



UNIVERSIDADE FEDERAL DO AMAZONAS

FACULDADE DE TECNOLOGIA



PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ESTUDO E ANÁLISE DA FUNDAÇÃO DO TIPO RADIER
ESTAQUEADO

FÁBIO DE SOUZA D'ANTONA

MANAUS

2020

UNIVERSIDADE FEDERAL DO AMAZONAS
FACULDADE DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

FÁBIO DE SOUZA D'ANTONA

ESTUDO E ANÁLISE DA FUNDAÇÃO DO TIPO RADIER ESTAQUEADO

Componente da dissertação apresentada ao Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - PPGEC, da Universidade Federal do Amazonas - UFAM, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil pelo PPGEC-UFAM.

Orientador: Prof. Nilton de Souza Campelo, D.Sc

MANAUS

2020

Ficha Catalográfica

Ficha catalográfica elaborada automaticamente de acordo com os dados fornecidos pelo(a) autor(a).

D999e D'Antona, Fábio de Souza
Estudo e análise da fundação do tipo radier estaqueado / Fábio de Souza D'Antona . 2020
106 f.: il. color; 31 cm.

Orientador: Nilton de Souza Campelo
Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Amazonas.

1. Estruturas. 2. Fundações. 3. Radier. 4. Estacas. 5. Interação solo-estrutura. I. Campelo, Nilton de Souza. II. Universidade Federal do Amazonas III. Título

RESUMO

Considerar de maneira correta e criteriosa a influência do solo no comportamento de uma estrutura, sempre foi tema de grande discussão. Para determinados tipos de fundação, como o radier estaqueado, a análise da contribuição do solo é imprescindível, uma vez em que um mesmo tipo de estrutura submetida aos mesmos carregamentos terá resultados diferentes para cada tipo de solo encontrado. Por meio de uma revisão bibliográfica, da análise dos tipos de modelagem do solo e do estudo da capacidade de carga de estacas, assim como os seus respectivos recalques, é possível criar um modelo computacional para representar uma fundação do tipo radier estaqueado o mais próximo possível da realidade. Desta forma, poderá utilizar este tipo de fundação em situações onde se deseja minimizar os recalques diferenciais, contornar problemas de capacidade de carga nas estacas, ou reduzir a tensão no solo exercida pelo radier. No trabalho, foram analisados quatro estudos de caso que possuíam particularidades na modelagem da fundação do tipo radier estaqueado, sendo que ao final pôde-se comparar diferentes modelos de cálculo para cada situação em específico.

Palavras-chave: Estruturas. Fundações. Radier. Estacas. Interação solo-estrutura.

ABSTRACT

Considering correctly and judiciously the influence of soil on the behavior of the structure, has always been a topic of great discussion. For certain types of foundation, such as the pile foundation slab, the analysis of the contribution of the soil is essential, since a same type of structure submitted to the same loads will have different results for each type of soil found. Through a bibliographical review, analysis of the soil modeling types and the study of the capacity of load of piles, as well as their respective settlements, it is possible to create a computational model to represent a pile foundation slab as close as possible of reality. In this way, you can use this type of foundation in situations where you want to minimize differential pressures, bypassing load carrying problems at the piles, or reducing the ground tension exerted by the slab foundation. In the work, four case studies were analyzed that had particularities in modeling the foundation of the staked radier type, and in the end it was possible to compare different calculation models for each specific situation.

Keyword: Structures. Foundations. Slab foundations. Piles. Soil-structure interaction.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	13
1.1 JUSTIFICATIVA.....	13
1.2 OBJETIVOS	14
1.2.1 Objetivo geral.....	14
1.2.2 Objetivos específicos	14
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	16
2.1 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA	16
2.1.1 Generalidades.....	16
2.1.2 Fatores que influenciam na interação solo-estrutura.....	16
2.1.3 Análise da interação solo-estrutura	20
2.2 ANÁLISE DO SISTEMA ESTACA-SOLO	25
2.2.1 Generalidades.....	25
2.2.2 Capacidade de carga em estacas	26
2.2.3 Recalque em estacas.....	31
2.3 FUNDAÇÕES DO TIPO RADIER	39
2.3.1 Generalidades.....	39
2.3.2 Recomendações construtivas	39
2.3.3 Classificação das fundações do tipo radier	40
2.3.4 Modelos de cálculo	45
3.0 MATERIAIS E MÉTODOS	51
3.1 EDIFICAÇÃO RESIDENCIAL NO CONDOMÍNIO MARINA RIO BELLO	51
3.2 FUNDAÇÃO DOS TANQUES METÁLICOS DE ARMAZENAMENTO DE ÁGUA NA BASE DE DISTRIBUIÇÃO CRUZEIRO DO SUL – AC – BASUL II	57
3.3 FUNDAÇÃO DO EDIFÍCIO “MINAKOS”	63

3.4 FUNDAÇÃO DO CASTELO D'ÁGUA DO CONDOMÍNIO "L'ACQUA RESIDENZA".....	70
3.5 O "SOFTWARE ADAPT BUILDER"	74
3.6 O "SOFTWARE CYPECAD"	75
4. RESULTADOS DAS ANÁLISES.....	76
4.1 ANÁLISE DA EDIFICAÇÃO RESIDENCIAL NA MARINA RIO BELLO	76
4.2 ANÁLISE DA FUNDAÇÃO DOS TANQUES METÁLICOS DE ARMAZENAMENTO DE ÁGUA NA BASE DE DISTRIBUIÇÃO CRUZEIRO DO SUL – AC – BASUL II	82
4.3 ANÁLISE DA FUNDAÇÃO DO EDIFÍCIO "MINAKOS"	89
4.4 ANÁLISE DA FUNDAÇÃO DO CASTELO D'ÁGUA	94
5. CONCLUSÃO	102
6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	104

