA GEOMETRIA	39

4.2	MODELAGEM DO CONJUNTO SOLO-ESTRUTURA	42
4.2.1	Propriedades dos materiais utilizados	42
4.2.2	Elaboração da malha.....	43
4.3	CONFIGURAÇÃO DO PROBLEMA ESTÁTICO	46
4.3.1	Regiões de contato	46
4.3.2	Divisão dos estágios	47
4.4	DEFINIÇÃO DOS DADOS DE SAÍDA.....	50
4.4.1	Resultados das estacas.....	51
4.4.2	Resultados do solo.....	52
4.5	ANÁLISE DE RECALQUES POR MÉTODO ELÁSTICO	54
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES	57
5.1	RECALQUES E PRESSÕES DE CONTATO ENTRE BLOCO E SOLO	57
5.2	RESULTADOS NAS ESTACAS	62
5.2.1	Tensões e forças normais	62
5.2.2	Momento fletor	64
5.2.3	Deslocamento horizontal.....	68
5.2.4	Tensões de cisalhamento máximas.....	70
5.3	RESULTADOS NO SOLO	72
5.3.1	Tensões principais máximas	72
5.3.2	Tensões principais mínimas.....	74
5.3.3	Tensões cisalhantes máximas.....	76
5.3.4	Deformações totais.....	78
5.3.5	Verificação do critério de ruptura de Mohr-Coulomb	81
6	CONCLUSÃO	85
	REFERÊNCIAS.....	88

1 INTRODUÇÃO

Na tentativa de atender as necessidades humanas, criam-se novas técnicas construtivas, as quais permitem a elaboração de estruturas cada vez mais complexas, o que requer o desenvolvimento de novos modelos matemáticos que sirvam de base para garantir a integridade das mesmas. As fundações do tipo grupo de estacas, unidas por um bloco de coroamento, são elementos estruturais com grande capacidade de carga, sendo que, dada a complexidade dos problemas matemáticos, devido sua geometria e comportamento do solo, é comum a simplificação do modelo estrutural, como por exemplo, a desconsideração da parcela de contribuição do bloco de coroamento (VELLOSO e LOPES, 2010, pág. 274).

Dadas essas dificuldades, o método empírico é de grande utilização na área geotécnica. Ocorre que, na engenharia civil, em muitos ensaios realizados a fim de se estabelecer o comportamento das estruturas, é requerido grande investimento financeiro, além de ser demandando tempo para a concretagem e cura dos elementos, o que, eventualmente, também inviabiliza essa solução.

Com o avanço da computação e consequente surgimento dos modelos numéricos, como o método dos elementos finitos, tornou-se possível a realização de análises cada vez mais representativas, com elaborados modelos que representam de forma confiável a interação entre solo e estrutura, o que ampliou os estudos na área geotécnica e na engenharia. Agora, a qualidade das análises e previsões estruturais dependem apenas do tempo de processamento que se quer investir, que por sua vez, está ligado a complexidade do problema e capacidade de cálculo das máquinas.

Afim de se compreender o comportamento estrutural de um grupo de estacas escavas, unidas por um bloco de coroamento, este trabalho se prontifica a utilizar o método dos elementos finitos, através do *software* de simulação multifísica, *Ansys*, em 6 variações para o tipo de fundação mencionado. Para cada possibilidade, haverá uma alteração no tipo de bloco, que poderá ser apoiado sobre o solo, enterrado ou suspenso sobre o mesmo. Em cada posição, ocorrerá também a possibilidade do bloco ser flexível ou rígido. Com isso, se pretende averiguar o processo de distribuição de tensões e deformações no solo, analisar o comportamento das estacas e como a natureza do bloco de coroamento influencia esses resultados.

2 OBJETIVOS

2.1 GERAL

Analisar o comportamento estrutural de uma fundação do tipo grupo de estacas escavadas. Será utilizado o método dos elementos finitos para estudar a influência do bloco de coroamento, quanto a rigidez e posição, sobre o comportamento estrutural de fundações.

2.2 ESPECÍFICOS

Estudar a viabilidade da implantação do método dos elementos finitos, através do *software Ansys*, para a resolução de problemas de fundação na engenharia civil.

Analisar como a rigidez e posição do bloco de coroamento afeta o comportamento estrutural de um grupo de estacas escavas, no que se refere as tensões e deformações desenvolvidas no solo e nas estacas.

Comparar os resultados de recalques obtidos com métodos teóricos, de acordo com a literatura.

3 REFERENCIAL TEÓRICO

3.1 ESTACAS ESCAVADAS

As estacas escavadas são elementos de fundação de grande capacidade de carga. São executadas *in loco*, a partir da perfuração do terreno e retirada do material. Durante a escavação, as paredes do solo tendem a deformar devido ao empuxo de terra, consequência de seu peso próprio. Conforme Velloso e Lopes (2010, p. 41) “As perfurações podem ter suas paredes suportadas ou não, e o suporte pode ser provido por um revestimento, recuperável ou perdido, ou por lama trixotrópica. Só é permitida a escavação não suportada em solos coesivos, acima do lençol d’água, natural ou rebaixado”. Dentre as variáveis de execução estabelecidas na NBR 6122/2010, Projeto e Execução de Fundações, esse tipo de estaca escavada destaca-se no Brasil, tendo início em 1952 (FLEMING e SLIWINSKI, 1977).

3.1.2 Escavação

O processo de escavação do terreno nos garante que as tensões que irão atuar na lateral da estaca serão equivalentes ao empuxo ativo exercido pelo peso próprio do solo, sendo este, portanto, menor do que os casos em que há a cravação da estaca no solo, onde, ao deformar o material granular, cria-se um empuxo passivo de maior intensidade. Para evitar perturbação nas camadas de solo laterais e abaixo da estaca, é comum a utilização de revestimento antes do processo de escavação. Ainda conforme Velloso e Lopes (2010, p. 44) “Por isso, os revestimentos são frequentemente cravados, (por percussão ou vibração) até a profundidade final, antes que a escavação seja executada por uma perfuratriz”. A NBR 6122 (2010, pág 49) especifica ainda que “A perfuração é feita com trado curto acoplado a uma haste até a profundidade especificada em projeto”.

3.2.2 Concretagem

Em estacas submetidas a esforços de tração, cargas horizontais e momentos, deve-se, antes da concretagem, ser realizado o posicionamento da armadura das estacas. Para estacas não sujeitas a flexão ou tração, ainda conforme a norma de Projeto e Execução de Fundações “As barras de aço podem ser posicionadas no concreto, uma a uma, sem estribos, imediatamente após a concretagem”. O lançamento do concreto é feito com uso do tubo tremonha, evitando

grandes alturas de queda do concreto. A norma outrora citada estabelece uma altura de 50cm acima da cota de arrasamento.

3.2 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Estando o bloco de coroamento apoiado sobre as estacas e, a depender de sua posição, também sobre o solo, é interessante compreender como as variáveis do sistema afetam a distribuição de cargas. É sabido que placas mais rígidas apoiadas sobre o solo, resultam numa distribuição de cargas mais uniforme, enquanto que, para placas flexíveis, a reação do solo se dá de forma mais concentrada. Além disso, a transmissão de momentos do bloco de coroamento para as estacas também está ligada à essa rigidez, de modo que, placas mais rígidas absorvem mais momentos, reduzindo o efeito fletor nas estacas. Outro fator, também influenciado pelos parâmetros do problema, é o modo de ruptura do sistema, que altera a forma de análise estrutural que deve ser realizada.

3.2.1 Pressões de contato

As pressões no contato entre solo e estrutura podem ser entendidas como a forma de distribuição das forças de reação, que dependem da rigidez relativa fundação-solo, das propriedades plásticas do solo e da natureza das cargas (VELLOSO e LOPES, 2004). As teorias apresentadas a seguir referem-se principalmente ao contato entre o solo e uma estrutura do tipo placa, sendo necessárias na compreensão do efeito do bloco de coroamento no tipo de fundação estudada.

3.2.1.1 Rigidez relativa solo-estrutura

É uma grandeza escalar que quantifica a rigidez da fundação em termos relativos a rigidez do solo, estando ligada a geometria da fundação, em particular, ao bloco de coroamento. Apesar de não se ter uma formulação de caráter geral para placas, como há para vigas (VELLOSO E LOPES, 2004), Meyerhof (1953) propôs, para placas retangulares, que:

$$R_r = \frac{E_c I}{E B^3} = \frac{E_c \frac{t^3}{12}}{E B^3} \quad (1)$$

Percebe-se na Equação de Meyerhof que o I é o momento de inércia da placa por unidade de largura, E_c e E são os módulos de Young para o concreto e para o solo, respectivamente,

enquanto que B é a largura da placa. Schultze (1966) chegou a mesma conclusão, porém utilizando L ao invés de B . Percebe-se, portanto, que a Equação 1 de Meyerhof é para uma direção específica, sendo que, para placas quadradas, isso não é relevante.

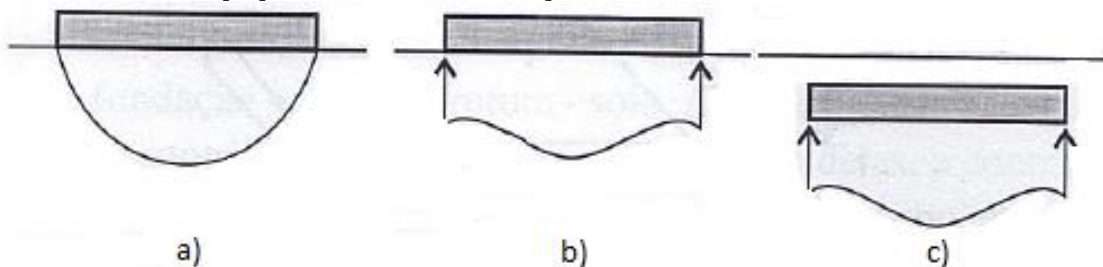
Pode-se ainda ter uma expressão simplificada acerca da rigidez de estruturas volumétricas de fundações. Pela ABNT NBR 6118/2010, se estabelece que, para elementos de fundação direta, sendo h a altura do elemento, Ls a dimensão da estrutura em uma direção e ls a dimensão do pilar na mesma direção, diz-se que a estrutura é rígida quando se atende a Equação 2 e flexível quando ocorre o contrário.

$$h \geq \frac{Ls - ls}{3} \quad (2)$$

3.2.1.2 Resistência ao cisalhamento do solo

Sabe-se também que a forma de distribuição das pressões de contato na base de um elemento de placa está relacionada não somente com as características elásticas do solo, mas também com as propriedades resistentes do material granular, principalmente no que diz respeito ao cisalhamento na profundidade de assentamento, como vê-se na Figura 1.

Figura 1 – Influência das propriedades do solo sobre as pressões de contato



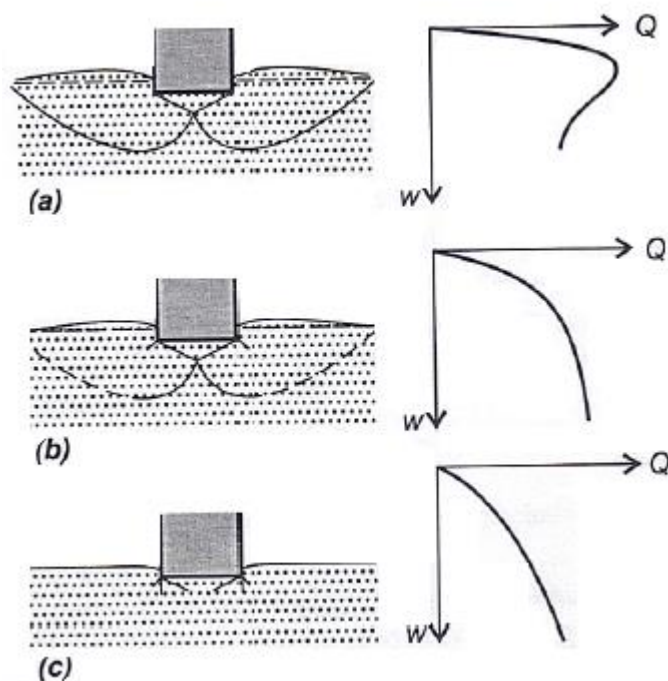
Fonte: Velloso e Lopes, 2004

Como se observa na Figura 1b, quando o solo apresenta uma resistência em cota superficial, como no caso das argilas sobreadensadas, haverá uma pressão de contato diferente de zero em todos os pontos da base da fundação, porém, no caso das areias, onde isso não ocorre, Figura 1a, as tensões nos bordos da fundação tendem a ser nulas. A Figura 1c indica que, independentemente do solo, há um aumento de tensões nos bordos, conforme se aumenta a profundidade de assentamento da placa.

3.2.2 Modos de ruptura

Os modos, ou mecanismos, de ruptura estão ligados diretamente com o tipo de solo, e alteram decisivamente a forma de estudo da capacidade de carga da estrutura. Terzaghi (1943) foi um dos primeiros a distinguir esses modos, classificando dois deles (VELLOSO e LOPES, 2004, pág. 54), ilustrados na Figura 2:

Figura 2 – Relação de Tensão-Deformação para os modos de ruptura. (a) Geral, (b) local e (c) por punção.



Fonte; Velloso e Lopes, 2004

Quando o solo tem grande resistência a compressão e baixa resistência ao cisalhamento, a aplicação de uma carga resultará numa *ruptura geral*, caracterizada por um deslizamento entre as faces do solo, que vai da base da fundação até a superfície, sendo comum esse mecanismo de falha em argilas rijas e areias compactas, e, portanto, ocorrendo de forma brusca, conforme Figura 2a. Se, porém, o solo possui uma maior resistência ao cisalhamento, as camadas de solo abaixo da fundação irão sofrer grande compressão antes do solo cisalhar, podendo o deslizamento ocorrer simultaneamente com o movimento vertical do solo comprimido, sendo essa a *ruptura local*, Figura 1b.. Pode ocorrer ainda, o caso em que o solo rompe somente devido a compressão, dada sua alta resistência cisalhante, sendo observado inicialmente por Vesic (1963), sendo esta a *ruptura por punção*, Figura 1c.

3.3 ANÁLISE ESTRUTURAL DE UMA ESTACA ISOLADA

O estudo a respeito das fundações profundas pode ser resumido como a estimativa de recalques e capacidade de carga da estrutura. Os esforços atuantes numa estaca podem ser de várias naturezas vetoriais, podendo atuar de forma vertical, horizontal, com momentos ou combinação destes casos. Os momentos internos à estaca provocados pela combinação dessas cargas criam tensões no interior do elemento de concreto. Para Hibbeler (2010, pág. 204), “Podemos determinar a tensão na viga pelo fato de que o momento interno resultante M deve ser igual ao momento produzido pela distribuição de tensão em torno do eixo neutro”. Assim, o autor afirma que, para tal momento, a tensão interna σ é função do momento de inércia da seção transversal I e da posição y do ponto estudado, a partir da linha neutra, de modo que:

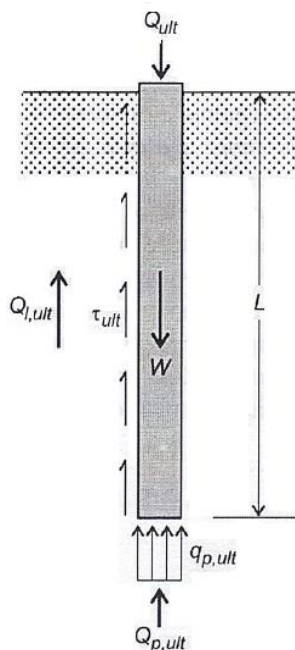
$$\sigma = \frac{My}{I} \quad (3)$$

No que diz respeito ao caso de cargas puramente axiais, ou verticais, que é o foco deste trabalho, sabe-se que as forças reativas atuantes numa estaca, que compensam o peso próprio e a sobrecarga, atuam em sua ponta, de forma concentrada, e distribuída em sua lateral, ou fuste do elemento, de modo que:

$$Q_{ult} + W = Q_{p,ult} + Q_{l,ult} \quad (4)$$

Aqui, Q_{ult} é a capacidade de carga última da estaca, W é o peso próprio, $Q_{p,ult}$ é a capacidade de carga de ponta e $Q_{l,ult}$ a lateral. O problema estático descrito pela Equação 4 pode ser ilustrado como sendo:

Figura 3 – Problema estático de uma estaca isolada



Fonte: Velloso e Lopes, 2010

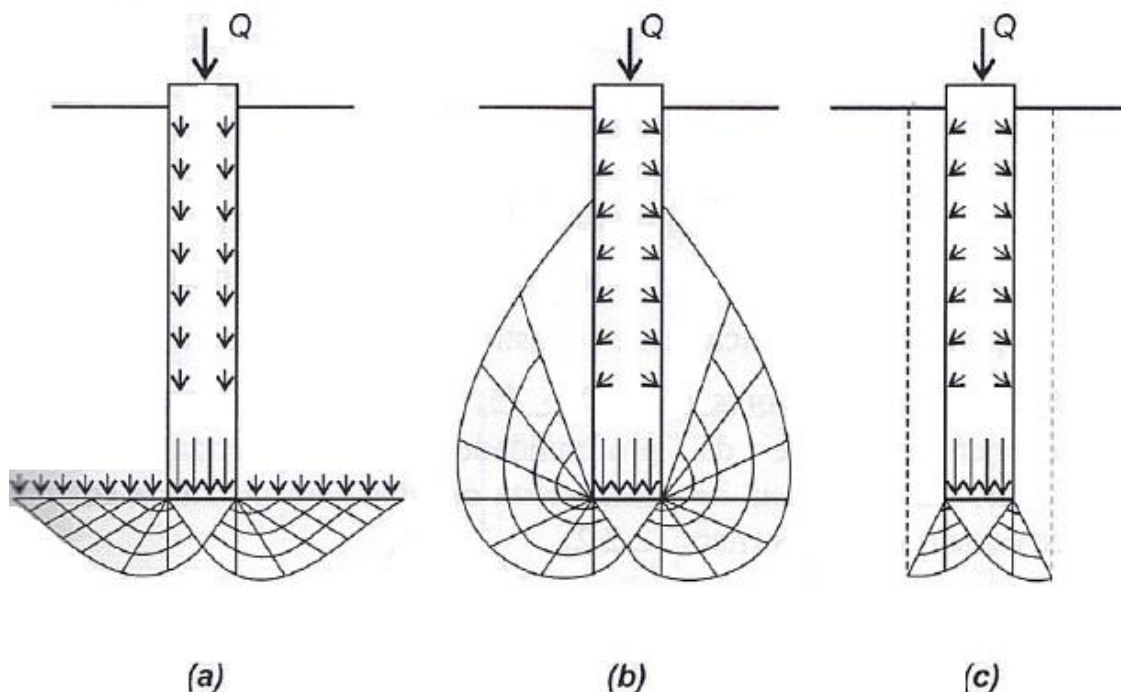
É importante atentar que o sinal algébrico de Q_{ult} depende da natureza da carga, isto é, se trata-se de uma compressão ou de um arranque. Para o segundo caso, a capacidade de carga de ponta, que se dá por transmissão de tensões normais, deve ser desconsiderada. Afim de se resolver a Equação 4, tem-se algumas metodologias.

3.3.1 Resistência de ponta

3.3.1.1 Métodos teóricos

As soluções para determinação da resistência de ponta dependem do modo de ruptura do solo que é considerado, e baseiam-se na teoria da plasticidade. Os principais modelos de colapso adotados para os solos em fundação do tipo estaca, são:

Figura 4 – Modelos de rupturas para as soluções teóricas



Fonte: Vesic, 1965

3.3.1.1 Método de Terzaghi

Terzaghi (1943) parte do princípio que a ruptura ocorre de modo que o deslocamento do solo ao longo da estaca se dá com tensões cisalhantes desprezíveis, logo, a porção de solo acima da cota da ponta da estaca pode ser substituída por uma carga distribuída equivalente na mesma cota, como mostra a Figura 1(a). Ele determinou, para uma estaca de seção circular de diâmetro B , que:

$$q_{p,ult} = 1,2cN_c + \gamma L N_q + 0,6\gamma \frac{B}{2} N_\gamma \quad (5)$$

Na Equação 5, c e γ são a coesão e o peso específico do solo, respectivamente. Os outros parâmetros são os fatores de capacidade de carga, que são calculados em função do ângulo de atrito interno do solo, ϕ . Porém, conforme citam Velloso e Lopes (2010, p. 78) “Se o solo é homogêneo, as tensões cisalhantes que surgem acima da base da estaca podem alterar o mecanismo de ruptura, de tal sorte que os fatores N_c , N_q e N_γ deixam de ser válidos”. Ocorre que, de acordo com o mecanismo de ruptura, tem-se uma outra formulação para os parâmetros citados.

3.3.1.1.2 Método de Meyerhof

A análise de Meyerhof para o problema das fundações profundas segue o mesmo princípio de Terzaghi, porém, ele agora considera que as linhas de ruptura devido ao cisalhamento do solo seguem em direção a superfície (VELLOSO e LOPES, 2010), como é possível ver na Figura 1(b). Para sua solução, Meyerhof propõe que:

$$q_{p,ult} = cN_c + K_s \gamma L N_q + \gamma \frac{B}{2} N_\gamma \quad (6)$$

Nesta Equação, K_s é o coeficiente de empuxo que atua na cota da ponta da estaca. Os fatores de capacidade de carga recebem outra formulação, sendo agora função de ϕ e L/B . Para estacas esbeltas, o último termo da Equação 6 tende a zero, podendo ser desprezado.

3.3.1.1.3 Método de Vesic

A solução de Vesic parte dos estudos de Bishop (1945), que determinou a capacidade de carga de ponta, baseando-se na natureza da expansão de cavidades em um meio elasto-plástico (VELLOSO e LOPES, 2010). Assim, para uma cavidade esférica em um meio puramente coesivo de módulo de elasticidade transversal G , Bishop estabeleceu que:

$$q_{p,ult} = \frac{4}{3} \left(\ln \left(\frac{G}{c} \right) + 1 \right) c \quad (7)$$

Vesic, então realizou adaptações para validar a Equação de Bishop para solos. Concluindo que:

$$q_{p,ult} = cN_c + \sigma_0 N_\sigma \quad (8)$$

$$\sigma_0 = \frac{1 + K_0}{3} \sigma'_v \quad (9)$$

$$N_c = (N_\sigma - 1) \cot \phi \quad (10)$$

Nas equações de Vesic, tem-se que K_0 é o coeficiente de empuxo do solo no repouso e σ'_v é a tensão efetiva vertical na cota da ponta da estaca. Para se determinar o fator de capacidade de carga N_σ , deve-se igualar a tensão normal média ao longo do anel de ruptura à pressão última necessária para expandir uma cavidade esférica em uma massa infinita de solo (VESIC, 1972). Feito isto, Vesic concluiu que:

$$N_\sigma = \frac{3}{3 - \sin \phi} e^{\left(\frac{\pi}{2} - \phi\right) \tan \phi} g^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{\frac{4 \sin \phi}{3(1 + \sin \phi)}} \quad (11)$$

Na Equação 11, I_{rr} representa o índice de rigidez reduzido que, para solos incompressíveis, pode ser substituído pelo índice de rigidez convencional, dado por:

$$I_r = \frac{E}{2(1 + \nu)(c + \sigma tg\phi)} = \frac{G}{c + \sigma tg\phi} \quad (12)$$

3.3.1.2 Métodos semi-empíricos

Aqui, ressalta-se a importância da existência de outros modelos de estudo do solo, dada as limitações nas aplicações teóricas propostas. Assim, alguns autores propõem a utilização de métodos baseados em correlações de ensaios *in situ* e ajustados com provas de carga (CINTRA e AOKI, 2010, pág. 22). Dentre as várias soluções semi empíricas propostas, a maioria está ligada aos ensaios *Standart Penetration Test* (SPT) e *Cone Penetration Test* (CPT).