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 Valores do coeficiente de reação vertical em função da tensão admissível.....	21
Tabela 2 Valores do coeficiente de reação vertical em função do ensaio N_{sp}	22
Tabela 3 Valores do coeficiente de reação vertical em função do tipo de solo.....	23
Tabela 4 Valores dos fatores de correção F1 e F2.....	27
Tabela 5 Valores dos fatores de correção K e α	28
Tabela 6 Estimativa da resistência unitária lateral.....	28
Tabela 7 Estimativa do coeficiente "C".....	29
Tabela 8 Valores dos fatores α e β	30
Tabela 9 Valores estipulados para o coeficiente α'	34
Tabela 10 Valores estipulados para o coeficiente k'	35
Tabela 11 Furo S-10 para o projeto BASUL II.....	59
Tabela 12 Sondagem para estudo da fundação do edifício “Minakos”.....	66
Tabela 13 Quadro de cargas na fundação do edifício “Minakos”.....	69
Tabela 14 Sondagem para estudo da fundação do castelo d’água.....	71
Tabela 15 Resultados obtidos através da sondagem.....	76
Tabela 16 Capacidade de carga das estacas.....	77
Tabela 17 Determinação de K_{vi} para a estaca E11.....	77
Tabela 18 Determinação de K_{vi} para a estaca E12.....	78
Tabela 19 Determinação de K_{vi} para a estaca E13.....	78
Tabela 20 Determinação de K_{vi} para a estaca E14.....	78
Tabela 21 Determinação de K_{vi} para a estaca E15.....	79
Tabela 22 Determinação de K_{vi} para a estaca E16.....	79

Tabela 23 Determinação de K_{vi} para a estaca E17	79
Tabela 24 Determinação de K_{vi} para a estaca E22	80
Tabela 25 Determinação de K_{vi} para a estaca E23	80
Tabela 26 Determinação de K_{vi} para a estaca E24	80
Tabela 27 Determinação de K_{vi} para a estaca E25	80
Tabela 28 Determinação de K_{vi} para a estaca E26	80
Tabela 29 Determinação de K_{vi} para a estaca E27	82
Tabela 30 Determinação de K_{vi} para a estaca E28	83
Tabela 31 Comparação entre os resultados obtidos	89
Tabela 32 Comparação entre os resultados do modelo 4 e 3	92
Tabela 33 Capacidade de carga admissível para as estacas com 7m.....	96
Tabela 34 Recalque estimado na primeira interação para as estacas com 7m.....	96
Tabela 35 Conversão da constante elástica na primeira interação para as estacas com 7m	96
Tabela 36 Recalque estimado na segunda interação para as estacas com 7m.....	97
Tabela 37 Conversão da constante elástica na segunda interação para as estacas com 7m	98
Tabela 38 Capacidade de carga admissível para as estacas com 8m.....	100
Tabela 39 Recalque estimado na primeira interação para as estacas com 8m.....	100
Tabela 40 Conversão da constante elástica na primeira interação para as estacas com 8m ..	100

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 Recalque x Rigidez relativa estrutura-solo.	17
Figura 2 Detalhe esquemático do pórtico plano utilizado nas análises do estudo paramétrico.....	18
Figura 3 Modelo de Winkler.	20
Figura 4 Parcelas do recalque de uma estaca.....	31
Figura 5 Distribuição dos esforços axiais na estaca	32
Figura 6 Propagação das tensões	33
Figura 7 Modelo para análise do sistema estaca-solo.....	36
Figura 8 Modelo para análise da interação solo-estrutura	38
Figura 9 Detalhes construtivos de um radier	40
Figura 10 Radier liso	40
Figura 11 Radier com pedestais ou cogumelos	41
Figura 12 Radier com nervuras	42
Figura 13 Radier tipo caixão	42
Figura 14 Radier em concreto armado	44
Figura 15 Radier em concreto protendido	44
Figura 16 Área de influência dos pilares em um radier.....	46
Figura 17 Modelo estrutural para análise do radier	46
Figura 18 Momentos fletores no radier	46
Figura 19 Grelha equivalente para análise estrutural	47
Figura 20 Faixa de análise da barra da grelha	49
Figura 21 Discretização da malha para análise por meio do método dos elementos finitos	50
Figura 22 Locação da área construída no lote do condomínio	52

Figura 23 Correta locação da fundação	52
Figura 24 Locação da fundação de maneira errada	53
Figura 25 Dimensões para o radier analisado.....	53
Figura 26 Relatório de sondagem.....	54
Figura 27 Modelo de cálculo da fundação adotada	55
Figura 28 Canteiro de obras atual.....	56
Figura 29 Armação de pilar e viga baldrâme	56
Figura 30 Local onde houve o erro de locação na obra.....	57
Figura 31 Forma original do tanque de armazenamento	58
Figura 32 Visualização 3D da fundação	58
Figura 33 Interface do “Cypecade” para o lançamento do radier.....	60
Figura 34 Interface do “Cypecade” para o lançamento da viga com apoio elástico	61
Figura 35 Forma do modelo de cálculo 3	62
Figura 36 Forma do modelo de cálculo 4	63
Figura 37 Forma da fundação do edifício “Minakos”	64
Figura 38 Etapa de construção da fundação do edifício “Minakos”	65
Figura 39 Modelo 2 da fundação do edifício “Minakos”	67
Figura 40 Modelo 3 da fundação do edifício “Minakos”	67
Figura 41 Disposição dos pilares no Modelo 3 do edifício “Minakos”	68
Figura 42 Forma dos modelos 2 e 3 da fundação do castelo d’água.....	72
Figura 43 Modelo de cálculo com os coeficientes de reação vertical	73
Figura 44 Modelo estrutural idealizado no “software Adapt Builder”	74
Figura 45 Pressão no solo exercida pelo radier	82
Figura 46 Momento fletor na laje do modelo 1	83

Figura 47 Momento fletor na laje de fundação do modelo 2	84
Figura 48 Tensão sobre o solo no modelo 2	85
Figura 49 Tensão sobre o solo no modelo 3 com radier de espessura 20cm.....	86
Figura 50 Tensão sobre o solo no modelo 3 com radier de espessura 30cm	86
Figura 51 Momento fletor no radier no modelo 3 com espessura 30cm	86
Figura 52 Tensão sobre o solo no modelo 4 com radier de espessura 25cm	87
Figura 53 Momento fletor no radier no modelo 4 com espessura 25cm	88
Figura 54 Pressão no solo exercida pela laje de fundação do modelo 1	89
Figura 55 Pressão no solo exercida pela laje de fundação do modelo 2	90
Figura 56 Momento fletor na direção “Y” na laje de fundação do modelo 2	90
Figura 57 Pressão no solo exercida pela laje de fundação do modelo 3	91
Figura 58 Momento fletor na direção “Y” na laje de fundação do modelo 3	92
Figura 59 Identificação da estaca 96 nos modelos 3 e 4	93
Figura 60 Pressão no solo exercida pela laje de fundação do modelo 5	94
Figura 61 Pressão no solo exercida pela laje de fundação do modelo 1	95
Figura 62 Esforço normal característico da primeira interação nas estacas com 7m	97
Figura 63 Esforço normal característico da segunda interação nas estacas com 7m	98
Figura 64 Pressão no solo exercida pela laje de fundação com estacas de 7m	99
Figura 65 Esforço normal característico da primeira interação nas estacas com 8m	101

1.0 INTRODUÇÃO

1.1 JUSTIFICATIVA

É comum na área da Engenharia de Estruturas, a consideração dos apoios indeslocáveis, pois acredita-se ser muito mais trabalhoso realizar uma análise onde se considera os recalques de uma edificação, por exemplo. Cada vez mais observa-se que estrutura e solo interagem formando um único conjunto e que para se realizar uma análise mais próxima possível da realidade, será necessário levar em conta a interação solo-estrutura.

O conhecimento quanto ao comportamento de estacas é amplo e muito bem representado bibliograficamente. O método de análise de blocos sobre estacas já é bem difundido e sedimentado, entretanto, pode-se dizer que neste método não se considera que o bloco também tem uma parcela de contribuição na resistência do conjunto estaca-bloco, pois está em contato direto com o solo. Em um modelo onde leva-se em consideração a contribuição de um elemento de fundação superficial e um elemento de fundação profunda como as estacas, por exemplo, é possível nomeá-lo como fundação mista.

Neste tipo de análise pode ser feita para os tradicionais blocos de coroamento das estacas ou também em um radier estaqueado. O comportamento deste tipo de fundação vai depender bastante das características do solo da região e dos elementos da superestrutura. Todos estes parâmetros irão influenciar nas interações entre as estacas e os elementos de fundação superficial, fazendo com que sua análise não seja uma tarefa simples.

É necessário levar em conta a interação que ocorrerá entre estaca-estaca (onde a carga aplicada em uma determinada estaca contribuirá com a deformação da outra estaca do grupo), estaca-radier (onde a carga aplicada na estaca terá interferência na deformação do radier), radier-estaca (onde a carga aplicada sobre o radier terá influência sobre a deformação das estacas adjacentes) e radier-radier (onde a carga aplicada em uma determinada região do radier, terá influência na deformação de um outro trecho da laje de fundação).

Este é um assunto que merece ser melhor avaliado e dissimulado no meio técnico-científico, pois a simples consideração da estrutura sem os apoios do solo pode acarretar em um comportamento estrutural estimado bem diferente do comportamento real, uma vez em que é necessário realizar a avaliação dos recalques esperados para os elementos de fundação superficiais e para os elementos de fundação profundas.

Já existem casos onde a utilização do radier estaqueado foi essencial para o sucesso de determinados empreendimentos. O maior exemplo de que se tem relato é a obra icônica do edifício Burj Khalifah com 828m de altura, onde segundo o site theconstructor.org, foi utilizado um radier estaqueado com espessura de 3,7m e composto por 194 estacas escavadas com 1,5m de diâmetro. Este tipo de fundação pode ser muito bem aplicada para o caso de edifícios onde cada vez mais se requer a concentração de grandes carregamentos em áreas cada vez menores, o que é muito comum no processo de verticalização de cidades e grandes centros urbanos.

Este tipo de fundação pode ser muito competitiva em relação aos tipos tradicionais de fundação, pois pode-se obter uma distribuição mais uniforme dos carregamentos (reduzindo os recalques totais e diferenciais) além de um aumento na capacidade geotécnica da fundação. A correta consideração da interação dos elementos estruturais com o solo, durante a etapa de projeto, pode trazer a uma previsão cada vez mais precisa do comportamento real da estrutura.