A NBR 6484/2001, define o ensaio de SPT como sendo o processo de perfuração e cravação dinâmica de um amostrador-padrão, a cada metro, resultando na determinação do tipo de solo, sua resistência e nível do lençol freático. O resultado do ensaio é o NSPT, número de golpes correspondente a cravação de 30cm do amostrador, onde se despreza os 15cm iniciais.

A ideia de um teste empírico a fim de se determinar as propriedades do solo, data do início do século XX, com experimentos de Charles R. Gow, da *Gow Construction Co.* de Boston, sendo posteriormente padronizados por Harry Mohr. Mas foi apenas em 1947 que Mohr, juntamente com Terzaghi, desenvolveram correlações entre o NSPT e a resistência ao cisalhamento das areias. Os métodos de Meyerhof, Décourt-Quaresma e Aoki-Velloso são exemplos da utilização de relações matemáticas entre o NSPT e as propriedades resistentes dos solos.

A importância da realização de um ensaio de SPT vai além da necessidade de se determinar a resistência do solo, sendo recomendado até mesmo nas situações em que se utilizam as previsões teóricas outrora citadas. O custo da investigação de subsolo é relativamente pequeno, geralmente próximo a 0,5% do custo total da obra (Budhu, 2004), conforme citam Mazoh e Malo (2014). Ressaltam ainda que a questão econômica deve ser considerada como de forma secundária no que se refere à segurança. Atrasos de projetos, falhas, custos excessivos, perda de vidas e propriedades podem ser resultado de investigações inadequadas.

3.3.2 Resistência lateral

A Equação generalizada para a força de atrito unitária no fuste, $\tau_{l,ult}$ da estaca é função da tensão horizontal média ao longo da estaca, σ_h , do ângulo de atrito entre a estrutura e o solo,

δ e da tensão de aderência entre o solo e a estaca, c_a . A relação entre esses parâmetros é então dada por:

$$\tau_{l,ult} = c_a + \sigma_h tg\delta \quad (13)$$

Terzaghi formula sua solução partindo do princípio de que, no colapso do solo, a área do anel de ruptura tende a subir. Segundo ele, surge então uma força de reação dada por:

$$F_r = L \left[(n^2 - 1) \frac{\pi B^2}{4} \gamma + \pi B \tau_l + n \pi B \tau \right] \quad (14)$$

Para a capacidade de carga lateral por unidade de área, Terzaghi formula as seguintes equações:

$$q_l = \frac{L \left[(n^2 - 1) \frac{\pi B^2}{4} \gamma + \pi B \tau_l + n \pi B \tau \right]}{(n^2 - 1) \pi B^2 / 4} \quad (15)$$

$$q_l = \gamma_l L = L \left[\gamma + 4 \frac{\tau_l + n \tau}{B(n^2 - 1)} \right] \quad (16)$$

Nas equações de Terzaghi para determinação da capacidade de carga lateral da estaca, τ_l é sua resistência lateral, τ é a resistência do solo ao cisalhamento e nB o diâmetro externo da área anular. Para n , deve ser adotado o valor que minimiza a capacidade de carga da estaca (VELLOSO e LOPES, 2010). O problema dessa sugestão é que a resistência lateral tende a zero quando n tende ao infinito, assim, na prática, o usual é adotar um valor para o parâmetro em que a resistência passa a variar menos de 10%.

3.3.3 Previsão de recalques

É de extrema importância o estudo dos recalques das fundações, podendo estes, inclusive, determinar a capacidade de cargas das estruturas, uma vez que valores elevados de deslocamentos, principalmente quando se dão de modo diferencial, podem comprometer a estrutura de forma cabal.

3.3.3.1 Soluções de Acréscimo de Tensões

A solução se encontra dentro dos métodos que consideram a teoria da elasticidade, onde, segundo Velloso e Lopes (2010), o recalque é estimado pela deformação do solo nas camadas abaixo da ponta da estaca, devido as tensões de compressão devido a carga axial. A este valor, é ainda somado a deformação elástica da estaca de tal modo que:

$$w = w_p + \rho \quad (17)$$

Na Equação 17, ρ e w_p e w são o encurtamento da estaca, o recalque na base da estaca e o recalque em seu topo, respectivamente. Pode-se ainda estimar o encurtamento elástico ρ , pela Equação:

$$\rho = \int_0^L \frac{Q(z)}{AE_p} dz = \frac{1}{AE_p} \int_1^L Q(z) dz \quad (18)$$

Aqui, $Q(z)$ é a função da carga axial ao longo do comprimento L da estaca. A simplificação da Equação 18 só é válida, obviamente, para valores constantes de área da seção transversal da estaca, A , e do seu módulo de elasticidade, E_p .

3.3.3.2 Método de Poulos e Davis

Poulos e Davis (1980), a partir de um processo numérico que utiliza a solução de Mindlin (1936), dividem a estaca em um número de elementos carregados, de modo a compatibilizar os deslocamentos do solo em contato com cada subdivisão da estrutura (VELLOSO e LOPES, 2010, pág. 318). Trata-se de uma solução elástica, onde:

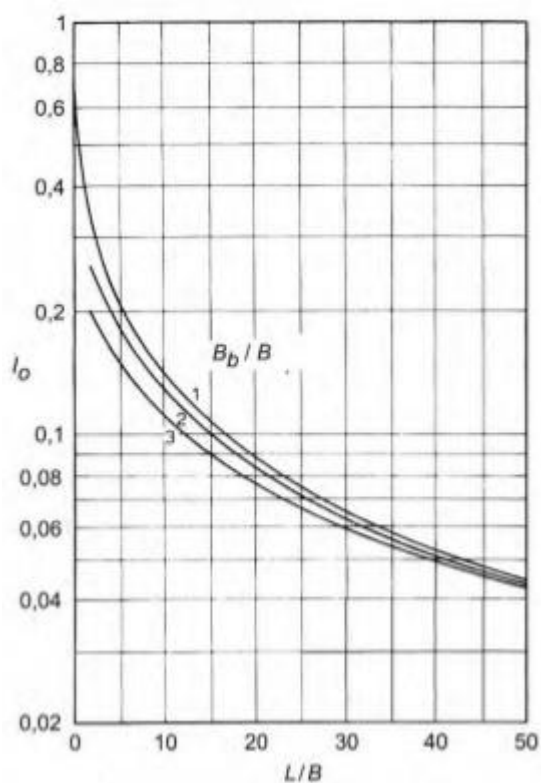
$$w = \frac{QI}{EB} \quad (19)$$

Na Equação acima, Q é a carga pontual aplicada no topo da estaca, E é o módulo de elasticidade do solo e B o diâmetro da estaca. I é função de outros parâmetros, na forma:

$$I = I_0 R_k R_h R_v R_b \quad (20)$$

O parâmetro I_0 é um fator de influência, que pode ser determinado conforme o ábaco:

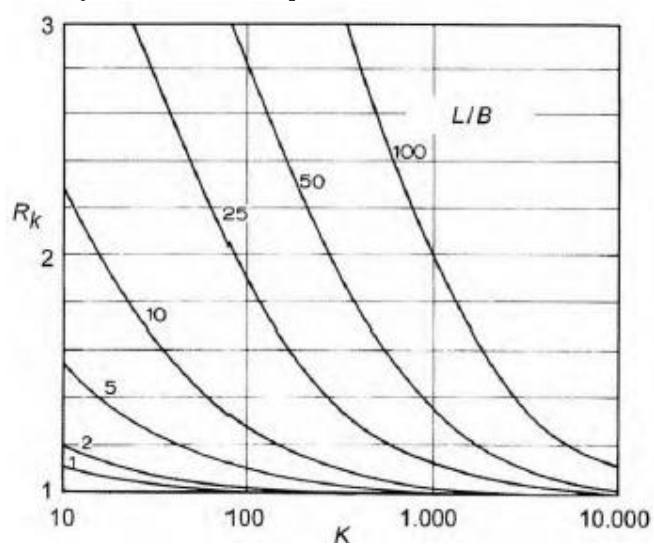
Figura 5 – Ábaco para determinação do fator de influência



Fonte: Poulos e Davis, 1974

Na Figura 5, B_b é o diâmetro da base da ponta da estaca. O parâmetro R_k é um fator de correção ligado a compressibilidade da estaca, podendo ser determinado com o ábaco:

Figura 6 – Ábaco para determinação do fator de compressibilidade



Fonte: Poulos e Davis, 1974

Vê-se, pelo ábaco da Figura 6, que será ainda necessária a obtenção do fator de rigidez k , que é dado por:

$$k = \frac{E_p R_A}{E} \quad (21)$$

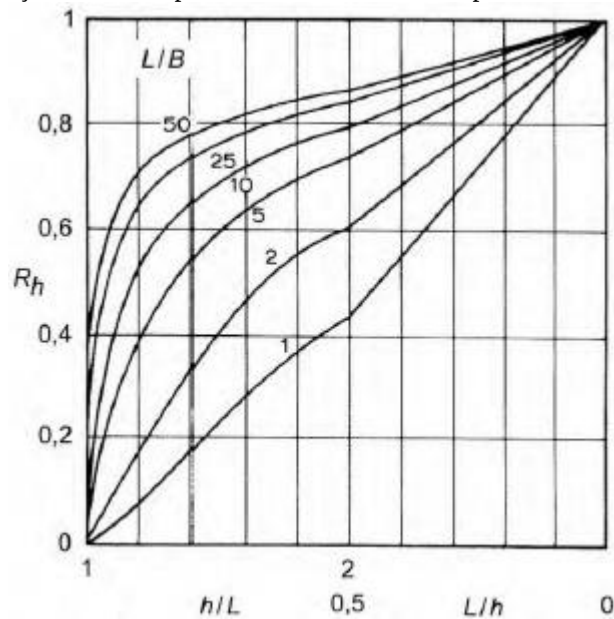
O termo E_p é o módulo de elasticidade na ponta da estaca, enquanto que R_A é a razão entre a área da seção transversal estrutural da estaca e a área do círculo externo, sendo:

$$R_A = \frac{1}{4} \frac{A_p}{\pi B^2} \quad (22)$$

Pode-se adotar $R_A = 1$ para os casos em que a estaca é maciça.

Ainda conforme a Equação 20, tem-se que R_h é o parâmetro de correção quanto a espessura h finita de solo compressível, como mostra a Figura 7.

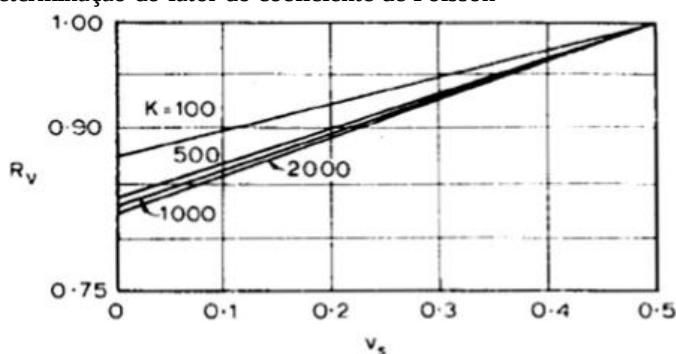
Figura 7 – Ábaco para determinação do fator espessura h finita de solo compressível



Fonte: Poulos e Davis, 1974

Por sua vez, R_v é o parâmetro de correção ligado ao coeficiente de Poisson, tendo seus valores representados pelo ábaco da Figura 8, a seguir:

Figura 8 – Ábaco para determinação do fator do coeficiente de Poisson



Fonte: Poulos e Davis, 1974

Por fim, R_b é o parâmetro de correção ligado ao assentamento da estaca em solo mais rígido, convergindo para valores iguais a 1, nos casos de solo com módulo de elasticidade pouco variável com a profundidade.

3.3 ANÁLISE ESTRUTURAL DE UM GRUPO DE ESTACAS ESCAVADAS

De fato, a capacidade de um grupo de estacas acopladas a um bloco de coroamento é muito elevada, sendo este utilizado quando grandes esforços atuam na estrutura. Ocorre, porém, que a eficiência unitária de um grupo de estacas é sempre menor do que nos casos em que a estaca é isolada. Sendo assim, quanto aos recalques, por exemplo, irá suceder que um grupo de estacas apresentará valores superiores ao de uma estaca única submetida a mesma carga (CINTRA e AOKI, 2010, pág. 60). A este fenômeno, chamamos de *efeito de grupo*, caracterizado pela redução de atrito entre as estacas e as camadas de solo próximas ao bloco. Estacas muito próximas tendem a aumentar o *efeito de grupo*.

Para o cálculo do recalque ρ_g de um grupo de estacas, costuma-se estudar, primeiramente, o deslocamento ρ_i para o caso da estaca isolada, submetida a mesma carga de uma das estacas do grupo, criando, a partir daí, uma relação entre as duas estruturas, através de um coeficiente α , de tal modo que:

$$\rho_g = \alpha \rho_i \quad (23)$$

Para estacas cravadas em areia medianamente compacta, tem-se encontrado, experimentalmente, valores do coeficiente α entre 1,4 e 4, que variam conforme a geometria da estrutura, como aponta Cintra (1987). Alguns modelos teóricos propostos para a estimativa de α podem não ser tão precisos, pois, apesar de considerarem os parâmetros geométricos do grupo, ignoram a deformabilidade do estrato compressível entre a base da estaca e o

indeslocável, fator este que possui grande influência na problemática (CINTRA e AOKI, 2010, pág. 60).

Velloso e Lopes (2010), explicam que Meyerhof (1959) propõe uma formulação baseada em análises empíricas, a fim de se estimar o fator α , por ele alterado para α , onde:

$$\alpha = \frac{\zeta(5 - \zeta/3)}{\left(1 + \frac{1}{n_r}\right)^2} \quad (24)$$

Na Equação 24, ζ é a relação entre o espaçamento entre as estacas e seu diâmetro, enquanto que n_r é o número de linhas de estacas num bloco quadrado.

Vesic (1969) sugere um modelo ainda mais simples, função apenas da largura do grupo de estacas, B_g , e do seu diâmetro individual B . Assim:

$$\alpha = \sqrt{B_g/B} \quad (25)$$

Para Fleming (1985), tem-se ainda que:

$$\alpha = n^\eta \quad (26)$$

Na Equação acima, n seria o número de estacas no grupo, enquanto que η seria um expoente variável entre 0,4 e 0,6 para a maioria dos casos. Poulos (1989), conforme citam Velloso e Lopes (2010), sugere um fator η igual a 0,33 para grupos de estacas flutuantes em areia e 0,5 para solos argilosos.

Como, para os fins que se almejam neste trabalho, não se pretende estudar a fundo o efeito do bloco de coroamento sobre a capacidade de carga das estacas escavadas, será apresentado apenas o procedimento para se evitar grande influência do *efeito de grupo*. Diferente das estacas cravadas, para as escavadas em grupo não há, durante a execução, a compressão benéfica do solo, mas apenas a perda de atrito entre este e o concreto. Deve-se adotar um espaçamento mínimo entre os eixos das estacas, da ordem de 3 diâmetros, para se permitir um comportamento individual pleno das estacas (VELLOSO e LOPES, 2010, pág. 290).

3.4 MODELAGEM DO SOLO E MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

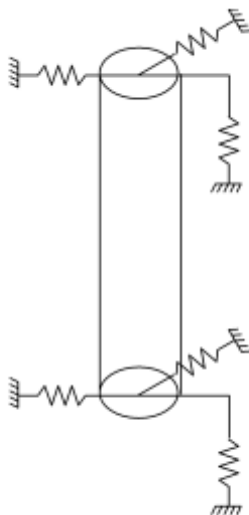
A modelagem do solo consiste no processo de prescrever como será o comportamento do mesmo durante a simulação, que está diretamente ligado as suas propriedades e características resistentes.

3.4.1 Sobre o método

Para este trabalho, faz-se necessária uma breve abordagem do método dos elementos finitos (MEF), visto que o *software* de simulação *Ansys*, utilizado na futura abordada metodologia, utiliza-se deste mecanismo.

O MEF permite simular grande parte dos fenômenos da natureza de forma genérica e com poucas hipóteses simplificadoras. Para análises estruturais, a partir das equações que envolvem a teoria da elasticidade e plasticidade, o método consiste em transformar um corpo sólido em um conjunto de corpos menores, ou elementos finitos, que se comportam como molas interligadas. Os primeiros pontos estudados são os nós, ou o encontro de cada elemento. De acordo com Vaz (2011, p. 73-74), a partir dos deslocamentos dos nós é possível, por interpolação, encontrar a deformação no interior dos elementos. Através da deformação nos corpos, os softwares podem estimar as tensões em que ele está submetido, utilizando-se de manipulações matemáticas fundamentadas, dentre outras, na mecânica Lagrangeana que, a partir dos parâmetros dos materiais envolvidos, tais como massa, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson, é capaz de desenvolver e resolver equações matriciais e diferenciais aplicadas a problemas físicos por análise numérica.

Figura 9 – Modelagem teórica de um problema de interação solo-estrutura



Fonte: *Ansys help documentation*, 2015

A Figura 9 resume como é feita as considerações da interação solo-estrutura. O solo, ou qualquer par de sólidos que estejam em contato, pode ser discretizado como um conjunto de molas, de comportamento linear elástico ou não, que absorvem e transferem cargas à estaca.

3.4.2 Tipos de modelagem estrutural

A modelagem de problemas do tipo interação solo-estrutura para fundações profundas pode ser resumida em duas metodologias. Em análises que têm como finalidade a elaboração de projetos, é comum considerar a estaca como um elemento unidimensional, com uma seção transversal correspondente. Nesse modelo, a massa de solo é substituída por um conjunto de molas distribuídas ao longo da estaca, que devem possuir comportamento equivalente as camadas de solo em contato com a estrutura, como está representado na Figura 9. Elementos de mola são configurados conforme a lei de Hooke e sua rigidez deve ser estimada em função de sua área de atuação, quando as molas atuam de forma distribuída na superfície, pois, enquanto que o módulo de elasticidade E depende exclusivamente do material, a rigidez k depende também de sua forma. Como resultados de saída, os *softwares* que trabalham com essas análises fornecem os esforços internos atuantes na estrutura, isto é, as forças axiais, momentos fletores e forças cisalhantes. Por se tratar de uma simplificação numérica, é necessário pouco tempo para que ocorra a convergência do problema. A desvantagem da utilização do modelo linear das estacas é que ele impossibilita um estudo mais aprofundado do comportamento do solo, visto que não existe um volume real deste envolvido na modelagem, por isso, quando se tratam de pesquisas acadêmicas, justifica-se a utilização de um modelo em 3D (VELLOSO e LOPES, 2010, pág. 199), onde todos os corpos se apresentam de forma espacial.

No modelo de elementos sólidos, os resultados são apenas em termos de tensões e possuem tempo de análise mais prolongado. É necessária uma maior especificação das condições de contorno e a distribuição dos elementos, que compõem a malha da geometria, se dá de forma mais complexa. No *Ansys*, os resultados são obtidos em termos de tensões, para esse tipo de modelagem.

3.4.3 Parâmetros do solo

Para qualquer tipo de análise estrutural, são requeridas as informações que descrevem o comportamento dos materiais. Em geotecnia aplicada a engenharia civil, a estimativa das grandezas que compõem a natureza dos solos é uma das etapas mais importantes. Ao longo da história da mecânica dos solos, foram desenvolvidas inúmeras relações entre esses parâmetros e natureza constituinte do material granular. Conforme cita Marangon (2009), para tal, são de grande necessidade a utilização de ensaios SPT e CPT, visto que, para solos arenosos, a retirada

de uma amostra indeformada, bem como a moldagem de corpos de prova para a execução de ensaios de laboratório, são operações extremamente difíceis de se proceder. Assim, para solos puramente argilosos ou arenosos, Marangon (2009) estima a seguinte Tabela:

Tabela 1 – Parâmetros mais usuais para solos homogêneos

Areias e solos arenosos						
Compacidade	NSPT	$\gamma(t/m^3)$	c (kPa)	φ	E (MPa)	v
Fofa	< 4	1,6	0	25-30	1-5	0,3-0,4
Pouco compacta	4-10	1,8	0	30-35	5-14	
Medianamente compacta	10-30	1,9	0	35-40	14-40	
Compacta	30-50	2	0	40-45	40-70	
Muito compacta	> 50	>2	0	>45	>70	
Argilas e solos argilosos						
Consistência	NSPT	$\gamma(t/m^3)$	c (kPa)	φ	E' (MPa)	v
Muito mole	<2	1,3	0-12	0	0,30-0,12	0,4-0,5
Mole	2-4	1,5	12-25	0	1,2-2,8	
Média	4-8	1,7	25-50	0	2,8-5,0	
Rija	8-30	1,9	50-150	0	5,0-15,0	
Dura	>30	>2	>150	0	>15,0	

Fonte: Marangon, 2009

Os módulos de elasticidade E' e E apresentados na Tabela 1 são referentes aos casos drenado e não drenado, respectivamente. Os valores foram obtidos de forma empírica e devem ter seu uso limitado a estudos preliminares, ressalta o autor. Apesar de ser válida para solos homogêneos, a Tabela 1 nos dá uma ideia dos parâmetros a serem utilizados para a simulação de um solo fictício, uma vez que, para os casos em que o solo é constituído de areia e argila, seus parâmetros podem ser considerados como tendo valores médios aos apresentados por Marangon.

Existem ainda outras propriedades importantes dos solos que se devem considerar nas aplicações de métodos numéricos. Esses parâmetros estão relacionados com a resistência residual granular. Ocorre que, se o solo apresentar um colapso interno, sua coesão e ângulo interno de atrito serão reduzidos a valores residuais, c' e ϕ' , que irão determinar sua nova resistência. Segundo Skempton (1964), a resistência residual é o valor mínimo de resistência ao corte que pode ser obtido através de grandes deslocamentos em ensaios com condições drenadas e orientação das partículas lamelares na direção do corte. Solos com valores residuais próximos aos efetivos indicam pouca mudança e comportamento após a ruptura.