É possível pensar na aplicação deste recurso de análise não só para edificações verticais, mas também situações como silos, tanques de armazenamento atmosférico e até mesmo edificações residenciais ou comerciais que necessitem de uma distribuição melhor nas tensões do solo e estão assentadas sobre camadas de sole mole, por exemplo. Na cidade de Manaus/AM têm-se a possibilidade de avaliar a utilização deste tipo de fundação em obras na região, uma vez em que a investigação geotécnica local pode permitir a adoção da mesma, podendo ser avaliada em regiões próximas à igarapés ou regiões mais afastadas.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Estudar a utilização da fundação do tipo radier estaqueado, por meio de análise numérica e modelagem computacional, em diferentes regiões da cidade de Manaus

1.2.2 Objetivos específicos

- Estudar o processo de modelagem da fundação do tipo radier estaqueado.

- Exemplificar o processo de dimensionamento deste tipo de fundação, por meio de modelagem computacional e utilização de planilhas de cálculo.
- Avaliar diferentes casos onde foi adotado o radier estaqueado.
- Avaliar diferentes casos onde seria possível a adoção da fundação do tipo radier estaqueado.
- Verificar em quais situações seria mais viável a adoção do modelo de fundação do tipo radier estaqueado.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

2.1.1 Generalidades

É comum na área da Engenharia de Estruturas, considerar que os carregamentos de uma edificação sejam transmitidos da chamada superestrutura para as fundações. Na maioria dos modelos de cálculo utilizados, é feita a consideração da fundação como um apoio indeslocável, quando na realidade deveria ser levada em conta a rigidez do solo para tais considerações.

Segundo Alves de Souza e Cordeiro dos Reis (2008), a consideração da rigidez do solo e a análise dos recalques pode conduzir a uma redistribuição dos esforços previstos inicialmente pelo projeto de estruturas. Antigamente, para levar em conta a flexibilidade do solo, seria necessário um tempo árduo despendido em cálculos e praticamente impossível de se realizar manualmente, porém, nos dias atuais é possível realizar esta análise de maneira mais eficiente com o auxílio de computadores e softwares especializados.

O desafio em levar em conta a interação solo-estrutura em um projeto, é descrever os parâmetros adotados para o solo e modelar numericamente, de maneira mais precisa possível, o comportamento da estrutura analisada.

Considerar este efeito de maneira correta, permite aproximar os cálculos ao comportamento mais real da estrutura, tendo em vista que superestrutura e fundação, na realidade formam uma única estrutura que interage com o solo.

2.1.2 Fatores que influenciam na interação solo-estrutura

Pode-se observar através dos trabalhos de Gusmão e Gusmão Filho (1994), que a consideração deste sistema de interação faz com que ocorra uma redistribuição dos esforços, de modo que migrem dos pilares mais carregados para os menos carregados e, desta forma, poderia causar um esmagamento destes elementos devido à carga não prevista inicialmente em projeto.

Um dos fatores que afetam na consideração da interação solo-estrutura é o efeito das edificações vizinhas. Segundo trabalhos realizados por Costa Nunes (1956), Reis (2000) e Ribeiro (2005), é possível perceber que as construções vizinhas, distanciadas a uma medida razoável uma da outra, apresentam um acréscimo no recalque previsto.

A rigidez relativa entre o a estrutura e o solo representa outro fator significativo, tendo em vista que a consideração desta relação confere à edificação recalques mais amenos nos pilares mais carregados e recalques maiores nos pilares menos carregados, quando comparados com o modelo sem a consideração da rigidez relativa. Desta forma, ocorre uma redução no recalque diferencial e uma melhor distribuição das tensões no solo.

Um estudo feito por Lopes e Gusmão (1991) propôs um parâmetro para a análise da rigidez relativa do solo através da seguinte equação:

$$K_{ss} = \frac{E_c \cdot I_b}{E_s \cdot L^4} \text{ (eq. 1)}$$

Onde: E_c = Módulo de elasticidade do material da estrutura

I_b = Momento de Inércia da viga típica

E_s = Módulo de elasticidade do solo

L = Comprimento do vão entre pilares

Por meio da figura 1, é possível perceber a influência da rigidez relativa estrutura-solo no recalque total e diferencial nas edificações, sendo mais evidente na análise dos recalques diferenciais.

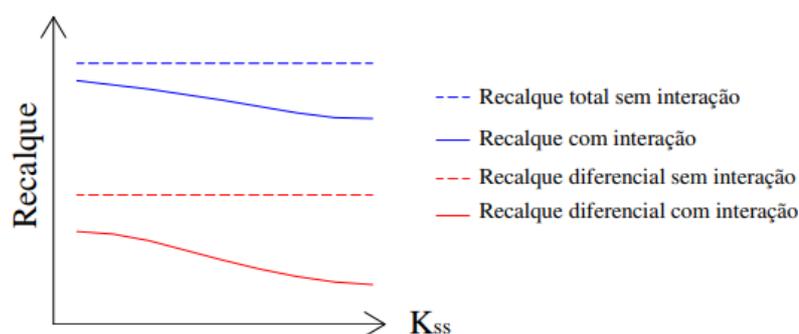


Figura 1 – Recalque x Rigidez relativa estrutura-solo (Lopes e Gusmão 1991)

A viga equivalente apresentada na formulação do trabalho de Lopes e Gusmão (1991), na realidade se trata da representação do pórtico da edificação por uma viga de rigidez igual ao somatório das rigidezes à flexão de todas as barras que constituem o pórtico. Cabe ainda ressaltar que no trabalho desenvolvido por Lopes e Gusmão (1991), foram adotadas algumas hipóteses para a modelagem da estrutura e obtenção dos valores, como por exemplo: Os apoios (ligações dos pilares com as fundações) são considerados nós rotulados, ou seja, admite-se que as fundações possam sofrer rotação; o carregamento é vertical, simétrico e uniformemente distribuído nas vigas; a rigidez da laje não foi considerada; as propriedades dos materiais estruturais não variam com o tempo. Através da figura 2, é possível observar algumas das considerações feitas pelos autores.

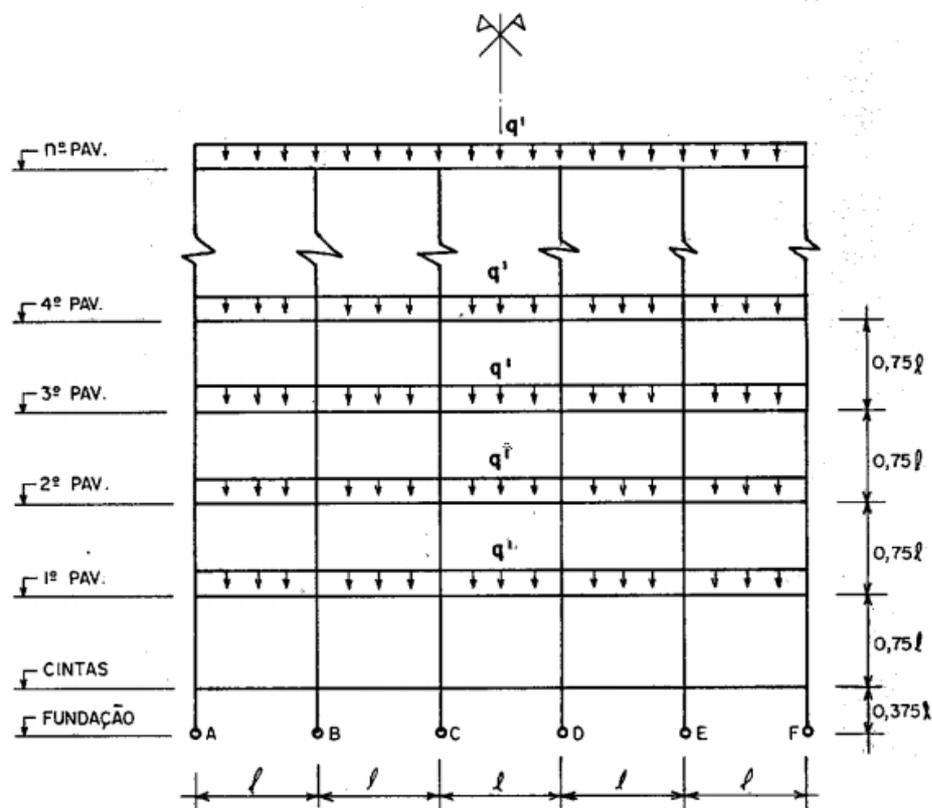


Figura 2 – Detalhe esquemático do pórtico plano utilizado nas análises do estudo paramétrico (Lopes e Gusmão 1991)

Pode-se citar o processo construtivo como um outro fator importante na análise da interação solo-estrutura, pois as edificações são construídas de maneira gradual, ou seja, os

carregamentos vão sendo adicionados gradativamente, entretanto, convencionalmente considera-se nos projetos o carregamento sendo aplicado todo na estrutura completa com todos os pavimentos concluídos.

Na consideração mais convencional dos recalques nos projetos de edifícios, não é levada em conta a interação solo-estrutura e também não é contabilizado nos cálculos o efeito construtivo. Através dos trabalhos realizados por Fonte *et al.* (1994) verifica-se que a não consideração da interação solo-estrutura e a não consideração dos efeitos construtivos, geram resultados de recalques diferenciais maiores do que os medidos em campo; ao passo em que a consideração da interação solo-estrutura e a não consideração dos efeitos construtivos, geraram recalques diferenciais menores do que os medidos na realidade.

O que ocorre é que sendo edificada de forma gradual, nos primeiros pavimentos, a estrutura apresenta uma rigidez menor (se comparada com a estrutura completa). Para cada etapa construtiva, a estrutura vai apresentar uma rigidez, um carregamento e um recalque proporcional a estes valores. Na medida em que os andares vão subindo, os recalques vão sendo aumentados de forma incremental.

Um modelo mais próximo da realidade seria a consideração da interação solo-estrutura com os efeitos construtivos. Vale ressaltar ainda que no trabalho de Gusmão e Gusmão Filho (1994), notou-se que com o aumento progressivo do número de pavimentos, a estrutura chega a uma rigidez limite, ou seja, a partir deste ponto os recalques tornam-se dependentes apenas do carregamento.

Corroborando com o raciocínio do trabalho de Gusmão e Gusmão Filho (1994) no trabalho de Moura (1995), pode-se perceber que o efeito dos esforços de momento fletor em pilares e vigas (devido ao efeito da redistribuição dos esforços gerados pela interação solo-estrutura), possuem maior significância nos primeiros andares e diminuem nos andares superiores.