Uma outra propriedade do solo seria o ângulo de dilatância ψ , que se refere a relação entre a mudança volumétrica do solo, ε_v , e sua deformação devido ao cisalhamento, γ , de modo que:

$$\psi = \arctg\left(\frac{d\varepsilon_v}{d\gamma}\right) \quad (27)$$

Assim, fica deduzido que para valores nulos de ψ o solo preserva seu volume durante a deformação devido ao cisalhamento. O suporte do *software Geo5* sugere valores próximos a zero para a maioria das simulações. Para solos com ângulo interno de atrito maior que 30°, recomenda-se seguir algo semelhante a $\psi = \phi - 30$.

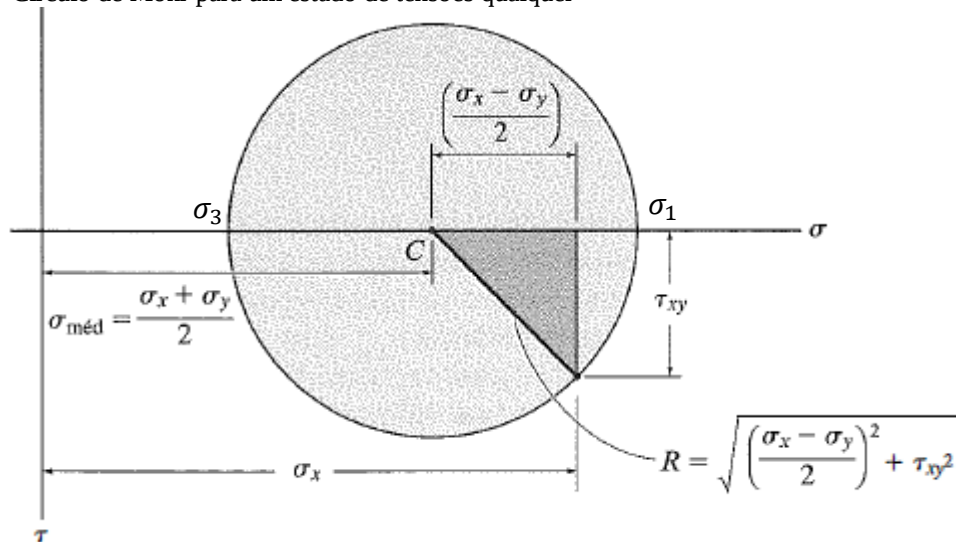
3.4.4 Modelo de Mohr-Coulomb

O critério de ruptura de Mohr-Coulomb é um dos mais utilizados nas modelagens em que se é necessário descrever o comportamento dos solos (SEJNOHA, 2009, pág. 44). O método se baseia na Equação de resistência ao cisalhamento definida por Coulomb e na ocorrência de tensões cisalhantes que ocorrem no plano de máximas tensões normais, como estabelece o círculo de Mohr. Sendo assim, é possível estudar esses conceitos separadamente.

3.4.4.1 Círculo de Mohr

Conforme Hibbeler (2010, pág. 338), o círculo de Mohr é uma solução gráfica que resume as equações de transformação de tensões no plano. Para cada plano no interior de um elemento que sofre esforços normais e cisalhamento, tem-se um estado que pode resultar num acréscimo de tensões em planos secundários. O círculo de Mohr pode ser usado para resumir essas tensões internas nos vários planos possíveis, como vê-se na Figura 10:

Figura 10 – Círculo de Mohr para um estado de tensões qualquer



Fonte: Hibbeler, 2010

Se consideramos que no eixo σ tem-se valores mais negativos para a direita, as tensões σ_3 e σ_1 são ditas como sendo a máxima e mínima, respectivamente, no plano abordado. Assim, a reta inclinada, que passa pelo centro C , toca o círculo em sua projeção em dois pontos, estes são o que estabelecem as tensões internas em um plano inclinado a um ângulo de $\alpha/2$ em relação ao plano principal de tensões, onde α é o ângulo que a reta inclinada faz com o eixo horizontal, que também representa o plano principal, onde não há cisalhamento e as tensões normais são, de fato, a máxima e mínima que podem surgir no elemento. É importante notar também que a maior tensão de cisalhamento ocorre quando as tensões normais são equivalentes a tensão média, e seu valor é igual ao raio do círculo de Mohr, como descrito na Figura 10. Para o caso de estudo espacial, haverá a combinação de três círculos, onde as três tensões normais, σ_1 , σ_2 , e σ_3 , irão determinar suas posições. Cada dupla de tensões principais representa um plano principal no espaço.

3.4.4.2 Critério de ruptura de Coulomb

Coulomb propôs um modelo para descrever a ruptura de solos que requer dois parâmetros, os já abordados ângulo interno de atrito ϕ e a coesão do solo c . Coulomb afirmou que o crescimento da resistência ao cisalhamento, ou cisalhamento de falha dos solos, τ_f , é proporcional a tensão σ_{nf} que atua normalmente sobre o plano que sofre a força cortante (SEJNOHA, 2009, pág. 47). A Equação de Coulomb se resume a:

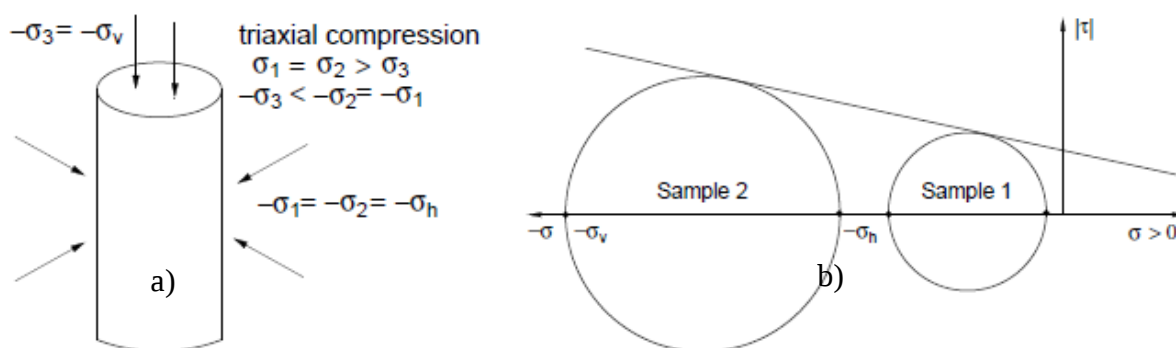
$$|\tau_f| = c - \sigma_{nf} \tan \phi \quad (28)$$

A álgebra da Equação 28 é válida para a conversão padrão de sinais, onde tem-se valores negativos para as tensões de compressão. Assim, uma compressão sobre um plano gera um acréscimo de resistência contra seu cisalhamento. A coesão do solo é equivalente a sua resistência inicial, quando não há confinamento. O fato de as fundações profundas terem capacidade de carga maior que as superficiais, conforme ressalta Sejnoha (2009), é uma observação direta da Equação de Coulomb, uma vez que, quanto maior a profundidade do solo, maior o confinamento e, conseqüentemente, mais carga os solos suportam.

3.4.4.3 União dos dois modelos teóricos

O critério de ruptura de Mohr-Coulomb une o princípio de transformação de tensões, que pode ser representado pelo círculo de Mohr, com o critério de ruptura de Coulomb. Sejnoha (2009) explica que os parâmetros c e ϕ para o uso do critério de ruptura de Coulomb podem ser obtidos a partir de um ensaio de compressão triaxial. Duas das tensões principais são mantidas constantes, enquanto que a terceira cresce de forma gradual até a ruptura do solo, onde é registrada a tensão de compressão última. O procedimento é repetido para uma outra tensão de confinamento. Com os resultados, é possível plotar um círculo de Mohr para cada amostra, onde, se necessário, podem ser calculadas as tensões para qualquer plano na amostra ensaiada. Em seguida, ao se traçar uma reta que tangencie os dois círculos de Mohr, obtém-se a envoltória de ruptura de Coulomb.

Figura 11 – Critério de ruptura de Mohr-Coulomb para amostras de solo confinado



Fonte: Sejnoha, 2009

Uma das mais importantes observações a serem feitas a partir da Figura 11 é que a ruptura não ocorre no maior cisalhamento do solo, pois, nesse ponto, ele apresenta uma maior

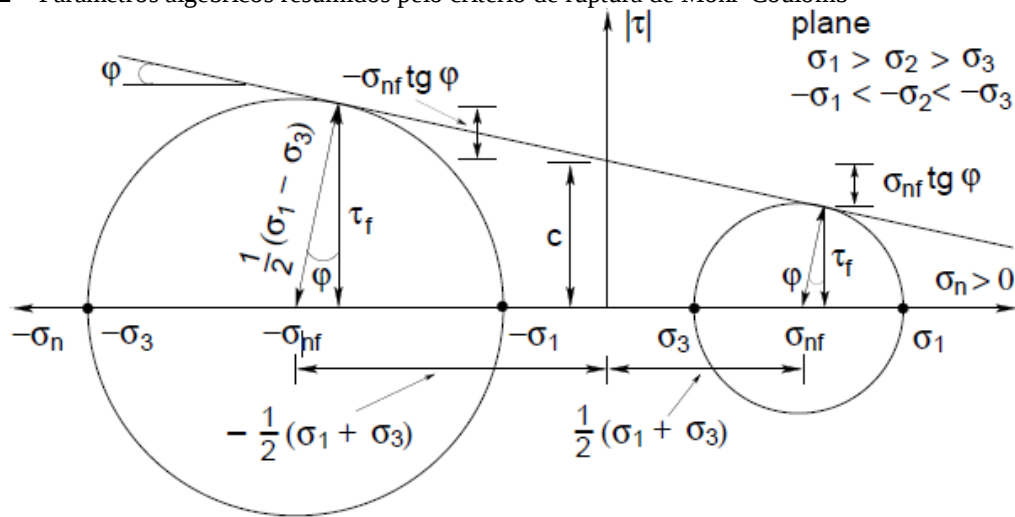
resistência. Na verdade, algebricamente, percebe-se que a tensão cisalhante máxima, τ_f , admitida pela amostra e tensão normal em seu plano, σ_{nf} , podem ser determinadas por:

$$\tau_f = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cos \phi \quad (29)$$

$$\sigma_{nf} = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \sin \phi \quad (30)$$

Portanto, o critério ruptura de Mohr-Coulomb pode ser algebricamente resumido conforme a Figura seguinte:

Figura 12 – Parâmetros algébricos resumidos pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb



Fonte: Sejnoha, 2009

O ângulo representado pela letra grega *phi* em minúsculo, ϕ , é equivalente ao anteriormente adotado como seu correspondente em maiúsculo ϕ . Percebe-se ainda, por semelhança triangular, que seu valor é equivalente ao ângulo entre a linha vertical que determina o cisalhamento de ruptura τ_f e a reta diagonal entre o ponto tangenciado pela reta e o centro do círculo, como mostrado na Figura 12. Nota-se também que foi utilizado a forma padrão do plano cartesiano, onde os valores negativos, que correspondem a compressão, estão situados na parte esquerda.

Assim, substituindo as equações 29 e 30 no critério de ruptura de Coulomb, descrito na Equação 28, se estabelece a função de ruptura em termos c , ϕ , σ_1 e σ_3 , quando estes últimos são as tensões principais máxima e mínima, respectivamente. Assim, conclui-se que:

$$F(\sigma_1, \sigma_3, c, \phi) = \frac{1}{2}(\sigma_3 - \sigma_1) - \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi + c \cos \phi = 0 \quad (31)$$

A Equação acima indica, portanto, o estado de iminência da ruptura. Logo, se fixada a tensão de confinamento σ_1 , o polinômio passa a assumir valores negativos quando a tensão de compressão σ_3 cresce ou quando σ_1 diminui, ou seja, quando o solo já está em regime de colapsado, possuindo apenas sua resistência residual. Antes do solo ruir, quando a tensão ainda não atingiu seu valor crítico, o resultado da função $F(\sigma_1, \sigma_3, c, \phi)$ terá um valor positivo. Essa análise algébrica será utilizada no momento de configuração dos resultados de saída após a simulação. Outra forma de analisar a Equação é que, pelo fato de representar a envoltória de ruptura de Coulomb, descrita na Equação 28, fica entendido que a função $F(\sigma_1, \sigma_3, c, \phi)$ resulta na distância geométrica entre a reta de Coulomb e a curva de Morh, aplicadas no ponto onde ocorre o cisalhamento máximo. Assim, com valores positivos de $F(\sigma_1, \sigma_3, c, \phi)$, a reta está acima do círculo e o solo se encontra estável.

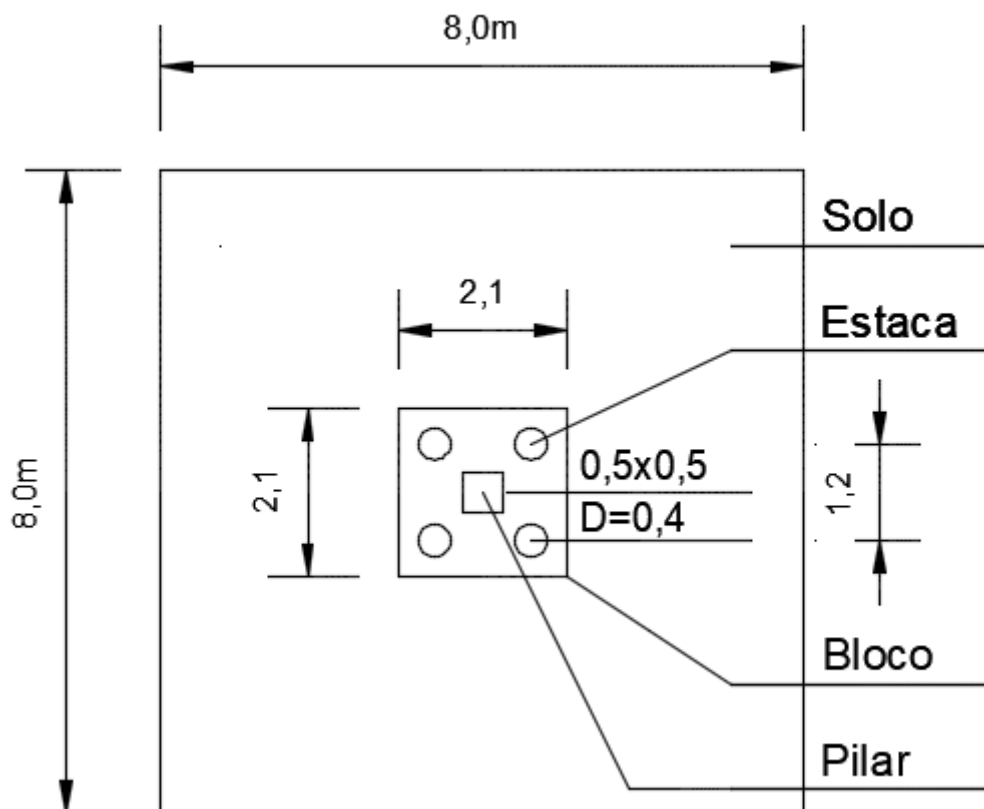
4 METODOLOGIA

O estudo da problemática introduzida será realizado através de uma simulação computacional, com o *software Ansys*, que se utiliza do método dos elementos finitos para resolver o problema estático. Serão desenhadas 6 geometrias para a fundação de estudo, que será um grupo de 4 estacas unidas no topo por um bloco de coroamento. Para cada uma das situações será alterada a natureza do bloco, quanto a sua posição e rigidez. Ter-se-á uma situação em que o bloco estará apoiado sobre solo, uma outra em que o mesmo estará enterrado, e uma última em que haverá suspensão, e, portanto, não contato com o solo. Para cada uma das situações será utilizado um bloco flexível e um outro rígido, configuração esta que será feita por alteração de sua espessura. Todas as geometrias foram construídas em modelo sólido, isto é, elementos espaciais que interagem entre si unicamente através de suas superfícies, diferente das análises discretas. A escolha da modelagem sólida se deu pelo fato da necessidade de se estudar todo o comportamento do solo, tornando inapropriada sua substituição por elementos de mola de deformabilidade equivalente.

4.1 DESENHO DA GEOMETRIA

Para a elaboração da estrutura, foi utilizado o *software AutoCad*, com a ferramenta de modelagem 3D. O diâmetro escolhido para as estacas foi de 40cm, valor usual para a maioria dos casos mais simples, com um comprimento ligeiramente variável, para possibilitar as variações de posições do bloco de coroamento. A distância entre os eixos de cada estaca é de 1,2m. O bloco terá comprimento e largura iguais a 2,1m, com altura variável de 0,5m e 0,8m, valores estes escolhidos conforme a Equação 2, sugerida pela NBR 6118 (2010), que classifica o bloco, para as dimensões acima, como sendo flexível e rígido, respectivamente para as alturas citadas. Será ainda adotado um trecho de pilar de seção 0,5mx0,5m, com 1m de comprimento, afim de criarmos uma transferência de cargas para o bloco de forma similar a natureza real do problema. Para fins referenciais, se estabelece aqui que o comprimento das estacas se estende ao longo do eixo z, enquanto suas seções transversais se encontram no plano xy. Para os 6 casos estruturais, é válida a representação em planta na Figura 13 seguinte:

Figura 13 – Representação, em planta, das geometrias utilizadas na análise



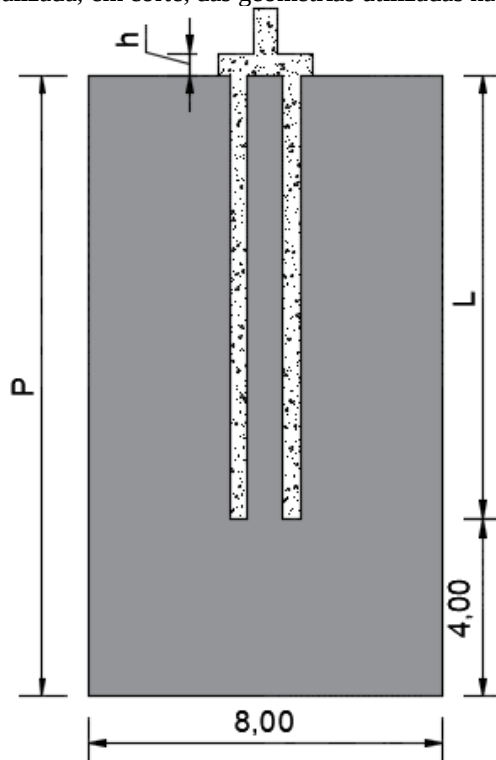
Fonte: Autoria própria, 2019

Para os casos em que o bloco de coroamento estará apoiado sobre o solo, serão utilizadas, de fato, estacas com comprimento de 10m. O mesmo ocorrerá para o caso de bloco enterrado, onde apenas o solo terá sua cota superficial elevada, até a base do pilar. Já para a situação de bloco suspenso, será feito um acréscimo de 10cm no comprimento do pilar, para evitar qualquer transferência de carga para o solo que não seja oriunda do contato com o fuste ou ponta da estaca.

Após a devida montagem do conjunto estrutural, composto por 4 estacas, bloco de coroamento e trecho de pilar, é criada a massa de solo que irá envolver a estrutura. Foi utilizado, para tal, um paralelepípedo de profundidade igual a 14m, com seção quadrada de 8m de lado. A profundidade mencionada também foi suavemente estendida para os casos de bloco enterrado. Um passo importante nessa etapa é garantir o posicionamento perfeito entre os elementos, para garantir um funcionamento pleno por parte do *Ansys* no momento da modelagem. É válido ainda mencionar a necessidade de se evitar sobreposição espacial dos elementos. Assim, ao posicionar o elemento de fundação junto ao solo a fim de enclausura-lo,

é preciso retirar o material em excesso, tal como ocorre durante o processo real de escavação *in loco*. O próprio *software* da Autodesk dispõe de ferramentas para essa situação.

Figura 14 – Representação generalizada, em corte, das geometrias utilizadas na análise



Fonte: Autoria própria, 2019

Sendo assim, a distância entre a base indeslocável do solo e a ponta da estaca é constante para todos os casos. A manipulação das condições estruturais é feita, portanto, a partir da variação dos outros parâmetros, conforme a Tabela 2:

Tabela 2 – Dimensões e condições estruturais para cada um dos casos analisados

Item	Definição	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6
L	Comprimento da estaca	10m	10m	10,1m	10,1m	10	10
p	Distância entre a superfície e a base indeslocável do solo	14m	14m	14m	14m	14,5m	14,8m
h	Altura do bloco	0,5m	0,8m	0,5m	0,8m	0,5m	0,8m

Resultado	Condição estrutural do bloco	Flexível apoiado	Rígido apoiado	Rígido suspense	Flexível suspense	Rígido enterrado	Flexível enterrado
------------------	------------------------------------	---------------------	-------------------	--------------------	----------------------	---------------------	-----------------------

Fonte: Autoria própria, 2019

Após a finalização das geometrias, é realizada a exportação do arquivo em formato *.iges*. Dentro da ferramenta de desenho do *Ansys*, o *Design Modeler*, é feita a importação do material. Ao ter a geometria reconhecida pelo sistema, segue-se para o *plugin Module*, onde é feita a modelagem e configuração da estática do problema.

4.2 MODELAGEM DO CONJUNTO SOLO-ESTRUTURA

A parte de modelagem consiste em informar ao *software* como a estrutura irá se comportar quando submetida aos carregamentos sob as devidas restrições. Esta parte da metodologia pode ser dividida em duas etapas: A definição dos materiais que irão compor as partes constituintes da análise e a elaboração da malha, ou divisão dos elementos finitos de cada sólido.

4.2.1 Propriedades dos materiais utilizados

A criação dos materiais é feita na seção *Engineering Data*. Foi escolhido o concreto estrutural para compor o conjunto fundação. O concreto foi considerado como trabalhando em regime puramente linear elástico.

É comum, em artigos acadêmicos, a utilização de modelos elásticos para a composição do solo, apesar do *Ansys* dispor de muitos modelos para lhes conferir a propriedade plástica anisotrópica. Ocorre que a modelagem para solos dentro do *Workbench*, plataforma de multifísica do *Ansys*, é de difícil elaboração. Porém, a partir da versão 17.0 do *software*, foi implementada a função *Geomechanics*, com alguns mecanismos teóricos para materiais granulares. Dentre estes, foi escolhido o modelo de Mohr-Coulomb. Os parâmetros do solo foram determinados conforme as recomendações de Marangon (2009), outrora citado, onde foram considerados valores intermediários da Tabela 1, a fim de se representar um solo composto por argila e areia. O *Ansys* restringe ainda um ângulo de dilatância para os solos com valores maiores que zero. Assim, as propriedades foram resumidas na Tabela 3 a seguir, onde os parâmetros c' e ϕ' referem-se aos valores residuais de coesão e ângulo interno de atrito, respectivamente.