No seu trabalho, Lopes e Gusmão (1991), observaram haver uma influência na análise dos recalques devido ao modo de análise da estrutura. Ao analisar a estrutura como um pórtico plano, os recalques apresentados eram maiores do que os apresentados ao se analisar a estrutura como um pórtico espacial. Tal fato ocorre em função de que as vigas transversais acabam aumentando a rigidez global da estrutura e desta forma, como foi visto anteriormente, aumentaria o valor de K_{ss} , implicando em uma redução nos recalques diferenciais.

Tal análise está alinhada com os estudos feitos por Barata (1986), onde mostrou que quanto mais próxima de um quadrado for a planta da edificação, os recalques seriam distribuídos de maneira mais uniforme, ao passo que quando a planta da edificação fica muito alongada (sua relação B/L fica muito elevada), o seu comportamento tende a se assemelhar a uma análise por meio de um pórtico plano, provocando desta forma, recalques menos uniformes do que a estrutura com planta quadrada.

2.1.3 Análise da interação solo-estrutura

A modelagem do comportamento da interação solo-estrutura tem sido alvo de inúmeros estudos que visam prever o comportamento do sistema de maneira mais fidedigna possível. A maioria dos trabalhos faz a consideração do solo como um meio elástico e, em sua maioria, utilizam a teoria de Winkler.

A consideração do solo como um meio elástico significa considerar que o material em questão, sofre uma deformação após ser submetido a um carregamento e que após a retirada deste carregamento o solo retornaria a sua forma original.

No trabalho de Guarnieri *et al* (2018) é exposto a formulação adotada para o modelo de Winkler, que segundo os autores, o modelo admite que as pressões de contato são iguais aos deslocamentos.

Para Moura (1995), o modelo de Winkler consiste em um sistema de molas independentes com uma constante k . sendo que os deslocamentos são medidos para pontos imediatamente abaixo da região carregada enquanto que os deslocamentos fora desta área são considerados nulos. Esta consideração pode ser visualizada na figura 3.

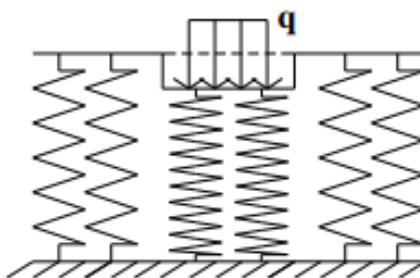


Figura 3 – Modelo de Winkler (Moura 1995)

A equação do método de Winkler pode ser descrita da seguinte forma:

$$\rho(x,y) = \frac{\sigma(x,y)}{k_v} \text{ (eq. 2)}$$

Onde:

$\rho(x,y)$ - é o deslocamento vertical (recalque);

$\sigma(x,y)$ - é a tensão de contato média na base da fundação;

k_v - é o módulo de reação vertical do solo.

A partir dos dados obtidos do cálculo estrutural, é possível determinar o carregamento atuante na fundação, e conseqüentemente a tensão atuante. O que é necessário obter, com relação ao solo, é o coeficiente de reação vertical, sendo que para tal, pode-se adotar diversas metodologias. Aqui serão apresentadas 3 formas de determinar o coeficiente k_v , que são: valores típicos, ensaio de placa e através do ensaio de sondagem N_{spt} .

É possível encontrar na bibliografia, valores que correlacionam o coeficiente de reação vertical em função da tensão admissível no solo. Terzaghi em 1955, realizou ensaios com placas quadradas de 30cm de lado e vários tipos de solo, e obteve o resultado exposto na tabela 1.

ARGILAS	Rija	Muito rija	Dura
qu (Mpa)	0,1 a 0,2	0,2 a 0,4	>0,4
Valor proposto	16.000 a 32.000	32.000 a 64.000	> 64.000
AREIAS	Fofas	Mediamente compacta	Compacta
Faixa de valores	6.000 a 19.000	19.000 a 96.000	96.000 a 320.000
Areia acima NA	13.000	42.000	160.000
Areia submersa	8.000	26.000	96.000

Tabela 1 – Valores do coeficiente de reação vertical em função da tensão admissível (Terzaghi 1955)

Na tabela 1, q_u representa a resistência à compressão não-drenada e tais resultados foram retirados por meio de ensaios de placa e, portanto, necessitam que seja feita a correção de seus valores em função da forma e dimensão da sapata.

Outra forma de levar em conta a tensão admissível do solo, é a correlação do coeficiente de reação vertical com o valor obtido no ensaio de N_{spt} . No estudo de Morrison (1993), é correlacionado o valor do N_{spt} médio, em função do bulbo de tensões, com o coeficiente de reação vertical, como pode ser observado na tabela 2.

Tensão admissível (kgf/cm ²)	Kv (kgf/cm ³)	Tensão admissível (kgf/cm ²)	Kv (kgf/cm ³)
0,25	0,65	2,15	4,3
0,30	0,78	2,20	4,40
0,35	0,91	2,25	4,50
0,40	1,04	2,30	4,60
0,45	1,17	2,35	4,70
0,50	1,30	2,40	4,80
0,55	1,39	2,45	4,90
0,60	1,48	2,50	5,00
0,65	1,57	2,55	5,10
0,70	1,66	2,60	5,20
0,75	1,75	2,65	5,30
0,80	1,84	2,70	5,40
0,85	1,93	2,75	5,50
0,90	2,02	2,80	5,60
0,95	2,11	2,85	5,70
1,00	2,20	2,90	5,80
1,05	2,29	2,95	5,90
1,10	2,38	3,00	6,00
1,15	2,47	3,05	6,10
1,20	2,56	3,10	6,20
1,25	2,65	3,15	6,30
1,30	2,74	3,20	6,40
1,35	2,83	3,25	6,50
1,40	2,92	3,30	6,60
1,45	3,01	3,35	6,70
1,50	3,10	3,40	6,80
1,55	3,19	3,45	6,90
1,60	3,28	3,50	7,00
1,65	3,37	3,55	7,10
1,70	3,46	3,60	7,20
1,75	3,55	3,65	7,30
1,80	3,64	3,70	7,40
1,85	3,73	3,75	7,50
1,90	3,82	3,80	7,60
1,95	3,91	3,85	7,70
2,00	4,00	3,90	7,80
2,05	4,10	3,95	7,90
2,10	4,10	4,00	8,00