Tabela 3 – Propriedades dos materiais utilizados

Material/ Propriedade	γ (kN/m ³)	E (MPa)	Poisson, ν	c (kPa)	ϕ (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)	ψ' (°)
Concreto	2300	30000	0,18	-	-	-	-	-
Solo	1700	30	0,3	25	25	25	25	1

Fonte: Autoria própria, 2019

A decisão de não alterar a resistência residual do solo se deve ao fato de não ser interessante à análise do estudo de seu colapso, assim, estamos mantendo as propriedades plásticas do solo, mesmo após uma possível ruptura. Para um estudo de colapso em solos, além do uso de valores reais das propriedades residuais, seria necessário elaborar a simulação no *plugin Explicit Dynamics*, onde o *Ansys* estuda a situação através da dinâmica das partículas, um problema bem mais complexo. Nesses estudos, parâmetros cinéticos precisam ser informados na análise, como, por exemplo, o coeficiente de atrito dinâmico entre solo e concreto. Vale ressaltar que, quanto menores a coesão e ângulo de atrito, maiores serão as deformações e, por consequência, haverá um acréscimo no tempo de processamento do modelo matemático.

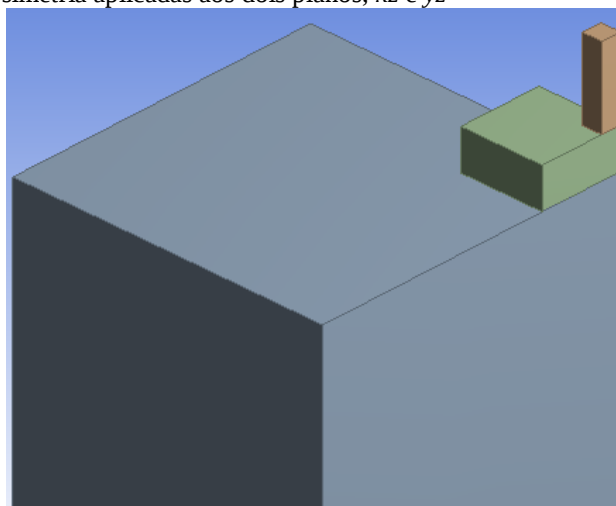
4.2.2 Elaboração da malha

Esta etapa é uma das mais importantes na simulação, uma vez que é a divisão dos elementos que guia o processo de iteração para determinação do conjunto solução. Neste trabalho, foi utilizada a versão *Ansys 18.2*, em sua licença acadêmica. Nela, temos uma restrição para a modelagem nas simulações, onde, para o *plugin* de Estática Estrutural, há um limite de 32 mil nós, o que requer uma sistematização mais elaborada da malha.

O primeiro passo para a criação de uma malha eficiente se inicia ainda no *plugin Design Modeler*, após a importação do arquivo oriundo do *Cad*, onde foi utilizada a ferramenta *Symmetry*. Com ela, foram criadas duas superfícies de simetria, nos planos *xz* e *yz*, passando pelo centro do pilar, a fim de ficarmos com apenas $\frac{1}{4}$ da geometria. Esse procedimento antecipa ao programa que nosso problema possui dois planos de simetria, o que irá nos garantir resultados simétricos nos dois planos escolhidos. Caso essa etapa seja ignorada, ainda é possível obter resultados semelhantes, contanto que a simetria da própria malha seja garantida, tarefa de razoável complexidade, uma vez que, sendo a porção de solo escavado um corpo sem forma

específica, a interpretação da simetria por parte do programa torna-se limitada. Outra grande vantagem desse método, é que o número de elementos só é considerado para uma das partes da simetria, ou seja, o limite de elementos duplica para cada plano, nos garantindo o uso de até 128 mil nós.

Figura 15 – Ferramenta de simetria aplicadas aos dois planos, xz e yz



Fonte: Autoria própria, 2019

Para os 6 casos estruturais, foram feitos os mesmos procedimentos para a malha. O trecho de pilar e bloco de coroamento foram modelados com elementos iguais a 0,25m; nas estacas, foi aplicado o método de *sweep*, com 40 subdivisões e face com malha triangular; foi utilizada a opção de *inflation*, para suavizar a passagem da superfície do solo para o trecho escavado, em 4 camadas, onde a primeira está a 5cm do orifício e as seguintes se afastam com coeficiente de crescimento de 1,2; fez-se uso também da ferramenta *contact size*, onde foi controlada a malha de contato solo-estaca para elementos de 0,25m na direção do eixo z ; foi aplicado ao solo a condição *multizone*, para possibilitar a atuação mútua da ferramenta de inflação e a de contato; por fim, foi adicionado um controle de superfície para a seção da estaca e para a base do solo em contato com a ponta da mesma, onde foi estabelecido o valor de 0,15m. Ao utilizar os planos de simetria, é necessário ativar as funções beta do *software* para visualizar a malha distribuída na estrutura real.

Tabela 4 – Distribuição do número de nós nas geometrias

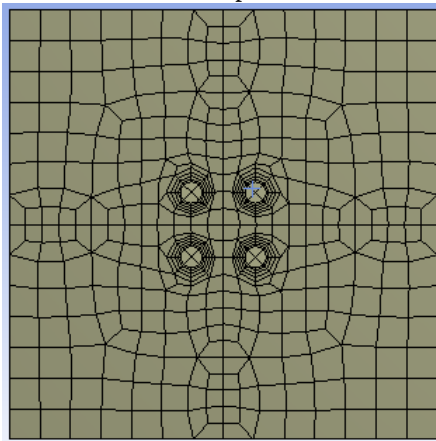
Elemento	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6
Trecho de pilar	224	224	224	224	224	224
Bloco de coroamento	1440	2496	1440	2496	1440	2496
4 estacas	6028	6028	6028	6028	6028	6028

Solo	112040	112040	112040	112040	115916	115916
Total	119732	120788	119732	120788	123608	124664

Fonte: Autoria própria

A divisão de nós, e consequentemente dos elementos, descrita na Tabela 4, está ilustrada nas Figuras 16 e 17, a seguir, tomando como exemplo o caso 1 da análise:

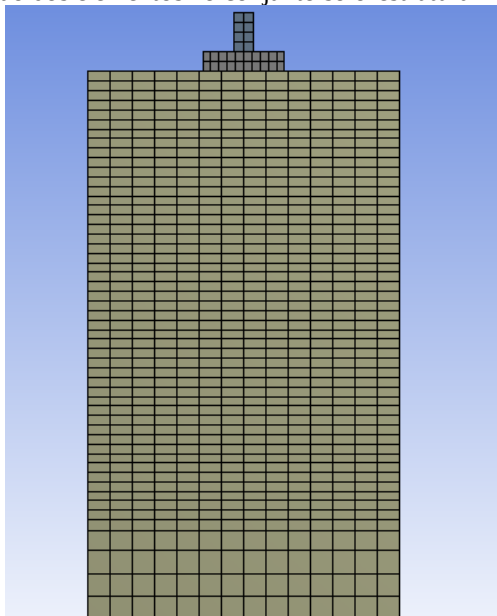
Figura 16 – Vista superior da divisão dos elementos na superfície do solo



Fonte: Autoria própria, 2019

Na Figura 16, é possível ver a redução do tamanho dos elementos na região mais próxima à estaca, efeito este oriundo da ferramenta de malha *inflation*. Com isso, aumentamos a precisão da análise sem aumentar exageradamente o número de elementos. A vista lateral da malha na estrutura é ilustrada na Figura 17 seguinte:

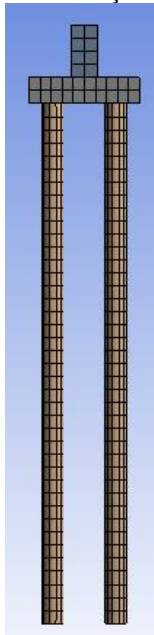
Figura 17 – Vista lateral da divisão dos elementos no conjunto solo-estrutura



Fonte: Autoria própria, 2019

Da mesma forma como ocorre na vista superior, a Figura 17 ressalta a maior divisão dos elementos nas cotas do solo que coincidem com as do fuste da estaca. Por fim, a seguir, se encontra a configuração da malha no elemento de concreto:

Figura 18 – Vista lateral da divisão dos elementos da fundação



Fonte: Autoria própria, 2019

Na ferramenta de malha *sweep*, o programa realiza uma varredura na geometria selecionada, como foi feito para as estacas. A programação reconhece a linearidade da estrutura e realiza uma subdivisão dos elementos de forma uniforme, como se vê na Figura 18.

4.3 CONFIGURAÇÃO DO PROBLEMA ESTATICO

Esta é, possivelmente, a etapa mais importante da simulação, já que é aqui onde se deve definir a física do problema. Sendo a plataforma *Ansys Workbench* de grande poder de liberdade para as modelagens de fenômenos físicos, é necessário construir toda a natureza do comportamento das fundações.

4.3.1 Regiões de contato

Todas as superfícies em contato são automaticamente reconhecidas na interface do *Ansys*. O *software*, inicialmente, considera todas as zonas em comportamento *bonded*, coladas,

sendo esta vinculação equivalente a um engaste em todos os eixos. Foi permanecido este tipo de contato entre as partes de concreto, isto é, bloco-pilar e bloco-estaca. Já para a interação entre solo e estrutura, foi alterado o tipo de contato para *frictional*, onde é necessário informar um coeficiente de atrito estático entre as partes. Bowles (1968), recomenda um ângulo de atrito entre o solo e o concreto equivalente a $\frac{2}{3}\phi$, cuja tangente resulta em um coeficiente de atrito de 0,3, para o caso em estudo. Contudo, coeficientes maiores que 0,2, como alertado pelo próprio programa, podem gerar alguns problemas de convergência para problemas envolvendo materiais plásticos, sendo necessário, geralmente, alterar o modo de iteração para o método assimétrico de Newton-Raphson. Uma outra solução indicada seria a implantação de um maior refinamento da malha de contato entre as partes, o que não seria possível pela licença da versão utilizada. Apenas aumentando o critério de convergência, isto é, reduzindo a precisão, de 0,5% para 4%, referentes a uma força de 0,01N, foi possível convergir para uma solução com o coeficiente de atrito 0,3 e a malha limitada. Porém, a redução de precisão da análise aparentou resultar em soluções não muito condizentes com a natureza do problema. Foi, então, adotado o valor padrão do coeficiente de atrito entre o solo e o concreto de 0,2.

Durante a determinação dos tipos de vinculações entre os corpos, é necessário estabelecer ainda quais dos elementos serão considerados *contact* e quais serão o *target*. Essa definição consiste em determinar ao programa qual corpo estará livre para penetrar e qual será penetrado durante a interação dos mesmos. Para interação entre materiais rígidos e flexíveis, conforme o *Ansys Guide Documentation*, deve-se estabelecer como *contact* o material mais rígido, como o concreto, estando ele livre para penetrar a superfície do material *target*, menos rígido, como o solo. Assim, foi feita essa distinção para os materiais, conforme as prescrições do programa.

Um último passo ainda foi feito a fim de se configurar o comportamento dos contatos, que pode simétrico, assimétrico ou auto assimétrico. O *Ansys Guide Documentation* recomenda o uso de contato simétrico, onde o algoritmo de análise é mais eficiente para divisão de nós limitada e malhas com elementos relativamente grandes. Assim foi feito.

4.3.2 Divisão dos estágios

Como previamente descrito, o solo foi construído como um corpo sólido. Assim, a execução imediata do problema em um único passo resultaria numa deformação do mesmo devido ao seu peso próprio. Numa condição real, porém, o solo se encontra previamente em

repouso. Para solucionar esse problema pode-se recorrer a criação de estágios, ou *steps*, da simulação. A ideia é carregar o solo antecipadamente, gerando as tensões internas que exercerão o empuxo na lateral das estacas, ao passo que, conhecida sua deformação inicial, poderemos ignorá-la na análise de recalques. Previamente, seria válida a apresentação das regiões que terão o comportamento manipulado durante a análise, como se segue:

Tabela 5 – Descrição das geometrias envolvidas no controle de estágios

Região	Descrição
Arestas superiores do solo	Representam as 4 linhas de contorno da superfície do solo.
Topo do pilar	Corresponde à base quadrada de 0,5x0,5m, localizada no topo do trecho de pilar de 1m.
Paredes do solo	São as 4 superfícies externas do solo, que garantem seu confinamento horizontal.
Base do solo	É a superfície inferior do solo, que garante seu confinamento vertical.

Fonte: Autoria própria, 2019

A organização dos passos, para resolver o problema da criação do estado de tensões iniciais no solo, procedeu da seguinte maneira: A análise estrutural foi dividida em 4 estágios, com duração de 1 segundo para cada um deles, sendo que o primeiro foi utilizado unicamente para a ativação da gravidade, que obrigatoriamente é sempre ativada no início. Para deformar o solo inicialmente pelo efeito gravitacional sem afetar a estrutura, será necessário a elaboração de um sistema de controle dos parâmetros newtonianos além da gravidade, pois esta não pode ser direcionada para elementos específicos, atuando apenas de forma global. Será necessário então desativar a massa de concreto enquanto o solo deforma por seu peso próprio. Assim, no segundo estágio, com a gravidade já atuando, o solo começa a variar sua densidade até seu valor final de uso, enquanto que o concreto se mantém com densidade nula, sendo arrastado facilmente pelo solo devido o contato entre eles, sem oferecer resistência, já que não possui massa. Até esse ponto, o solo se encontra livre para se deformar plenamente na direção vertical, z, uma vez que apenas sua base possui deslocamento nulo nesse eixo. No plano xy, porém, ele se encontra contido pelas paredes externas e pela própria estaca, que impede a manifestação de deformações para o interior da zona escavada, de forma semelhante ao que ocorre na execução da estaca com uso de lama bentonita. Aqui, porém, não há alteração das propriedades do solo, enquanto que as contenções químicas podem acarretar em aumento resistência na zona penetrada pela lama e surgimento de forças eletrosmóticas, como apontam Fleming e Sliwinski (1977). No terceiro estágio, as arestas superiores do solo perdem o grau de liberdade no eixo

z, permanecendo imóveis independentemente de qualquer acréscimo de tensão. Neste mesmo passo, o concreto recebe sua densidade e, no quarto e último, a carga vertical é aplicada. O solo passa a absorver o acréscimo de cargas e apresentar novas deformações, tal como em um caso real. Na Tabela 6, a seguir, o eixo z possui a direção do prolongamento das estacas:

Tabela 6 – Divisão dos estágios da simulação

Localização	Ocorrência	Orientação	Estágio 1	Estágio 2	Estágio 3	Estágio 4
Global	Gravidade	-z	Ativação			
Solo	Densidade	-	Restrição	Ativação		
Fundação	Densidade	-	Restrição	Ativação		
Arestas superiores do solo	Liberdade	z	Ativação		Restrição	
Topo do pilar	Força	-z	Restrição			Ativação
Paredes do solo	Liberdade	z	Ativação			
Base do solo	Liberdade	z	Restrição			
Paredes e base do solo	Liberdade	x,y	Restrição			

Fonte: Autoria própria, 2019

A carga vertical utilizada para a análise foi de 1000kN. É importante ressaltar que, para a utilização de uma modelagem pelos planos de simetria, não se deve aplicar cargas em seus valores plenos, mas estes devem estar divididos pelo número de partes espelhadas. Como a geometria está dividida em 4 partes, a força que deve ser inserida na análise deve ser 250kN. Conforme o método de Terzaghi para cálculo de capacidade de carga de ponta e lateral, este é um valor distante da carga de ruptura do sistema. Para uma estaca como a descrita anteriormente, estando a mesma isolada, Terzaghi aponta uma resistência de 5858kN, enquanto que, pelo método de ponta de Vesic, temos um valor ainda maior. É usual, para o dimensionamento de estruturas de fundação, o uso de um fator de segurança de 3, logo, teríamos uma carga vertical não superior a 1952kN, numa utilização real da estrutura. Como o espaçamento entre os eixos das estacas, 120cm, equivale ao triplo do diâmetro das mesmas, 40cm, o efeito de grupo não tem tanta influência na resistência. A utilização de um baixo valor para a força vertical se justifica pela necessidade de utilização de um baixo coeficiente de atrito para esse tipo de análise, que, a princípio, cria uma incógnita quanto ao uso de carregamentos reais. Cita-se ainda a possibilidade de considerável redução da resistência da estaca, seguindo as equações de Terzaghi, quando se adota um valor maior para o parâmetro n , conforme explicado na seção 3.3.2. Foi mencionado anteriormente que, para maiores deformações, pode-se ter um aumento no tempo de processamento, assim, nas condições e para os fins que se destinam este trabalho, o uso de uma carga baixa é justificável.

No estágio 3, a restrição de deslocamento das arestas superiores do solo é feita com a ferramenta de restrição *Displacement*. Sua utilização se dá pela determinação do deslocamento, tendo como referência a posição inicial, em que o elemento selecionado se tornará fixo. Sendo assim, é necessária uma pré-análise, até o fim do estágio 2, a fim de se determinar o deslocamento inicial da superfície do solo.

Para garantir a correta simulação do problema estrutural, é necessário garantir a compatibilidade de volume das estacas e da porção escavada de solo. Esse é um problema válido apenas para os casos em que o bloco toca o solo, pois, nos casos de bloco elevado, não importa a distância entre ele e a base da estaca, contanto que o mesmo não entre em contato com o solo. Nos casos inicialmente citados, porém, a distância entre a base do bloco e a base da estaca precisa ser igual a profundidade escavada de solo após sua deformação inicial. Em simulação prévia, foi notado que a redução longitudinal do corte de solo foi equivalente a 1,92cm, sendo esta a folga que se deu ainda na fase de elaboração da geometria no *AutoCad*. Para os casos em que o bloco toca o solo, a folga é um passo obrigatório para o modo como este trabalho foi feito, pois o comprimento da estaca é sempre limitado a distância entre sua base e o bloco. Além dessa função, a folga evita que a estaca, ao ser arrastada pelo solo no estágio 2, pressione sua base, criando deformações no solo antes da aplicação real das cargas, sendo que, se o solo é plástico, suas propriedades de resistência mudam com a deformação de forma mais notável do que nos casos de solo elástico.

4.4 DEFINIÇÃO DOS DADOS DE SAÍDA

Uma vez processada a estrutura, qualquer alteração nas solicitações de saída é feita de forma rápida, e o cálculo é feito pelo programa de forma imediata. Porém, para o problema abordado, são necessários alguns preparativos para possibilitar uma melhor análise dos resultados. Como já esclarecido, modelos geométricos sólidos dispõem de resultados somente em termos de tensão. Serão, a priori, solicitadas para saída, deformação horizontal, tensões normais em z e cisalhantes máximas ao longo da estaca; as tensões principais máximas e mínimas, as tensões cisalhantes máximas e as deformações totais do solo; reações de contato entre solo e a base do bloco de coroamento.

Quanto as reações entre os contatos, o procedimento é feito de forma direta. A observação que se deve fazer é que, quando se deseja analisar esse tipo de resultado, é preciso acessar o *Analysis Settings* e ativar a opção *Nodal Forces*, dentro do *plugin Module*. Feito isso,

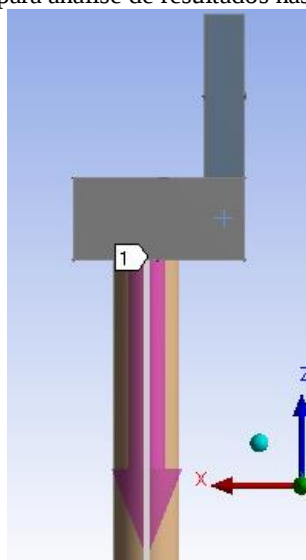
é inserido *Force Reaction* como sendo o tipo de resultado, onde se deve indicar qual contato e superfície estão sendo estudados

Para se obter o recalque da estrutura dos casos de blocos apoiados, é preciso considerar a superfície inicialmente deformada do solo como referência, isto é, a deformação do solo entre o início da análise até o final do estágio 2 deve ser desconsiderada. Já para os casos de blocos suspensos, onde não há o contato deste com o solo, a referência se dá como sendo a base da escavação que recebe a ponta da estaca. Nos blocos enterrados, o procedimento leva em consideração a superfície de solo em contato com a base inferior do bloco. Assim, inicialmente, deve-se fazer uma análise de deformação do solo ao final do estágio 2. Percebe-se que, nos casos de blocos apoiados, o deslocamento do solo é o mesmo do anteriormente citado, no momento de aplicação da ferramenta *Displacement*. O mesmo não ocorre para os outros casos, uma vez que a região de referência não coincide com a superfície do solo. Após calculadas as deformações iniciais de referência, é utilizada a ferramenta de resultados *Defined Results*, onde é possível configurar o tipo de saída que se pretende obter. Na caixa de Equação da ferramenta, é inserida a solicitação de saída “=UZ-d”, onde UZ é o código do Ansys para deslocamentos no eixo z, enquanto d deve ser o valor de referência que se deseja subtrair, em numeração decimal.

4.4.1 Resultados das estacas

Para as análises em que serão estudadas as tensões ao longo do eixo longitudinal das estacas, é necessário criar um percurso de estudo na ferramenta *Geometry Construction*, ainda no *plugin Module*, a fim de se determinar ao software os pontos da estrutura cujo os resultados serão plotados. Assim, foi desenhada uma linha do topo a base das estacas, passando pelo centro geométrico de sua seção transversal. Em seguida, se inserem as tensões normais em z e cisalhantes máximas para os resultados, onde é escolhida a estaca como geometria de estudo e plotagem do tipo *path*, indicando o percurso que fora construído. O mesmo percurso é utilizado para o estudo dos deslocamentos transversais, isto é, da flecha deformada das estacas.

Figura 19 – Posição e orientação do percurso para análise de resultados nas estacas



Fonte: Autoria própria, 2019

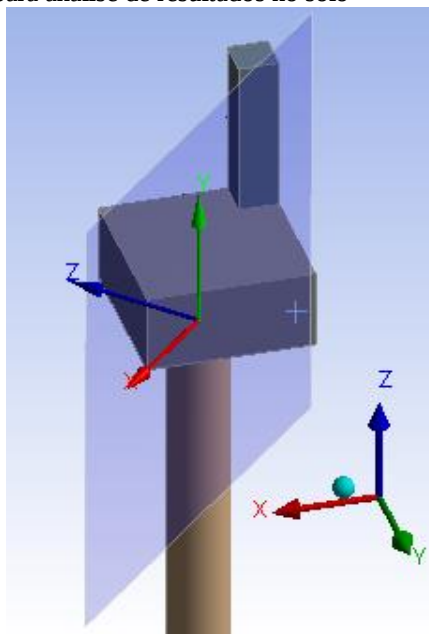
O numeral 1, localizado na união estaca-bloco, indica o início do percurso, orientado pela seta na direção z. A escolha do sentido nessa ferramenta implica na forma de plotagem dos Gráficos resultantes.