Tabela 2 – Valores do coeficiente de reação vertical em função do ensaio N_{spt} (Morrison 1993)

No trabalho de Moraes (1976) é possível observar uma tabela que correlaciona o coeficiente de recalque vertical com o tipo de solo, sendo portanto uma tabela de valores típicos para cada tipo de solo. Esta tabela é chamada de Béton-Kalender e pode ser visualizada na tabela 3.

Tipo de Solo	Kv (kN.m ³)
turfa leve - solo pantanoso	5.000 a 10.000
turfa pesada - solo pantanoso	10.000 a 15.000
areia fina de praia	10.000 a 15.000
aterro de silte, areia e cascalho	10.000 a 20.000
argila molhada	20.000 a 30.000
argila úmida	40.000 a 50.000
argila seca	60.000 a 80.000
argila seca endurecida	100.000
silte compactada com areia e pedra	80.000 a 100.000
silte compactada com areia e muita pedra	100.000 a 120.000
cascalho miúdo com areia fina	80.000 a 120.000
cascalho médio com areia fina	100.000 a 120.000
cascalho grosso com areia grossa	120.000 a 150.000
cascalho grosso com pouca areia	150.000 a 200.000
cascalho grosso com pouca areia compactada	200.000 a 250.000

Tabela 3 – Valores do coeficiente de reação vertical em função do tipo de solo (Moraes 1976)

Além destas formas de previsão do coeficiente de reação vertical, é possível utilizar o ensaio de placa para determinar estes valores de maneira experimental. O ensaio consiste basicamente em utilizar uma placa para simular em escala aproximada, uma fundação real e submetê-la a cargas de compressão de modo que seu recalque possa ser medido em função deste carregamento. Em função do gráfico obtido, traça-se uma reta, através da qual, obtém-se o coeficiente de reação vertical para o solo em análise, este coeficiente é denominado coeficiente de reação vertical do ensaio de placa.

Terzaghi (1955) obteve estes coeficientes para uma placa quadrada com 30cm de lado, sendo necessário realizar a sua correção em função da dimensão e forma da fundação real, pois como foi visto anteriormente, este coeficiente depende da relação entre as rigidezes do solo e da estrutura. Para realizar tal correção, Veloso e Lopes (2004), recomendam empregar as equações 3 e 4.

Para solos arenosos:

$$K_{v\text{ fundação}} = K_{v\text{ placa}} \left(\frac{B_{\text{fundação}} + B_{\text{placa}}}{2 \cdot B_{\text{fundação}}} \right)^2 \quad (\text{eq. 3})$$

Para solos argilosos rijos e muito rijos:

$$K_{v\text{ fundação}} = K_{v\text{ placa}} \left(\frac{A_{\text{placa}}}{A_{\text{fundação}}} \right) \quad (\text{eq. 4})$$

Onde:

$K_{v\text{ fundação}}$ - Coeficiente de reação vertical da fundação

$K_{v\text{ placa}}$ - Coeficiente de reação vertical do ensaio de placa

$B_{\text{fundação}}$ - Menor dimensão da base da fundação

B_{placa} - Menor dimensão da base da placa

$A_{\text{fundação}}$ - Área da fundação

A_{placa} - Área da placa

Após obter o coeficiente de reação vertical do solo analisado, é possível incluir este tipo de vinculação na análise da fundação e da estrutura, obtendo-se desta forma resultados mais próximos do seu comportamento real. Este método baseado na hipótese de Winkler, apesar de simplificado, atende de maneira satisfatória a maioria dos casos em que se necessita realizar a análise da interação solo-estrutura.

Uma outra maneira de analisar o a interação solo-estrutura é por meio de um processo iterativo proposto por Chamecki (1954). Este processo consiste em analisar a estrutura da edificação considerando os apoios indesejáveis, obter as suas reações e então calcula-se o seu recalque correspondente. O passo seguinte é a reanálise da estrutura através da imposição dos recalques nos apoios e a obtenção de novas reações. Este processo é repetido até que se tenha uma convergência dos valores das reações de apoio e de seus respectivos recalques.

Outros métodos de análise também podem ser implementados, como é o caso do método dos elementos de contorno e o método dos elementos finitos, que são operações mais refinadas.

2.2 ANÁLISE DO SISTEMA ESTACA-SOLO

2.2.1 Generalidades

A estaca é uma fundação profunda, que pode ser escavada de maneira manual ou mecanicamente, de geometria geralmente cilíndrica ou prismática. Com relação a sua produção ou fabricação, podem ser moldadas no local ou pré-fabricadas, podendo ainda ser de concreto, aço ou madeira.