Seguindo a filosofia da Figura 19, o procedimento de criação de percurso foi repetido para a região interior e a exterior da estaca. O objetivo é determinar as tensões normais máximas e mínimas na seção transversal do elemento estrutural na direção z, a fim de se estimar a distribuição de momentos ao longo de seu eixo longitudinal, uma vez que, nesse tipo de análise, não é possível obter esse tipo de resultado de forma direta. Para tal, será utilizada a Equação 3.

4.4.2 Resultados do solo

As análises referentes ao solo exigem um procedimento semelhante à das estacas. Para uma melhor visualização, será necessário criar um plano de corte na geometria, na mesma ferramenta em que foi criado o percurso para análise de estacas. A fim de se obter os resultados no centro do solo e também nos arredores da estaca, foi estabelecido um plano diagonal a orientação do bloco, passando pelos pontos almejados. Segue-se com a escolha do tipo de resultado, indicando a massa de solo como geometria e o plano como zona de plotagem.

Figura 20 – Posição e orientação plano para análise de resultados no solo



Fonte: Autoria própria, 2019

Na Figura 20, onde a porção de solo se encontra oculta, o plano indicado passa pela origem de um sistema de coordenadas criado exclusivamente para seu uso, divergindo do sistema global, ao lado, utilizado até então para referenciar o problema estrutural.

Para a estimativa de deformações totais no solo, o procedimento é semelhante ao caso de recalque da estrutura. Primeiramente, são calculadas as deformações totais iniciais, isto é, ao final do estágio 2. Agora, para essas deformações, será necessário atribuir um caractere, ou conjunto deles. Para isso, foi utilizada a sigla DIS, deformação inicial do solo. Em seguida, com a ferramenta *Defined Results*, é estudado o final do estágio 4, porém, com a inserção da formulação “*USUM-DIS*”. O código *USUM* é padrão do *Ansys* para representar a deformação total, enquanto que *DIS* é a sigla criada que corresponde aos deslocamentos iniciais. O procedimento é repetido para o caso das tensões, quando se deseja estudar seu acréscimo devido a estrutura e carga. Quando se deseja analisar as tensões reais no solo, considerando seu peso próprio, a análise é feita de forma direta, apenas com a inserção do tipo de tensão e da escolha da geometria de estudo.

A fim de se estudar os pontos críticos da estrutura, foi ainda inserido um resultado conFigurado com base na Equação 31, que representa o estado de ruptura de Morh-Coulomb. Transcrevendo a Equação para a caixa algébrica so *Defined Results*, tem-se “ $(1/2)*(S3-S1)-(1/2)*(S3+S1)*\sin(\phi)+25000*\cos(\phi)$ ”. Aqui, *S1* e *S3* são os códigos do *Ansys* para as tensões máxima e mínima, respectivamente. Assim, como previamente esclarecido, a Equação resultará em valores positivos para regiões estáveis do solo e negativos para regiões que romperam pelo

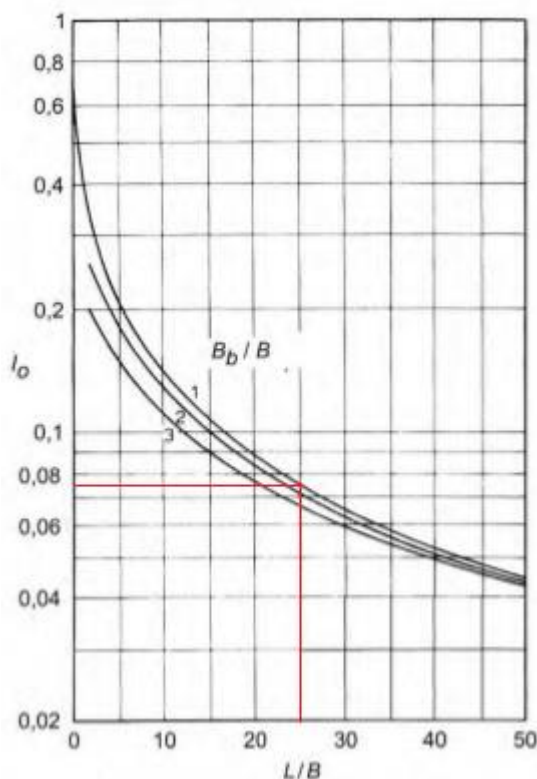
critério de Morh-Coulomb. Por se utilizar uma carga axial baixa, espera-se, nestes resultados, que se encontrem poucas regiões colapsadas e de pouca significância para a estabilidade da estrutura.

4.5 ANÁLISE DE RECALQUES POR MÉTODO ELÁSTICO

A fim de compararmos os resultados que serão obtidos com os estudos dos teóricos apresentados no referencial deste trabalho, será feita uma pré análise do recalque estrutural, pelo método de Poulos e Davis, apresentado na seção 3.3.3.2 deste trabalho.

Primeiramente, para a determinação do fator de influência I_0 , pelo ábaco apresentado inicialmente na Figura 5, tem-se que, para os parâmetros geométricos citados, que $L/B = 25$ e $B_b/B = 1$. Assim, como vê-se na Figura 21 a seguir, conclui-se que $I_0 = 0,075$.

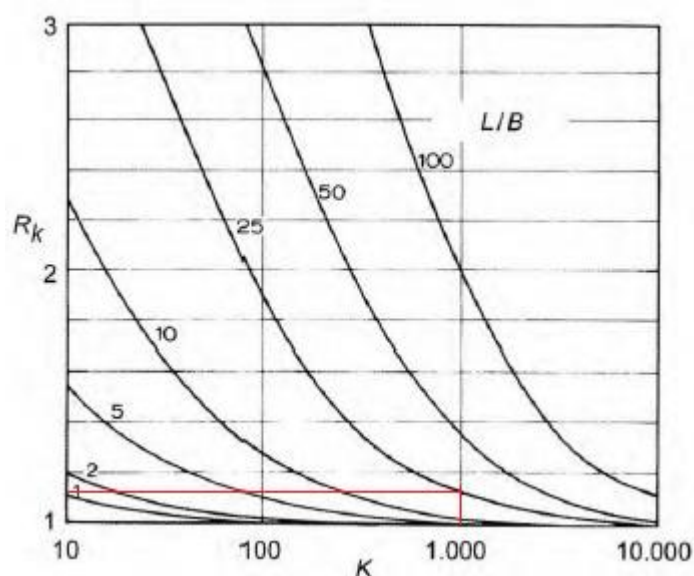
Figura 21 – Aplicação do método de Pulos e Davis: Determinação do fator de influência



Fonte: Autoria própria, 2019

Possuindo as estacas seção transversal constante, o parâmetro R_A , da Equação 22, faz-se igual a 1, e o fator de rigidez k passa a ser apenas a razão entre os módulos de elasticidade da ponta da estaca e do solo. Logo, para as propriedades dos materiais citados na Tabela 3, tem-se que $k = 1000$. Logo, concluímos que o fator de compressibilidade $R_k = 1,16$, como se segue:

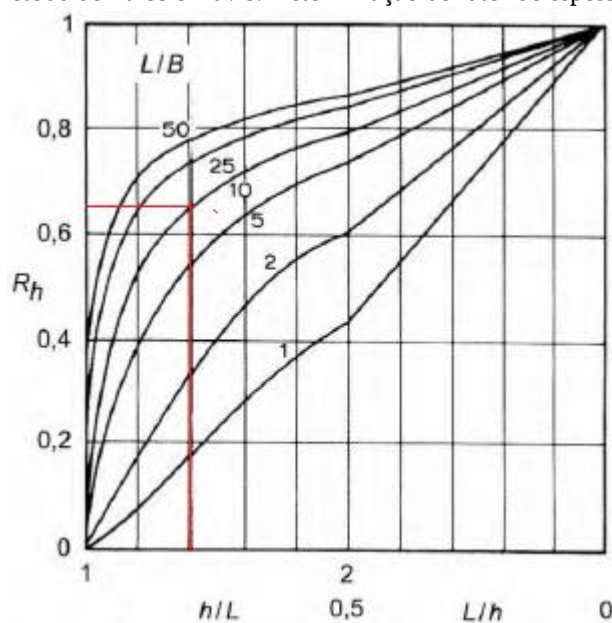
Figura 22 – Aplicação do método de Poulos e Davis: Determinação do fator de compressibilidade



Fonte: Autoria própria, 2019

Para a profundidade de solo compressível de 14m, temos que a relação $h/L = 1,4$, o que resulta em um fator de espessura finita de solo $R_h = 0,65$, como se tem a seguir:

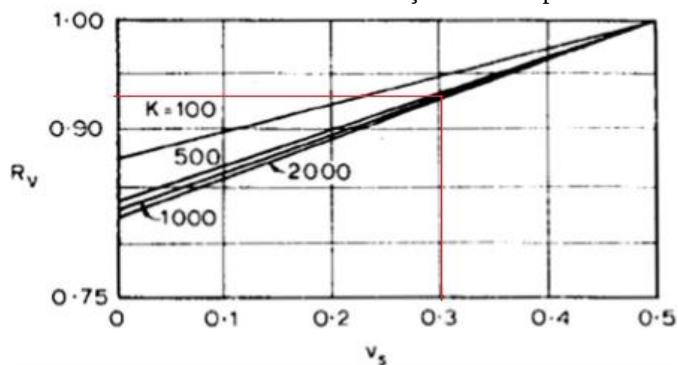
Figura 23 – Aplicação do método de Pulos e Davis: Determinação do fator de espessura finita



Fonte: Autoria própria, 2019

Por fim, concluímos que o fator de correção para o coeficiente de Poisson, $R_v = 0,93$, como temos na Figura seguinte:

Figura 24 – Aplicação do método de Pulos e Davis: Determinação do fator para o coeficiente de Poisson



Fonte: Autoria própria, 2019

A carga por estaca é de 250kN somados a $\frac{1}{4}$ do peso próprio estrutural, que resulta em 293kN. Portanto, com os parâmetros até agora apresentados, e para um solo com módulo de Young constante, onde $R_b = 1$, calculamos, conforme as equações 19 e 20, o recalque da fundação $w = 1,28\text{mm}$. Esse valor é válido apenas para caso de uma estaca isolada, e deve ser ajustado, através do parâmetro de correção ζ , para considerar o efeito de grupo. Pelo método de Meyerhof, apresentado na Equação 24, onde $n_r = 2$ e $\zeta = 1,2/0,4 = 3$, encontramos que $\alpha = 5,33$. Portanto, o recalque final do grupo de estacas é estimado em $w = 6,83\text{mm}$

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Após o processamento dos modelos, sucedeu-se com a organização das informações para cada caso, obtendo-se a Tabela 7, com os dados gerais a seguir:

Tabela 7 – Resumo inicial obtido para os 6 casos estudados

Verificações gerais						
Análise	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6
Carga transferida do bloco ao solo	551,4kN	555,1kN	-	-	494,4kN	469,3kN
Taxa de transferência de carga	52,2%	51,2%	-	-	46,9%	43,2%
Recalque (cm)	0,961	0,979	4,24	4,51	0,801	0,718

Fonte: Autoria própria, 2019

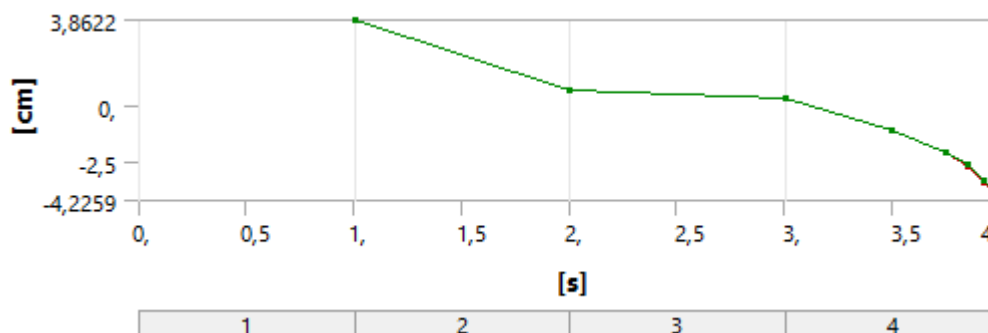
A informações descritas na Tabela anterior serão detalhadas e discutidas passo a passo, como se segue.

5.1 RECALQUES E PRESSÕES DE CONTATO ENTRE BLOCO E SOLO

Na Tabela 7, a taxa de transferência toma por referência a carga vertical total que chega ao topo da estaca, isto é, a carga de 1000kN somada ao peso próprio do bloco e do trecho de pilar. Observa-se que o aumento da rigidez do bloco resulta numa diminuição da carga transferida diretamente ao solo, fato este condizente com a natureza do problema, já que a rigidez é inversamente proporcional a deformação da estrutura, sendo esta a responsável pela perturbação do solo e consequente transferência de esforços para o mesmo.

Para os recalques, foi seguido o protocolo apresentado na metodologia, com a utilização da ferramenta *Defined Results*, para desconsiderar a deformação inicial do solo. A seguir, são apresentados os resultados de recalque para o caso 5, de forma distribuída ao longo dos estágios:

Gráfico 1 – Recalque estrutural ao longo dos estágios para o caso de bloco flexível suspenso



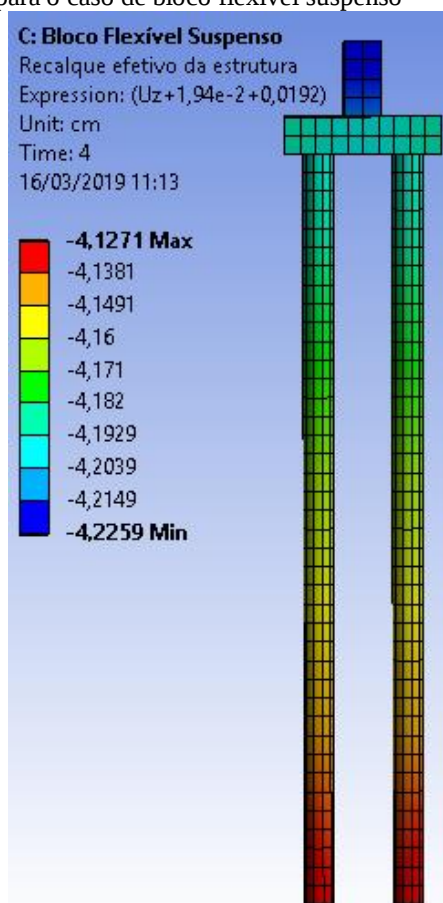
Fonte: Autoria própria, 2019

No Gráfico 1, o eixo vertical corresponde ao recalque estrutural, enquanto que, no eixo horizontal, tem-se a divisão de tempo, em segundos, juntamente com a identificação dos estágios. Nota-se que, inicialmente, os recalques apresentam valores positivos, que se refere ao sentido positivo do eixo z, o que indica que o solo ainda não completou sua deformação inicial, pois o *Defined Results* está tomando tais valores como referência.

É notória também a curva que surge no último estágio, com inclinação cada vez mais acentuada, isto é, para pequenas variações de carga, o solo está deformando de forma cada vez mais considerável, devido as propriedades plásticas do solo.

Ao final do estágio 4, quando a carga vertical aplicada no topo do pilar atinge seu valor máximo de 1000kN, tem-se um grande recalque acumulado, em contraposição aos demais casos, como será visto. Supõe-se que, estando o bloco de coroamento separado do solo, toda a carga é transmitida integralmente para as estacas, aumentando a tensão cisalhante em seu fuste. Pelo fato de ter-se usado um coeficiente de atrito menor do que aquele que seria mais apropriado, foi obtido o alto recalque apresentado, de 4,24cm. Também é possível entender o ocorrido a partir da observação da Figura 25, a seguir, que mostra o recalque ao final do estágio 4 em toda estrutura, para o mesmo caso do Gráfico 1:

Figura 25 – Recalque da estrutura para o caso de bloco flexível suspenso



Fonte: Autoria própria, 2019

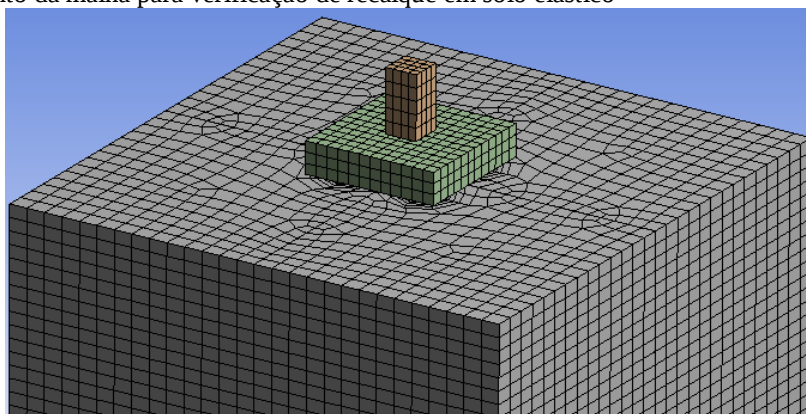
Na Figura 25, é possível ver a expressão algébrica que determina o recalque da estrutura, que equivale ao deslocamento total, desconsiderando a deformação inicial da base do solo, que recebe a ponta da estaca. Comparando os valores máximos e mínimos de recalque, representados pelas cores azul e vermelho, é possível perceber a pequena diferença entre eles, indicando pouco encurtamento da estaca, ρ , apresentado na Equação 17. Logo, o recalque se dá majoritariamente pelo deslizamento da estrutura e deformação da base do solo, devido as condições utilizadas.

Os recalques mostraram-se ser altamente dependentes da posição do bloco. Os menores recalques para os casos de bloco enterrado, em comparação aos casos de bloco apoiado, se devem ao fato da maior tensão de confinamento do solo, na cota de assentamento do bloco. A verificação dos recalques pelo método de Poulos e Davis, realizada na seção 4.5, deve ser comparada com os resultados para os casos 4 ou 5, pois neles, a transmissão da carga aplicada é direcionada completamente para as estacas.

Percebe-se uma grande discrepância entre os resultados apresentados pelo MEF, onde, no caso 3, tem-se $w = 4,24\text{cm}$, enquanto que, pelo método dos teóricos, temos que $w = 0,683\text{cm}$.

Porém, o método de Poulos e Davis se baseia apenas na teoria da elasticidade, desconsiderando a plasticidade do material granular. Para efeito de verificação, portanto, o caso 3 foi reprocessado, sendo, desta vez, desconsiderados o ângulo interno de atrito e a coesão do solo. Com essa alteração, constatou-se um novo recalque $w = 1,74\text{cm}$. Possuindo o solo um comportamento puramente elástico, a complexidade do problema cai drasticamente, de modo que, agora, o *software* passa a aceitar o coeficiente de atrito entre solo e concreto igual a 0,3, conforme recomendação de Bowles (1968). Os resultados mostraram uma redução do recalque para um valor $w = 1,29\text{cm}$. Optou-se então por refinar a qualidade da malha. Para tal, foi utilizada a licença completa do *Ansys 15.0*. Com um número final de 283708 nós, obteve-se a seguinte malha:

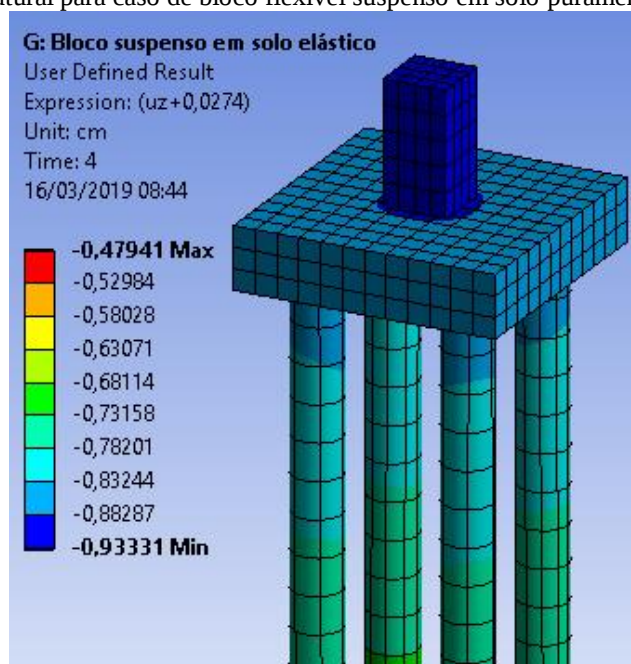
Figura 26 – Refinamento da malha para verificação de recalque em solo elástico



Fonte: Autoria própria, 2019.

Com a nova malha, o recalque estrutural apresentou mais uma redução, conforme se verifica na figura 27.

Figura 27 – Recalque estrutural para caso de bloco flexível suspenso em solo puramente elástico



Fonte: Autoria própria, 2019

De forma relativamente satisfatória, ocorreu uma aproximação com os recalques previstos por Poulos, Davis e Meyerhof, porém, algumas observações ainda devem ser feitas. Como se vê na Figura 27, não há mais a correção referente a folga de 1,92cm, pois, desta vez, a estaca foi repousada sobre o solo desde o início. Isso foi feito porque o surgimento de regiões de contato durante a simulação requer um tempo de análise adicional, de modo que, durante a este trabalho, percebeu-se o grande peso do refinamento da malha, apesar do uso de solo elástico. Como o bloco é suspenso, é mais fácil garantir o perfeito encaixe da estaca no solo após o estágio 2, e, com o solo elástico, mesmo recebendo cargas iniciais pela ponta da estaca, suas propriedades não mudam tanto. O principal fator que devemos analisar é a redução da eficiência do atrito sobre a estaca, pois no início do carregamento, o atrito estará atuando para baixo, reduzindo seu valor com o acréscimo de tensões, até a inversão de seu sentido. Trata-se de uma análise complexa, mas foi solicitado ao *Ansys*, as tensões internas na linha neutra das estacas, sendo constatado que a reação total do atrito ao final da simulação era de 150kN por estaca, indicando que, apesar da aderência inicial do solo na superfície da estaca, ele ainda exerce reação vertical na superfície do concreto. É importante ressaltar que parâmetros como o refinamento da malha, rigidez do bloco, que não é levado em conta por Meyerhof para a estimativa do efeito de grupo, ou mesmo as dimensões horizontais da amostra de solo podem alterar os valores de recalque. Os próprios teóricos podem divergir nos valores para os fatores de grupo. De forma geral, pode-se concluir que a simulação de solo elástico, conforme os

parâmetros citados, é compatível com as previsões de Poulos, Davis e Vesic. O comparativo das análises elásticas é feito a seguir:

Tabela 8 – Resumo comparativo entre os métodos para o caso flexível suspenso

Método	MEF	MEF	MEF	MEF	Poulos e Davis/ Efeito de grupo por Meyerhof
Comportamento do solo	Plástico	Elástico	Elástico	Elástico	Elástico
Coefficiente de atrito Solo-Concreto	0,2	0,2	0,3	0,3	Implícito
Número de nós	119732	119732	119732	283708	-
Recalque (cm)	4,24	1,74	1,29	0,93	0,68

Fonte: Autoria própria, 2019

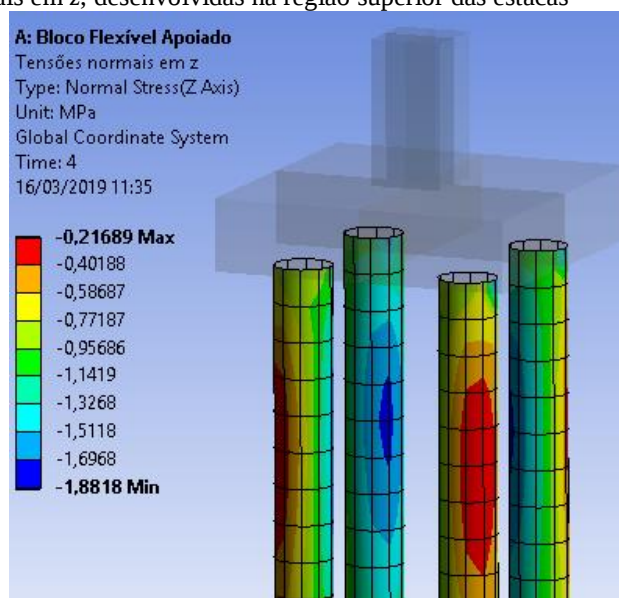
Assim, vê-se que, ao considerar as propriedades de ângulo de atrito, coesão para o solo, ocorre um acréscimo considerável nos valores de recalque. Para valores grandes de carga e solo mais argiloso, o baixo valor do coeficiente de atrito entre solo e concreto pode resultar altas tensões na ponta da estaca, plastificando o solo e afastando os resultados reais da análise baseada na teoria da elasticidade. Outro fator que poderia resultar em menores manifestações de recalques seria a utilização de uma coesão entre as superfícies do solo e do concreto. Apesar de Bowles (1968) sugerir, para tal, valores em função da coesão do solo, assim como é feito para o ângulo de atrito, é comum a desconsideração dessa grandeza na maioria das análises.

5.2 RESULTADOS NAS ESTACAS

5.2.1 Tensões e forças normais

O estudo das tensões normais, com sua distribuição na área da seção, só é possível para a análise tridimensional, como está sendo feita. Para o caso 1, a distribuição das tensões se dá da seguinte maneira:

Figura 28 – Tensões normais em z, desenvolvidas na região superior das estacas

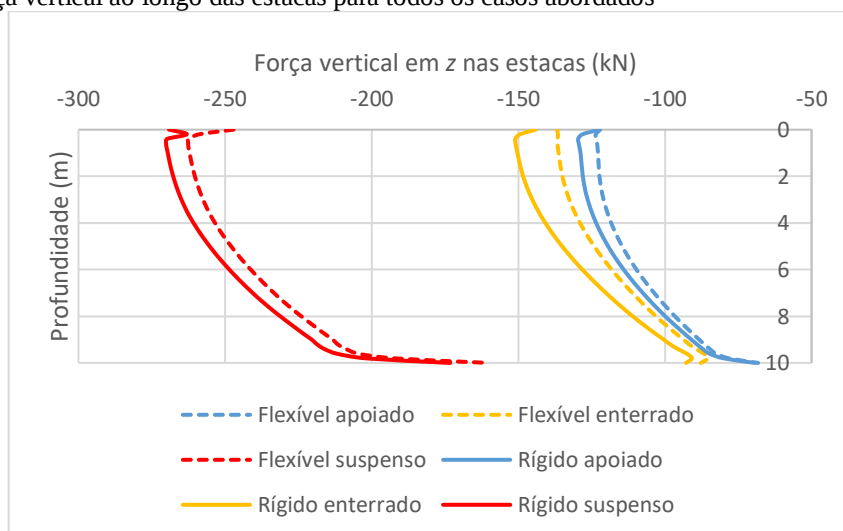


Fonte: Autoria própria, 2019

Como prevê a Equação 3, as tensões normais crescem com o distanciamento do centro da área da seção. Assim, para este caso, as tensões nas regiões mais internas da superfície apresentam maior tensão de compressão, enquanto que as regiões externas têm sua compressão reduzida, devido a tração desenvolvida pelo momento fletor.

Quanto as forças normais desenvolvidas nos pontos centrais da área das estacas, se observou pequena influência da rigidez do bloco, já que houve pouca mudança na transmissão de cargas verticais para o solo através do mesmo em função de sua altura, conforme vê-se na Tabela 7. Assim, para os casos analisados, obtiveram-se os resultados:

Gráfico 2 – Força vertical ao longo das estacas para todos os casos abordados



Fonte: Autoria própria, 2019

Como se observa no gráfico 2, a redução da carga de compressão ao longo das estacas não se dá por uma reta, mas por uma curva suave. De fato, isso ocorre devido ao acréscimo de tensão de confinamento do solo com sua profundidade, que gera o empuxo lateral que atua no fuste da estaca. Sabe-se também que, para uma situação mais ideal, com um maior coeficiente de atrito, a curva se tornaria mais acentuada.

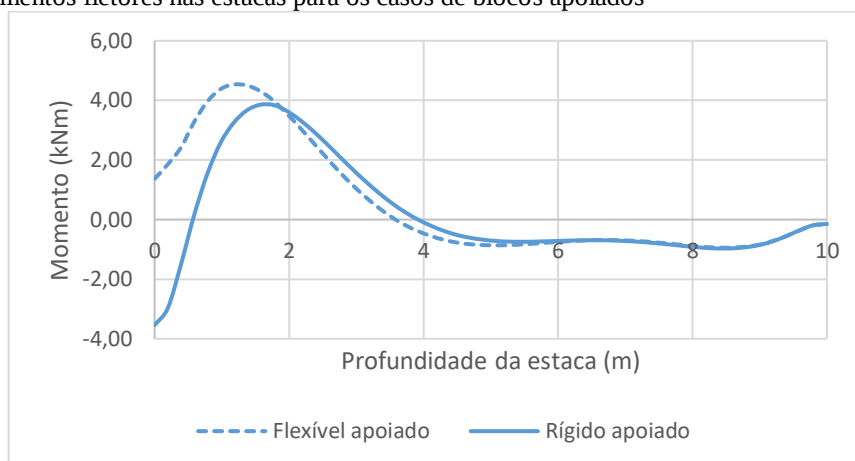
Outra observação que se pode fazer é que a inclinação da curva, isto é, a taxa de decréscimo, é levemente maior para o caso de bloco suspenso, em relação ao apoiado. Ocorre que o contato entre bloco e solo gera uma redução na eficiência do atrito entre o solo e estaca nas camadas superiores, eliminando parte da contribuição do solo para a estabilidade nessa região.

Como já havia sido constatado na Tabela 7, a participação do bloco na distribuição de esforços normais na estaca se dá de forma sutil, com aumento de tensão de compressão quando o bloco é mais rígido, pois a flexibilidade do bloco promove aumento de contato com o solo, amenizando as tensões nas estacas.

5.2.2 Momento fletor

Uma possibilidade para a estimativa de momentos a partir dos resultados obtidos, seria a através da dupla derivação da Equação da flecha, porém, foi constatado que, para diferentes graus de interpolação de sua função polinomial, se obtinham diferentes resultados, mesmo com valores de R^2 próximos a 1, comprovando que o parâmetro não reflete a confiabilidade da regressão para determinação da curva deformada. Por isso, para o cálculo do momento fletor nos elementos, optou-se pela utilização da Equação 3, a partir dos resultados das tensões normais na região interior e/ou superior das estacas, como foi previamente solicitado. É importante ressaltar a necessidade de considerar o efeito da carga vertical, que altera as tensões na superfície do elemento de concreto. Assim, o valor da compressão atuando no centro das estacas foi subtraído dos valores de extremidade, a fim de se encontrar as tensões que são provocadas exclusivamente pela flexão. Nesta análise, notou-se grande influência da rigidez do bloco, como segue:

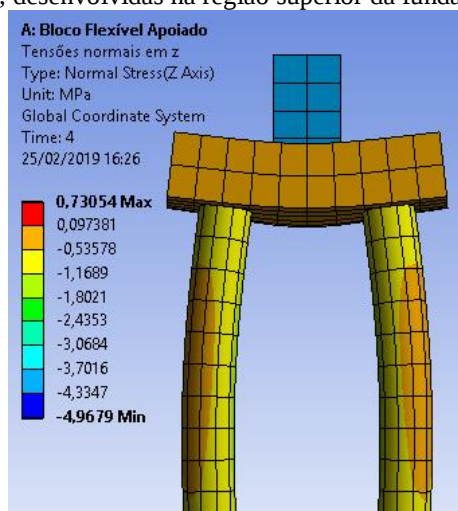
Gráfico 3 – Momentos fletores nas estacas para os casos de blocos apoiados



Fonte: Autoria própria, 2019

Como se sabe, para o uso de bloco flexível, haverá uma maior liberdade de deformação do mesmo durante a aplicação da carga, que gera momentos positivos na estaca, responsáveis por criarem tração em sua região externa e compressão na interna, como se vê a seguir:

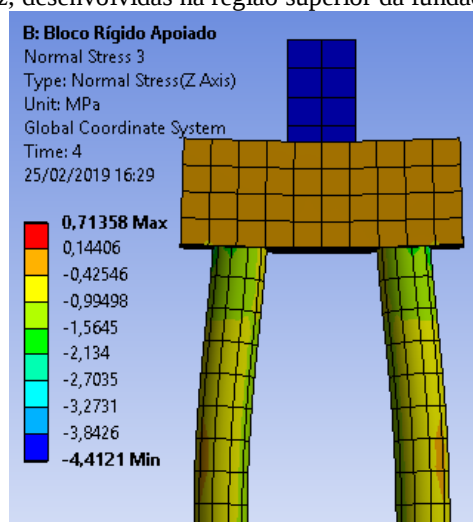
Figura 29 – Tensões normais em z, desenvolvidas na região superior da fundação, para bloco flexível apoiado



Fonte: Autoria própria,

Na Figura 28, além das tensões normais, é possível visualizar a deformação da fundação, onde a escala de deformação está ampliada em 1000 vezes. Nota-se que a flexibilidade do bloco possibilita o surgimento dos momentos apresentados no gráfico 3. Com o aumento da rigidez, a transferência de momentos do bloco para as estacas é reduzida, de modo que, sem a presença do solo, o momento no topo da estaca tenderia a ser nulo, porém, não sendo este o caso, obteve-se uma alteração do seu sinal algébrico, como indica a Figura 30 a seguir:

Figura 30 – Tensões normais em z, desenvolvidas na região superior da fundação, para bloco rígido apoiado



Fonte: Autoria própria, 2019

Conforme a Figura 30, tem-se uma suave alteração na curvatura inicial da estaca, indicando a presença de momentos negativos. Isso ocorre devido ao contato entre o bloco e o solo, que gera um acréscimo de tensão neste, que gera cargas sobre as estacas na direção das paredes confinadas do solo, isto é, da parte interior para a exterior. O bloco de coroamento, por sua vez, possuindo agora uma rigidez mais elevada, impede a rotação da estaca, gerando os momentos observados.

Para os casos em que o bloco se encontra suspenso, constatou-se:

Gráfico 4 – Momentos fletores nas estacas para os casos de blocos suspensos



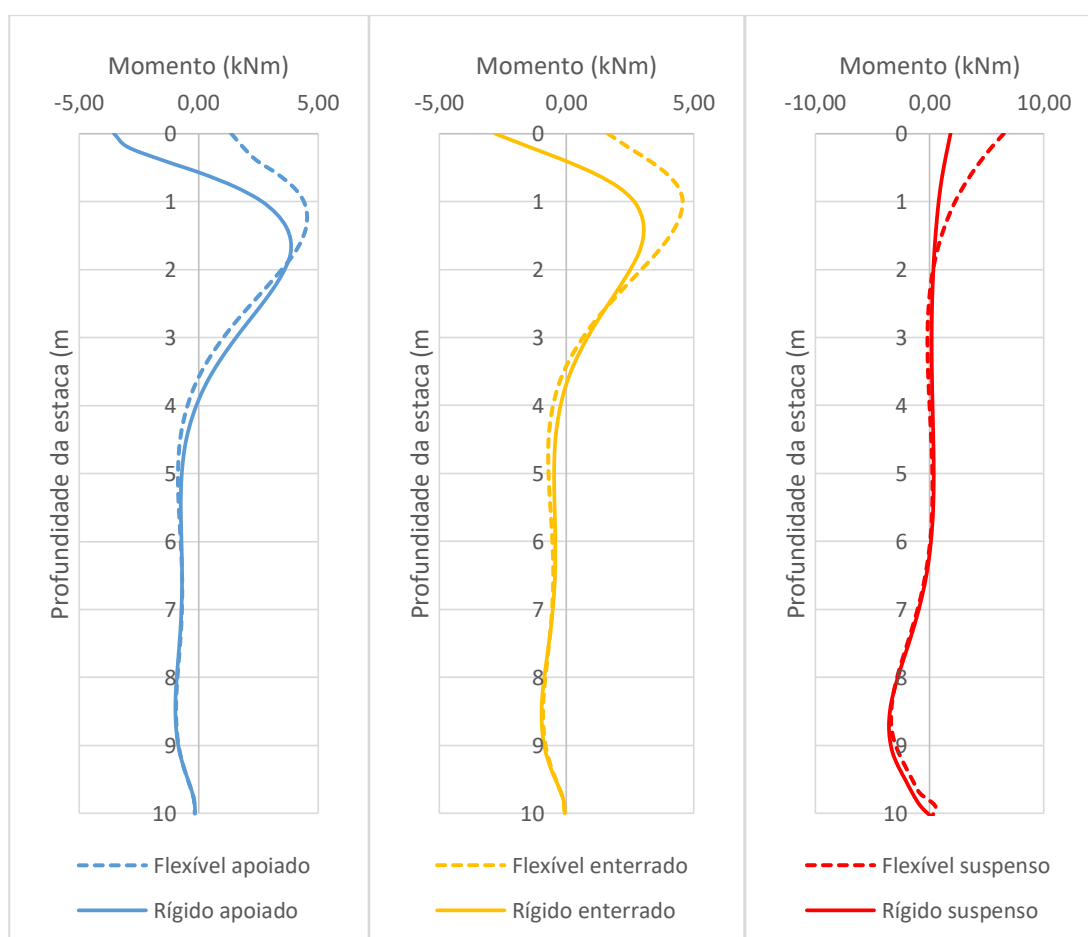
Fonte: Autoria própria, 2019

Como previsto, o aumento de rigidez gerou uma redução na magnitude do momento transferido para as estacas, porém, não houve alteração de seu sentido, já que não há contato

entre o solo e o bloco, o que impede a manifestação do empuxo adicional por parte do solo confinado na região central da geometria. Os maiores momentos localizados na parte inferior das estacas pode ser fruto da alta carga de compressão que chega a sua base, que provoca tensões no solo responsáveis por uma redução do empuxo no sentido interno para externo, como se verá nos deslocamentos horizontais.

Nos blocos enterrados, os momentos se apresentaram de forma semelhante ao caso de bloco apoiado, como vê-se no gráfico 5, a seguir, onde foi feito um comparativo para todos os casos estudados, com os Gráficos plotados na orientação do maior eixo das estacas, porém, com o eixo dos momentos menos detalhado.

Gráfico 5 – Momentos fletores nas estacas para todos os casos abordados



Fonte: Autoria própria, 2019

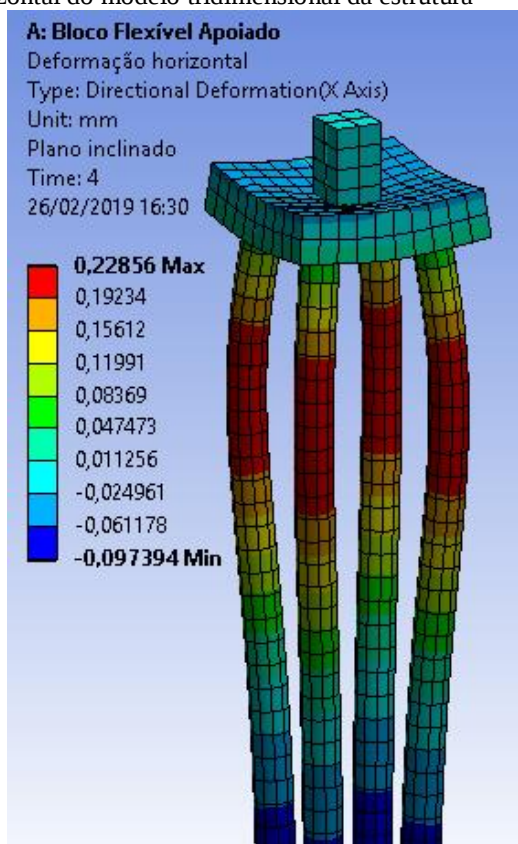
Assim, de forma geral, vê-se que o bloco de coroamento, para os dois tipos de rigidez utilizados, possui considerável influência na transferência de momentos para topo das estacas, sendo que, com a profundidade, o mesmo passa a ser menos relevante. Para os casos de bloco

suspensão, é visto um maior valor do momento fletor nas estacas, pois o solo não absorve sua parcela de carga vertical através do inexistente contato com o bloco.

5.2.3 Deslocamento horizontal

O estudo da curva deformada é feito para os pontos que passam pelo centro da seção da estaca ao longo de seu eixo longitudinal. De forma geral, o deslocamento dos pontos das estacas tende a ocorrer em direção a parte externa do conjunto, com variação da curvatura em seu topo, como mostram as Figuras 29 e 30, outrora expostas. A Figura seguinte, referente ao caso 1, bloco flexível apoiado no solo, resume o comportamento das deformações da estrutura de forma tridimensional, com escala de ampliação de 1000 vezes:

Figura 31 – Deslocamento horizontal do modelo tridimensional da estrutura



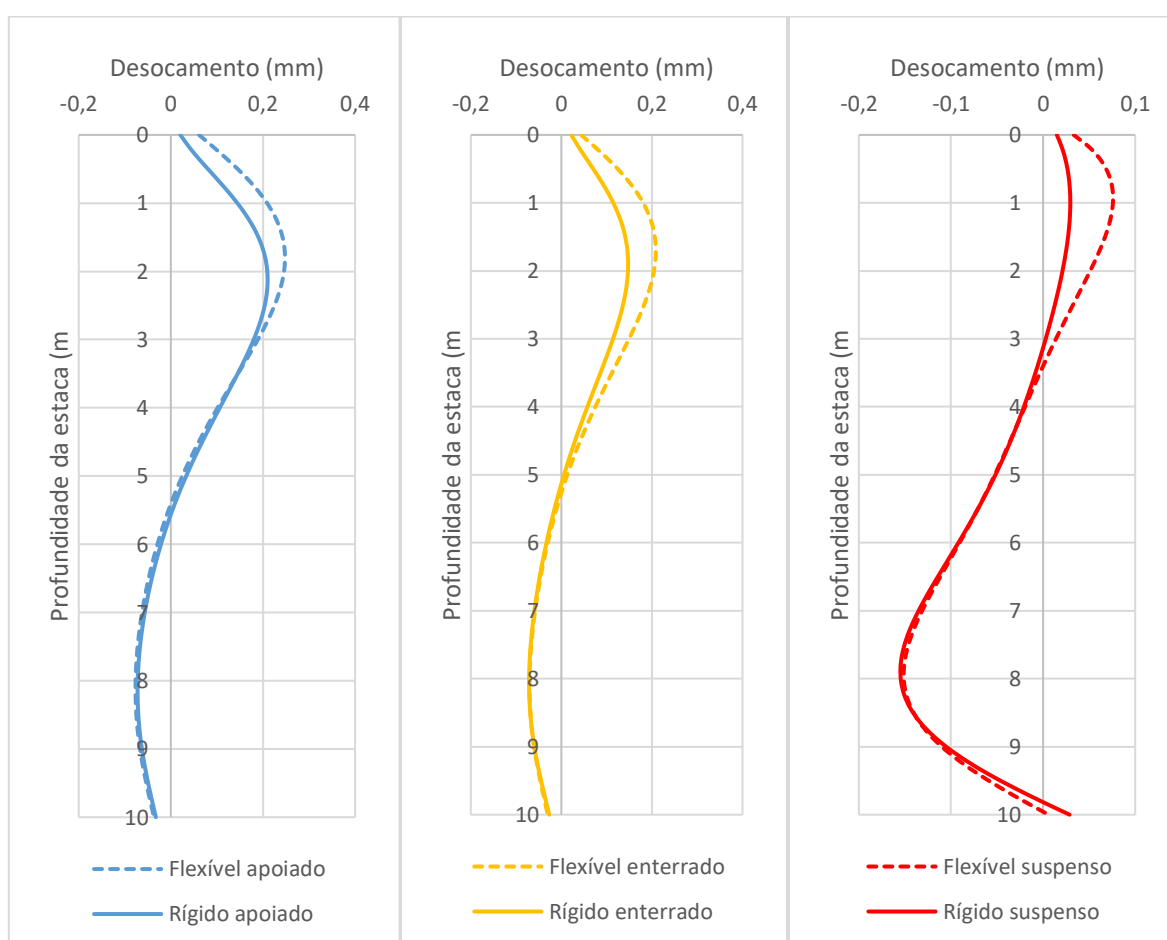
Fonte: Autoria própria, 2019

Para a obtenção dos resultados da Figura 31, percebe-se que foi solicitado o deslocamento na direção x , como vê-se na própria imagem. Esse eixo refere-se ao sistema de coordenadas associado ao plano diagonal, criado para a análise do solo, como mostra a Figura

20, logo, está sendo estudada a direção onde ocorrem os maiores deslocamentos. Ressalta-se também que, quando a análise é feita de forma espacial, como acontece na Figura 31, os resultados estão associados ao modelo completo, e os valores em tela mostram as deformações na superfície da geometria.

Com a utilização da ferramenta de plotagem do percurso, previamente elaborado, as flechas das estacas podem ser estudadas para os pontos solicitados, que, neste caso, formam a linha no interior do elemento, situada na região neutra de flexão. Assim, os casos de estudo foram plotados, obtendo-se os seguintes resultados:

Gráfico 6 – Deslocamentos horizontais nas estacas para todos os casos abordados



Fonte: Autoria própria, 2019

Dessa forma, tem-se que, para as quatro análises em que há o contato entre bloco e solo, a curva deformada se comporta de forma semelhante, havendo maior influência da participação do bloco no caso em que o mesmo está suspenso sobre o solo. Para os casos em que o bloco

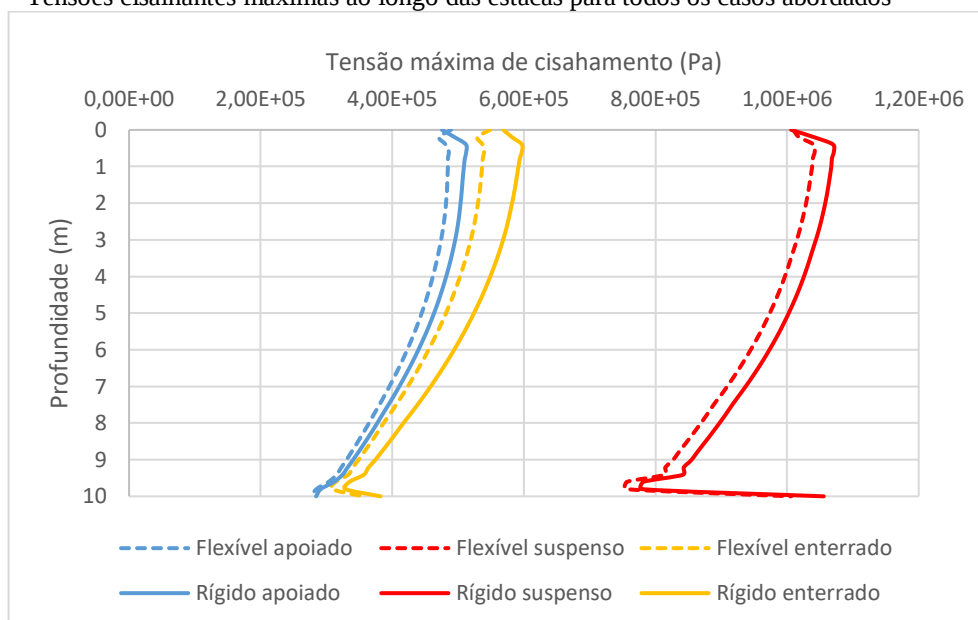
está em contato com o solo, as deformadas do caso rígido e caso flexível tendem a igualar-se com a profundidade, assim como ocorre para o caso de suspensão do bloco, apesar da diferença do formato da curva. Observa-se também que, de forma semelhante ao caso dos momentos, a rigidez do bloco suspenso diminui o deslocamento horizontal das estacas, pois, estando os momentos com menor magnitude, a curvatura do elemento estrutural é suavizada. É possível visualizar que existe a atuação de um empuxo de terra na região externa que provoca as maiores deformações no fundo das estacas suspensas, indicando redução de compressão no solo confinado pelos elementos de concreto.

5.2.4 Tensões de cisalhamento máximas

Em caso de utilização do MEF para projeto de fundações, seria necessária a análise dos esforços cortantes no plano da seção transversal das estacas. Isso poderia ser feito com uma modelagem bidimensional para esses elementos. Sendo, neste caso trabalho, utilizada malha espacial para as geometrias, seria possível estimar esses resultados a partir da diferenciação da Equação do momento ao longo das estacas, desde que uma boa regressão seja feita para a obtenção de tal. Outra forma seria por meio da relação entre força cortante e tensão de cisalhamento na seção transversal. Para todos os casos, a precisão dos resultados tende a perfeição quando se aprimora a divisão dos elementos, mas pode apresentar mudanças bruscas de valor na região de transição de materiais, quando se utiliza uma malha grosseira no encontro dos elementos.

Neste trabalho, porém, a análise é limitada apenas ao estudo das tensões máximas ao longo das estacas. Como é graficamente ilustrado pelo círculo de Mohr, Figura 12, a atuação mútua de diferentes níveis de tensões normais, gera tensões cisalhantes nos diversos planos da estrutura, com valor máximo no plano rotacionado a 45° do plano de tensões normais máxima e mínima. Os resultados se apresentaram da seguinte maneira:

Gráfico 7 – Tensões cisalhantes máximas ao longo das estacas para todos os casos abordados



Fonte: Autoria própria, 2019

De forma semelhante ao caso de esforços axiais, gráfico 2, a suspensão do bloco gera grande acréscimo de tensões cisalhantes, já que seu valor máximo, conforme o círculo de Mohr, depende das tensões normais que atuam no elemento. Percebe-se ainda, nos casos de bloco suspenso, que há um grande salto nos valores das tensões na base da estaca, provavelmente pelo uso de diferentes malhas entre o solo e concreto nessa região, o que poderia ser resolvido com o aumento do número de elementos, tal como já mencionado.

Esse tipo de análise é extremamente importante quando se trabalha com materiais isotrópicos, onde não é suficiente saber as tensões em uma determinada orientação, mas as máximas que atuam na estrutura. Como explica Yu (2006), quando se trabalha com aço, é interessante verificar não somente as tensões cisalhantes máximas, mas também as equivalentes de Von Mises (1913), método que converte as tensões normais nos três eixos para uma equivalente, sendo esta sempre positiva. Como a liga metálica possui o mesmo comportamento em todas as direções, não importa a orientação dessas tensões, mas apenas sua magnitude.

Podemos então resumir as análises expandindo a Tabela 7, de modo que agora temos:

Tabela 9 – Resumo dos resultados para os 6 casos estudados

Verificações gerais						
Análise	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6
Carga transferida do bloco ao solo	551,4kN	555,1kN	-	-	494,4kN	469,3kN
Taxa de transferência de carga	52,2%	51,2%	-	-	46,9%	43,2%
Recalque (cm)	0,961	0,979	4,24	4,51	0,801	0,718
Verificações nas estacas						
Máx. carga axial (kN)	122,11	122,41	247,13	248,14	136,78	144,09
Máx. Mom. positivo (kNm)	4,53	3,85	6,52	1,84	4,56	3,03
Máx. Mom. negativo (kNm)	-0,94	-3,54	-3,16	-3,55	-0,92	-2,81
Máx. Deslocamento horizontal (mm)	0,228	0,210	-0,151	-0,155	0,208	0,147
Máx. Cisalhamento (Pa)	4,89E+05	4,75E+05	1,01E+06	1,01E+06	5,49E+05	5,69E+05

Fonte: Autoria própria, 2019

5.3 RESULTADOS NO SOLO

Nesta seção, será estudado o comportamento do solo para os casos abordados. É importante dizer que a resistência dos materiais granulares é variável com a posição do ponto de análise e, por consequência, não se pode determinar o estado de estabilidade a partir dos valores de tensões que atuam no solo.

Para se ter melhor apresentação gráfica da distribuição de tensões no solo, será ignorado o acúmulo de tensões ao final do estágio 2, oriundo do peso próprio do solo, tal como deve ser feito para os deslocamentos.

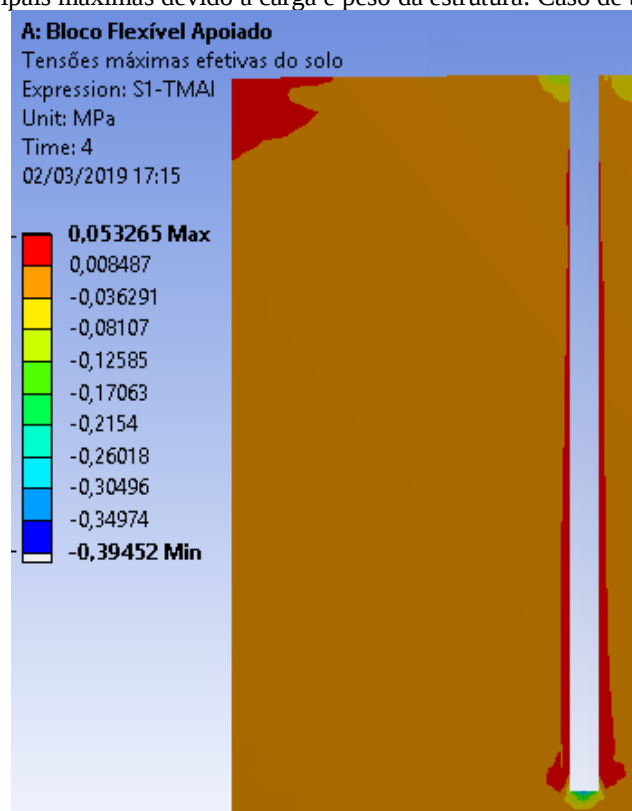
Foi verificado que a rigidez do bloco influenciou de forma quase nula em todas as formas de tensões internas e deslocamentos do solo, assim como a variação de sua posição quanto a apoiado e enterrado. As maiores variações ocorreram devido a suspensão do bloco. Portanto, serão enfatizados os resultados para os casos 1 e 3, bloco flexível apoiado e flexível suspenso, respectivamente. As Figuras serão apresentadas conforme a superfície de plotagem, ilustrada na Figura 20, apenas para 1/4 da geometria, dada a simetria do problema.

5.3.1 Tensões principais máximas

As tensões principais máximas correspondem as maiores trações ou menores compressões que ocorrem no solo, que são obtidas através do estado de tensões que ocorre em um elemento infinitesimal, conforme o círculo de Mohr. Para o caso 1, o acréscimo de tensões

principais máximas no solo devido ao peso próprio da estrutura e da carga aplicada resultou no estado que é representado a seguir:

Figura 32 – Tensões principais máximas devido à carga e peso da estrutura: Caso de bloco flexível apoiado

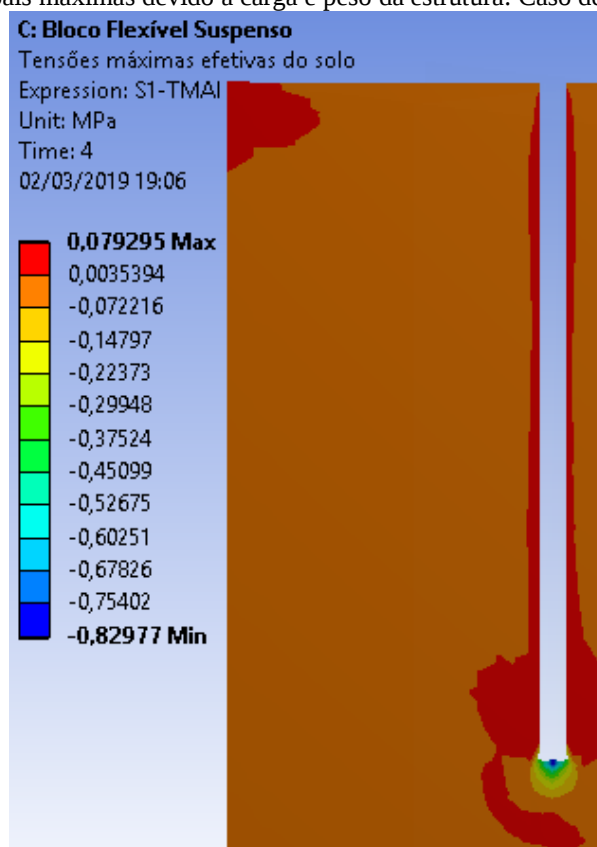


Fonte: Autoria própria, 2019

Na Figura 32, a expressão *S1-TMAI* refere-se à desconsideração das condições iniciais do solo. É compreensível os maiores valores de tração que surgem nas regiões mais próximas à estaca, devido ao contato solo-estrutura, que tende a arrastar as camadas de solo. A região tracionada na parte superior esquerda do solo se dá pelo fato do mesmo está restringido nessa região, de modo que, em simulações mais precisas, quanto maior for o volume de solo, menores serão essas tensões. Vale lembrar que a coesão entre as partículas do solo atua de forma a combater essas tensões, enquanto que as tensões iniciais podem combater ou contribuir, a depender do ponto analisado.

Para o caso de bloco flexível suspenso, foram obtidos os resultados:

Figura 33 – Tensões principais máximas devido à carga e peso da estrutura: Caso de bloco flexível suspenso



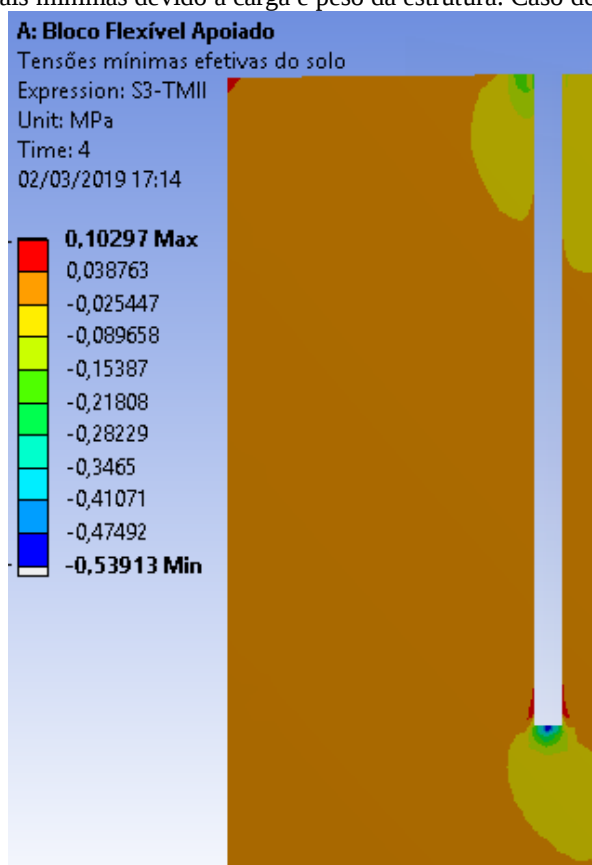
Fonte: Autoria própria, 2019

Para o caso 3, conforme a Figura 33, tem-se um acréscimo nos valores de tensões principais máximas, em relação ao caso 1, da Figura 32. Percebe-se também um maior volume de solo que recebe acréscimo de tensões de tração na região próxima à base da estaca, como já citado, apesar da escala gráfica não possibilitar a comparação, isso necessariamente ocorre, devido a sobreposição dos efeitos de tração.

5.3.2 Tensões principais mínimas

De forma análoga ao item anterior, as tensões principais mínimas são as maiores compressões ou menores trações que atuam no solo. Para o caso 1, o acréscimo de tensões principais mínimas no solo devido ao peso próprio da estrutura e da carga aplicada resultou em:

Figura 34 – Tensões principais mínimas devido à carga e peso da estrutura: Caso de bloco flexível apoiado

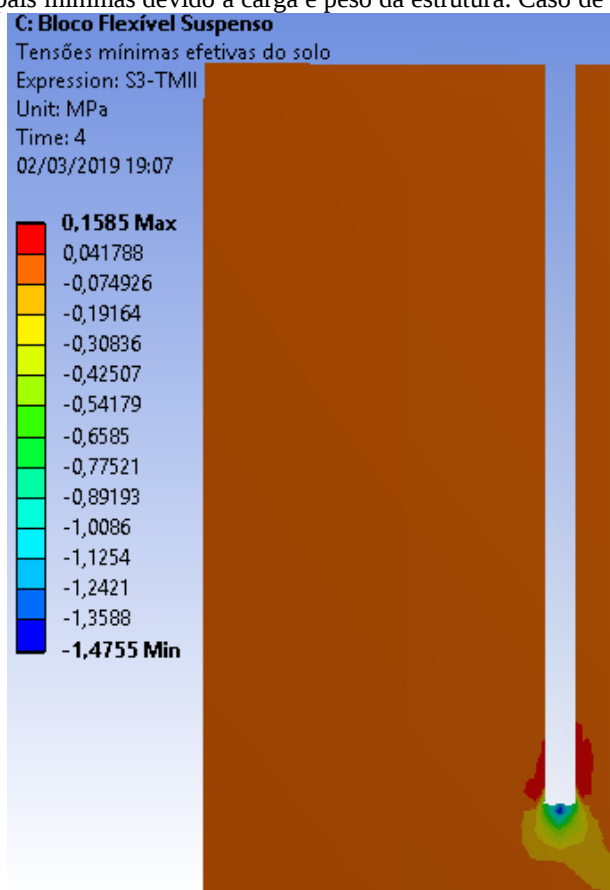


Fonte: Autoria própria, 2019

Na Figura 34, vê-se que as tensões principais mínimas se concentram nas regiões de extremidade da estaca. Na base, onde tem-se a maior compressão registrada, ocorre a transferência de carga pela ponta da estaca, enquanto que, em seu topo, há a parcela de contribuição devido ao contato direto entre solo e bloco de coroamento.

Para o caso de bloco flexível suspenso, foi constatado:

Figura 35 – Tensões principais mínimas devido à carga e peso da estrutura: Caso de bloco flexível suspenso



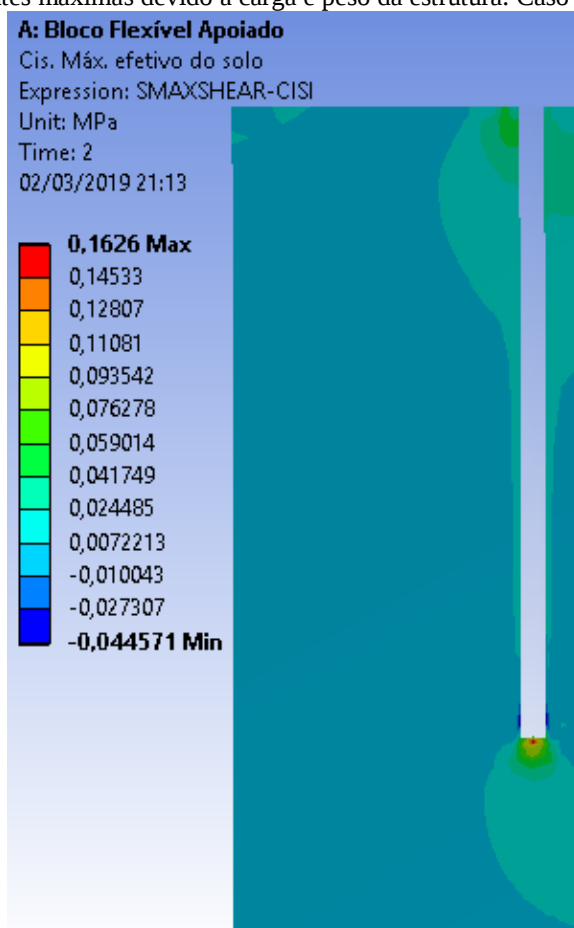
Fonte: Autoria própria, 2019

Para o caso de bloco suspenso, acima, está havendo uma grande compressão do solo sob a ponta da estaca, atingindo um valor próximo a 1,48MPa, magnitude esta justificada não apenas pela suspensão do bloco, mas também pelo uso de coeficiente de atrito entre solo e concreto reduzido.

5.3.3 Tensões cisalhantes máximas

As tensões cisalhantes máximas são sempre mostradas com valor positivo e, quando não há confinamento, conforme Coulomb, Equação 28, atuam somente contra a coesão do solo. Para o caso 1, foi registrado:

Figura 36 – Tensões cisalhantes máximas devido à carga e peso da estrutura: Caso de bloco flexível apoiado



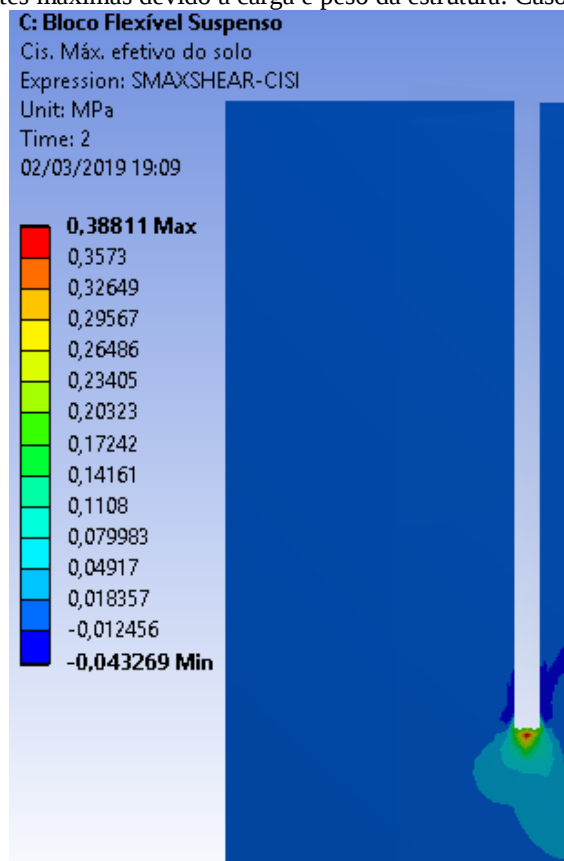
Fonte: Autoria própria, 2019

De forma semelhante ao que acontece com as tensões máximas, o cisalhamento do solo é mais elevado no contato com o fuste da estaca. Há também um considerável volume de solo que sofre cisalhamento de maior magnitude na região de ponta, de modo semelhante como preveem os modelos teóricos, apresentados na Figura 4, para estacas isoladas. O mesmo ocorre na região superior, o que indica grande participação do bloco de coroamento na distribuição de tensões no solo.

Na região imediatamente abaixo do bloco e a direta da estaca representada na Figura 36, é notada uma redução nas tensões cisalhantes que atuam no solo. Isso ocorre porque a flexão do bloco de coroamento, e consequente transferência de carga para o solo, cria uma condição de *atrito negativo*, uma vez que a movimentação vertical de solo por essa sobrecarga reduz o efeito de fricção entre o ele e a estaca, aliviando as tensões de cisalhamento no mesmo. Esse efeito também é o responsável pela curva mais suave no gráfico 2, pois quanto menor for o atrito entre o concreto e o solo, menor será a variação da compressão ao longo das estacas.

Analisando agora os resultados referentes ao caso 3, bloco flexível suspenso, temos:

Figura 37 – Tensões cisalhantes máximas devido à carga e peso da estrutura: Caso de bloco flexível suspenso



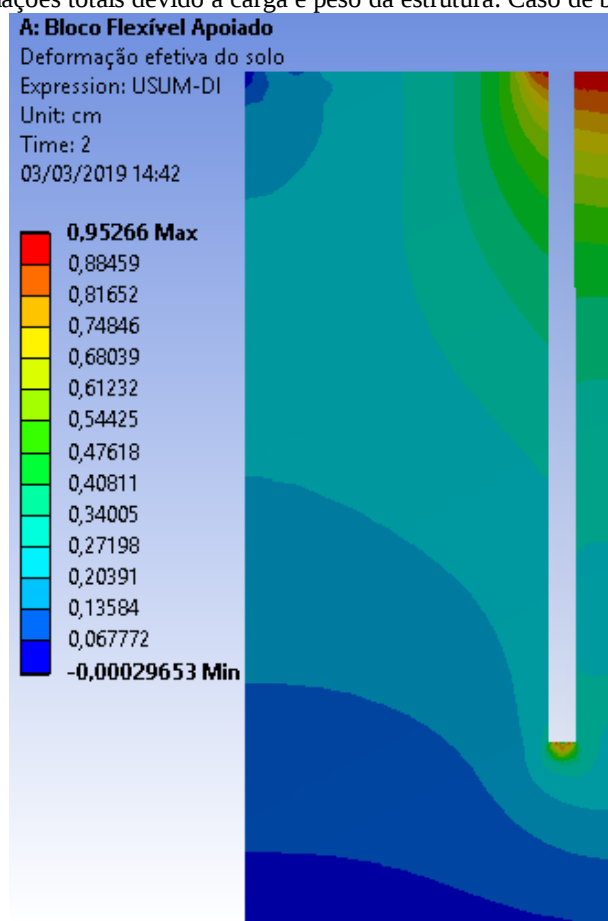
Fonte: Autoria própria, 2019

Como já era pressuposto, dado o histórico de resultados para o caso 3, verifica-se um acréscimo nos valores de tensões cisalhantes máximas, com valor de pico pouco maior que o dobro da situação anterior, caso 1.

5.3.4 Deformações totais

As deformações totais correspondem a soma vetorial dos deslocamentos nos três eixos, tendo seus valores máximos próximos aos de recalque, já os maiores deslocamentos ocorrem em z e houve pouco encurtamento nas estacas. Assim, para o caso 1, temos:

Figura 38 – Deformações totais devido à carga e peso da estrutura: Caso de bloco flexível apoiado

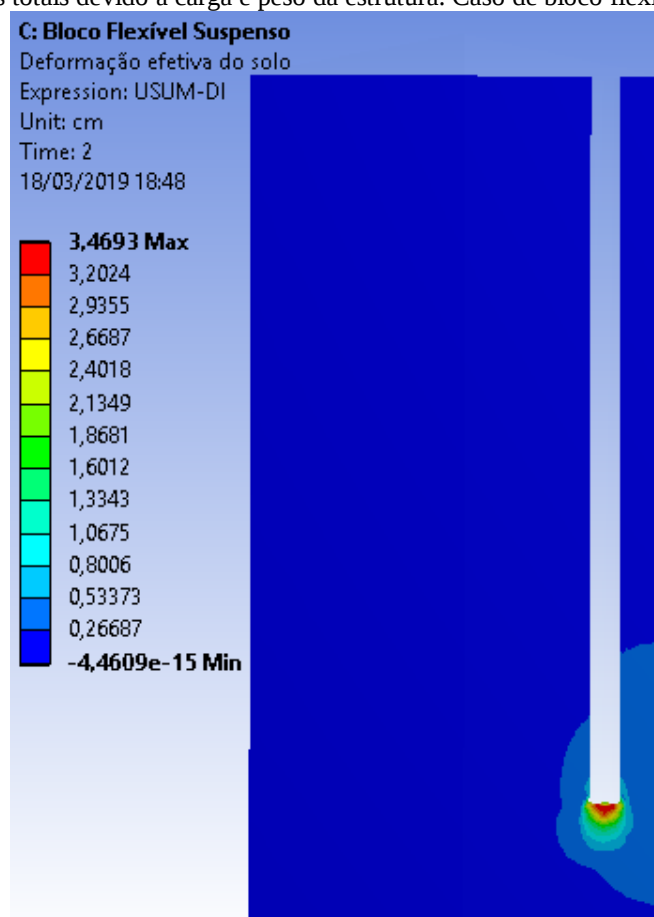


Fonte: Autoria própria, 2019

Na Figura acima, é possível perceber que, de forma semelhante as tensões de tração e cisalhamento, os deslocamentos máximos ocorrem no entorno da estaca. Nota-se ainda que a deformação do solo é maior do lado direito da estaca, isto é, da região interna da fundação, o que indica a atuação do *efeito de grupo* sobre no solo situado entre as estacas, associado a transferência de carga do bloco para o solo. As maiores deformações do solo ocorreram sob a base do bloco e sob a ponta da estaca.

Para a condição de bloco flexível suspenso, obteve-se:

Figura 39 – Deformações totais devido à carga e peso da estrutura: Caso de bloco flexível suspenso

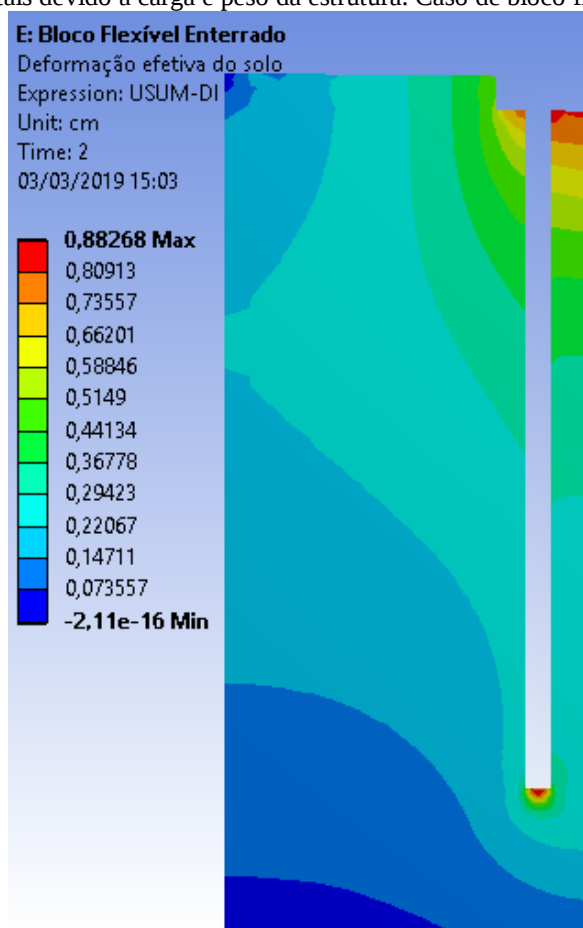


Fonte: Autoria própria, 2019

É notória a drástica mudança comportamental do solo para o caso 3, onde o bloco é suspenso. Na Figura 39 o *efeito de grupo* é visualizado a partir da região da base da estaca. A maior parte do volume de solo, representado pela cor azul mais escura, se mantém com pouca variação de deformação, se limitando a 0,25cm.

Para a situação de bloco flexível enterrado, foram obtidos os resultados:

Figura 40 – Deformações totais devido à carga e peso da estrutura: Caso de bloco flexível enterrado



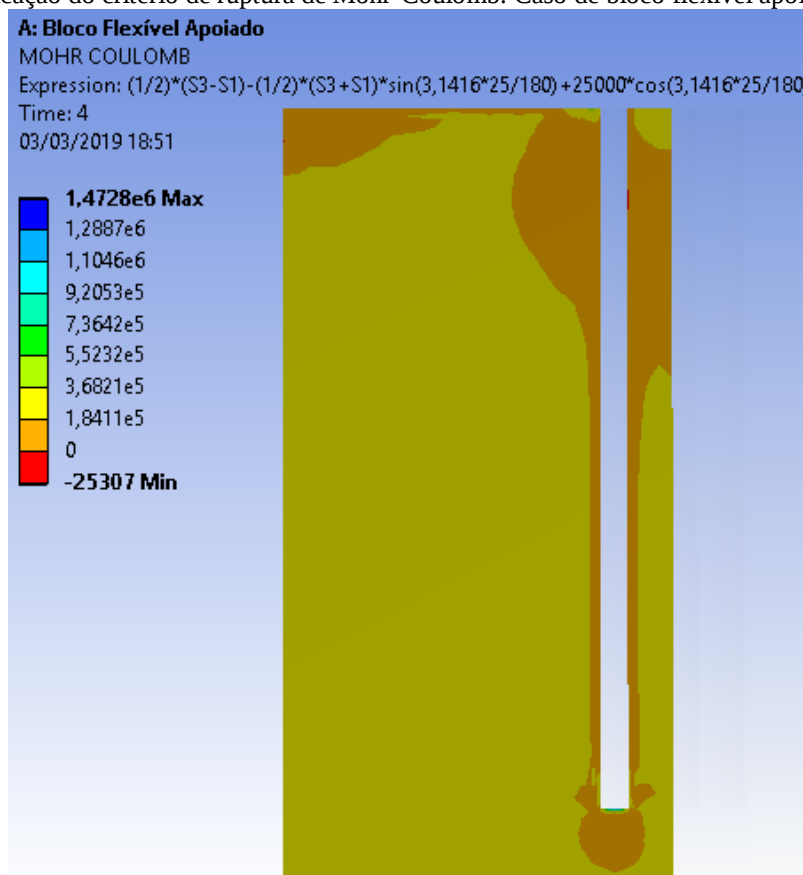
Fonte: Autoria própria, 2019

Como havia sido esclarecido, não foram constatadas grandes variações no comportamento do solo entre os casos 1 e 5. Foi percebida uma leve redução nos valores máximos de deslocamentos, resultado da maior cota de assentamento do elemento de fundação no solo. As maiores deformações ainda ocorrem sob as bases da estaca e bloco e o *efeito de grupo* sobre o solo entre as estacas volta a ser observado na região superior e intermediária.

5.3.5 Verificação do critério de ruptura de Mohr-Coulomb

Essa análise é referente a análise feita pela inserção da Equação 31, que descreve a condição de ruptura de Mohr-Coulomb, como foi detalhado na seção 4.4.2 deste trabalho. Assim, se pretende verificar as regiões em que o solo está em regime colapsado, já que não é possível deduzir esses resultados através das tensões internas no solo, anteriormente apresentadas, já que a resistência do mesmo é variável, conforme seu estado de tensões. Utilizando a ferramenta *Defined Results*, os seguintes resultados foram fornecidos pelo programa:

Figura 41 – Verificação do critério de ruptura de Mohr-Coulomb: Caso de bloco flexível apoiado



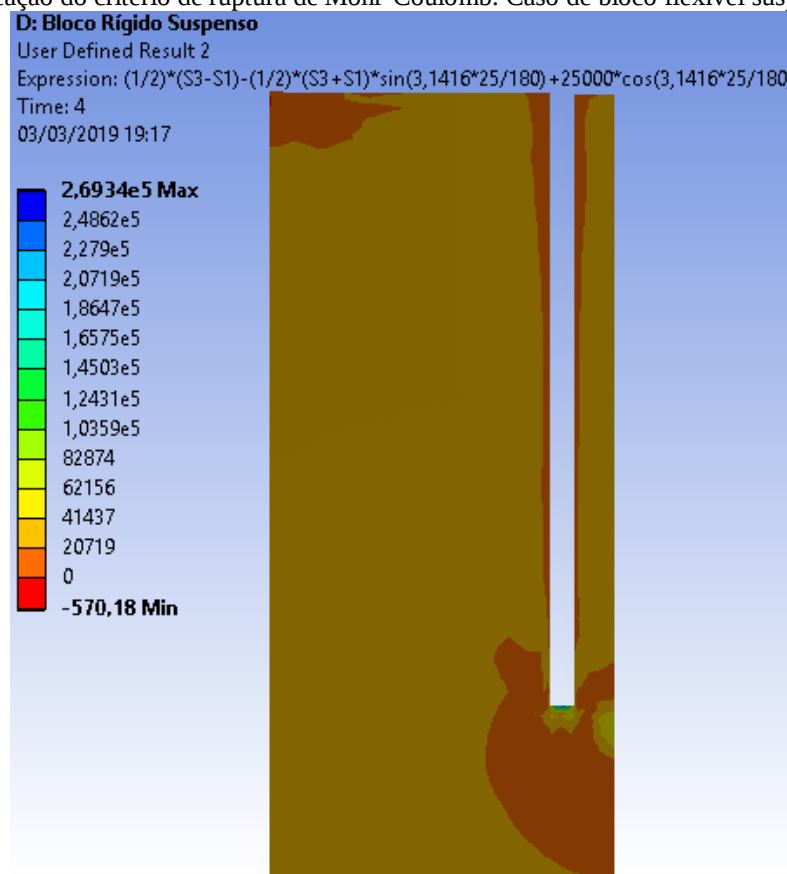
Fonte: Autoria própria, 2019

Os valores negativos da Figura acima, em vermelho, correspondem a um estado de solo colapsado. Os pontos em vermelho são imperceptíveis, pois estão associados a superfície do solo em contato com o fuste da estaca, o que indica ruptura nesses pontos, porém, isso não implica no colapso estrutural. Conforme a escala gráfica, coloração azul indica estabilidade do solo, de forma que, quanto mais próximo o solo estiver desta cor, mais longe ele se encontra do regime de resistência residual. Neste caso, fica claro o *efeito de grupo*, já que o solo mais confinado lateralmente pelas quatro estacas se encontra mais afetado.

É importante constatar que, apesar da maior deformação do solo imediatamente sob o bloco, o mesmo possui mais estabilidade pelo critério de Mohr-Coulomb, pois, como já verificado, as tensões de cisalhamento nessa região são reduzidas.

Para a situação em que o bloco se encontra suspenso, verificou-se:

Figura 42 – Verificação do critério de ruptura de Mohr-Coulomb: Caso de bloco flexível suspenso



Fonte: Autoria própria, 2019

Neste caso, a região localizada na parte superior esquerda de Figura está mais próxima do colapso devido as condições de restrição, sendo que, para amostras de solo maiores, a simulação tende a desprezar esse efeito. Já a porção de solo imediatamente a baixo da ponta da estaca, tem-se um aumento de estabilidade, devido o maior confinamento de solo e ausência de grande cisalhamento nessa região, diferente das localidades adjacentes, onde se concentra a massa de solo mais solicitada.

Matematicamente, sabe-se que a tensão cisalhante no solo, devido ao contato com a lateral da estaca, é proporcional a tensão de confinamento. Essas tensões crescem juntas, conforme a profundidade, porém, em níveis diferentes, que dependem dos coeficientes de empuxo do solo e de atrito entre solo e concreto. Esta condição torna complicada a análise direta do critério de ruptura de Mohr-Coulomb, contudo, conforme os resultados da Figura 42, percebemos que, para o caso em estudo, a estabilidade do solo em contato com a estaca aumenta na região de ponta, o que indica que o confinamento do solo cresce mais rápido que a tensão cisalhante.

Por fim, para o caso de bloco enterrado, a verificação pelo critério de Mohr-Coulomb não apresentou grandes divergências em relação ao caso de bloco suspenso, uma vez que as tensões internas também se mantiveram semelhantes.

6 CONCLUSÃO

O uso do método dos elementos finitos é de grande eficiência para a o estudo e resolução de problemas na engenharia e geotecnia. Para uma análise detalhada do comportamento do solo, existem *softwares* que trabalham de forma mais específica, como o *Geo5*, porém, a aplicação do *Ansys Workbench* permite ampliações multifísicas da problemática, sendo possível associá-la a muitos fenômenos físicos, como cargas de vento, ressonância, dentre outros. Quando se trabalha com elementos espaciais, todas as iterações numéricas são feitas pelo programa em termos de tensões internas, o que reduz a sua eficiência para a elaboração de projetos, onde seria mais justificável o uso de modelos discretos. Por outro lado, o *Ansys*, disponibiliza a ferramenta *command*, que pode ser aplicada para moldar a física das simulações e facilitar o uso do software para solos. A ferramenta *Defined Results* mostrou-se e grande potencial para uma melhor análise dos resultados, de modo que a verificação do critério de ruptura de Mohr-Coulomb se mostrou de forma coerente.

Durante a elaboração deste trabalho, devido a necessidade de comparação dos resultados com os modelos de Poulos e Davis, foram feitas simulações para solo elástico e plástico, com diferentes malhas e valores de coeficiente de atrito. Foi constatado que a alteração desses fatores pode aumentar de forma drástica o tempo de análise. Coeficientes de atrito iguais 0,2 simplificam o modelo matemático, enquanto que para valores menores, o tempo de processamento cresce exponencialmente, sendo que, para valores maiores, é necessária uma maior divisão dos elementos. Solos modelados de forma elástica e isotrópica resultam em simplificações consideráveis. Para o aprimoramento de malha que foi feito na seção 5.1, notou-se um aumento significativo do tempo de análise, mesmo com o solo sem plasticidade.

Modelando o problema de forma mais adequada, foram obtidos valores compatíveis com os modelos elásticos de Poulos e Davis, porém, para casos reais, onde o solo apresenta comportamento altamente anisotrópico, os métodos elásticos teóricos podem não ser compatíveis, devendo ser usados com cautela.

Foi constatado que a rigidez bloco de coroamento não afeta de forma relevante na distribuição de tensões normais nas estacas, pois a taxa de transferência de carga para o bloco não mostrou grandes variações. Os recalques também mostraram pouca variação em função desse parâmetro, diferente dos momentos fletores internos, que mostraram alta dependência da altura do bloco. Os resultados também apresentaram pouca variação entre os casos de bloco apoiado e enterrado. Para os blocos suspensos, foram observadas grandes alterações no

comportamento das estacas. As tensões normais na estrutura se mostraram mais significativas para os blocos suspensos, sendo válida a mesma afirmação para as tensões cisalhantes máximas.

Os momentos fletores se mostraram de forma semelhante nos casos em que o bloco interage com o solo. Em ambos os casos, quando o bloco é flexível, sua liberdade de rotação gera momentos no topo das estacas de sinal algébrico inverso aos casos de bloco rígido, pois tal rigidez impede a rotação das estacas, que recebe uma carga horizontal por parte do solo que sofre compressão devido ao bloco. O resultado é uma curvatura contrária aos casos de bloco flexível. Para os casos de bloco suspenso, onde o mesmo não se apoia sobre o solo, o aumento da sua rigidez simplesmente reduz o momento no topo da estaca. Para a aplicação de estacas em solos moles, seria, portanto, mais interessante o uso de bloco rígido, para reduzir a deformação horizontal das estacas. Em solos rígidos, que oferecem grande empuxo passivo, a rigidez do bloco causará pouca alteração nas flechas.

As flechas se mostraram semelhantes para os 4 casos de bloco em contato com o solo, com valores maiores na região superior e diminuição destes com a profundidade. Para as 6 análises, a rigidez do bloco reduz as flechas máximas. Para os blocos suspensos, foram observadas maiores deformações das estacas em sua região inferior.

O comportamento do solo não mostrou grande variação em função da rigidez do bloco, ou forma de contato entre eles. As grandes mudanças ocorreram devido a suspensão do elemento de concreto. Com o aumento da carga vertical transferida para as estacas, os casos 3 e 4 resultaram em grande aumento das tensões internas da base granular. Nesses casos, houve drástico aumento de tração, compressão e cisalhamento na região próxima a ponta da estaca.

A influência do bloco sobre os deslocamentos se deu de forma análoga as tensões no solo, sendo que, para os blocos enterrados, a maior tensão de confinamento do solo permitiu menores deformações no mesmo. A escala gráfica de saída possibilitou a analisar da atuação do *efeito de grupo*, visualizado na parte inferior das estacas nos casos de bloco suspenso e na região superior para os demais casos.

Apesar de não apresentar de forma direta os pontos de colapso da estrutura, feito este que seria melhor realizado em uma análise dinâmica, foi possível verificar as regiões mais próximas a ruptura, conforme o modelo teórico de Mohr-Coulomb. A fim de melhorar a eficiência dessa análise, seria interessante aumentar o volume de solo na simulação, reduzindo as tensões no solo oriundas das restrições que garantem as condições de contorno.

Para todos os casos, ficou entendido que a camada de solo imediatamente abaixo do bloco, por ser comprimido por este, sofre um alívio de tensões cisalhantes que gera uma redução do atrito nas estacas pelas camadas superiores do solo. Esse efeito pode reduzir a capacidade

de carga das estacas, uma vez que parte de sua superfície não estará contribuindo com a resistência lateral.

REFERÊNCIAS

ANSYS Inc. **Mechanical APDL – Material Reference – Nonlinear Materials – Geomechanics**. Canonsburg, Pensilvânia: Ansys Help documentation. 2018.

ANSYS Inc. **Mechanical Applications – Advanced Analysis Guide – Soil-Pile-Structure Analysis**. Canonsburg, Pensilvânia: Ansys Help documentation. 2015.

ANSYS Inc. **Mechanical Applications – Mechanical User’s Guide – Settings Connections**. Canonsburg, Pensilvânia: Ansys Help documentation. 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de Estruturas De Concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro. 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e Execução de Fundações**. Rio de Janeiro. 2010, p. 49.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6184: Solo – Sondagens simples – Reconhecimento com SPT – Método de ensaio**. Rio de Janeiro. 2001

BOWLES, J. E. **Foudation Analysis and design**. New York: McGraw – Hill. 1968.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações: Projeto geotécnico**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

FLEMING, W.; SLIWINSKI, Z. **The use and influence of bentonite in bored pile construction**. London: CIRIA – Construction Industry Research and information Association. 1977.

GEO5 ONLINE HELP. **Nonlinear Models – Angle of Dilation**. Disponível em: <https://www.finesoftware.eu/help/geo5/en/angle-of-dilation-01/>. Acesso em: 20/01/2019.

HIBBELER, M. **Resistência dos materiais**. 7. ed. 7. ed. – São Paulo: Pearson Prentice Hall, 2010. p. 204-205, 338.

MARAGON, M. **Geotecnia de Fundações: Parâmetros dos Solos para Cálculo de Fundações**. Notas de aula. Universidade Federal de Juiz de Fora, 2009.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Elastic solutions for soil and rock mechanics**. New York: John Wiley, 1974. p. 181-271.

SEJNOHA, M. **GEO FEM – Theoretical manual: A computer program for nonlinear finite element analysis of geotechnical problems**. São Paulo: PINI. 2009. p. 44-50

SKEMPTON, A. W. **Long-term stability of clay slopes**. Géotechnique, vol.14, 1964. p. 88.

VAZ, L. E. **Método dos elementos finitos em análise de estruturas**. 1 ed. Rio de Janeiro: Elsevier Editora Ltda, 2011. p. 73-74.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. **Fundações. Vol 1: Critérios de Projeto – Investigação do Subsolo – Fundações Superficiais**, 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2004.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações. Vol 2: Fundações Profundas**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

VESIC, A. S. **Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass**. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol. 98, no. Issue 3, p. 265-290.

WAZOH, H. N; MALLO, S.J. **Standart Penetration Test in Engineering Geological Site Investigations – A Review**. The International Journal Of Engineering And Science (IJES), vol. 3, 2014, p. 40-48.

YU, Mao Hong; MA, G. W.; QIANG, H. F; ZHANG, Y. Q. **Generalized Plasticity**. Xian Jiaotong University: Springer – Verlag Berlin Heidelberg, 2006, p. 3.