A principal função destes elementos é transmitir as cargas da superestrutura para o solo, sendo que este processo se dá por meio de duas maneiras, que são a transmissão de carga ao longo do fuste da estaca e também a transmissão de carga na base da estaca.

De acordo com o manual teórico do SISEs (Sistema de Interação Solo-Estrutura), elaborado em 2011 pela equipe da TQS Informática, devido ao pequeno deslocamento entre o fuste da estaca e o solo, em função do carregamento aplicado, surgem tensões de cisalhamento que dão origem à resistência lateral da estaca. Ainda de acordo com o manual, a pressão de contato entre a base da estaca e o solo, também provoca tensões de cisalhamento originando a resistência de ponta das estacas.

Pode-se salientar que a capacidade de carga resistente das estacas advém destas duas parcelas resistentes, sendo que existem vários métodos estudados e já consagrados para se determinar a capacidade geotécnica das estacas. De acordo com o manual desenvolvido pela TQS Informática, os métodos mais estudados no Brasil são os métodos Aoki-Velloso (1975) e Decóurt-Quaresma (1978).

Na grande maioria dos projetos elaborados para este tipo de fundação, as estacas são analisadas separadas da superestrutura, ou seja, a interação entre o solo e a estrutura não é considerada. Vale ressaltar que tal consideração pode levar a resultados muito diferentes da realidade, principalmente no que se refere aos recalques estimados. Pode-se adotar algumas das hipóteses mencionadas no tópico 2.2 deste trabalho para realizar tal consideração.

As estacas podem estar atuando de forma isolada ou associadas em um grupo (situação mais usual). Quando tais tipos de fundação estão associadas, é necessário levar em consideração a influência das deformações que uma estaca tem sobre a outra e avaliar a segurança e estabilidade do conjunto como um todo.

A modelagem do sistema estaca-solo pode ser feita, por exemplo, através da consideração da hipótese de Winkler, tanto para ações verticais como horizontais. Neste trabalho trataremos apenas de ações predominantemente verticais nas análises das fundações.

2.2.2 Capacidade de carga em estacas

Como foi mencionado anteriormente, os métodos mais estudados no Brasil para a determinação da capacidade de carga das estacas são os métodos Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978), por isso, serão os métodos abordados neste trabalho.

O método Aoki-Velloso foi desenvolvido a partir de estudo comparativo entre resultados de provas de carga em estacas e ensaios SPT. Contudo, pode também ser usado a partir de resultados do ensaio CPT. Se tomarmos como base os resultados do ensaio CPT pode-se adotar a seguinte fórmula para a capacidade de carga da estaca através deste método:

$$R_{\text{últ}} = A_p \cdot \frac{q_{\text{cone}}}{F_1} + U \sum \frac{\tau_{\text{cone}}}{F_2} \cdot \Delta l \quad (\text{eq. 5})$$

Onde:

$R_{\text{últ}}$ - é a capacidade de carga última da estaca;

A_p - é a área da seção transversal da estaca;

q_{cone} - é a resistência de ponta unitária da ponta da estaca;

τ_{cone} - é a resistência lateral unitária do fuste da estaca;

Δl - é a espessura da camada analisada;

F_1 - fator corretor da escala;

F_2 - fator corretor do processo executivo.

U - Perímetro da seção da estaca.

O método também permite a correção dos valores obtidos devido à escala em que foram realizados os ensaios e devido ao processo executivo. Estes valores foram denominados respectivamente de " F_1 " e " F_2 " e podem ser verificados na tabela 4.

Tipos de estacas	F1	F2
Franki	2,5	2F1
Metálica	1,75	2F1
Pré-moldada	1+D/0,8	2F1
Escavada	3	2F1
Raiz, hélice contínua e ômega	2	2F1

Tabela 4 – Valores dos fatores de correção F₁ e F₂ (Guarnieri *et al* 2018)

Onde:

D - é o diâmetro da estaca;

Pode-se realizar a conversão dos resultados do ensaio CTP para o ensaio SPT, através de dois coeficientes, que são o α e o K. Eles são, respectivamente, os fatores de conversão para a parcela de atrito lateral e de ponta entre os ensaios CPT e SPT. Tais valores podem ser visualizados de acordo com a tabela 5.

Desta maneira, a fórmula para a capacidade de carga de uma estaca, através do ensaio SPT, pode ser dada através da seguinte fórmula:

$$R_{\text{últ}} = A_p \cdot \frac{K \cdot N_{\text{spt}}}{F_1} + U \sum \frac{\alpha \cdot K \cdot N_{\text{spt}}}{F_2} \cdot \Delta l \quad (\text{eq. 6})$$

Onde:

R_{últ} - é a capacidade de carga última da estaca;

A_p - é a área da seção transversal da estaca;

N_{spt} - é o índice de resistência à penetração na espessura da camada Δl ;

K - é o fator de conversão da resistência de ponta do ensaio CPT para o SPT;

α - é o fator de conversão do ensaio CPT para o SPT que depende do tipo de solo;

Δl - é a espessura da camada analisada;

F₁ - fator corretor da escala;

F₂ - fator corretor do processo executivo.

U - Perímetro da seção da estaca.

TIPO DE SOLO	K (Mpa)	α (%)
areia	1,00	1,40
areia siltosa	0,80	2,00
areia silto-argilosa	0,70	2,40
areia argilosa	0,60	3,00
areia argilo-siltosa	0,50	2,80
silte	0,40	3,00
silte arenoso	0,55	2,20
silte areno-argiloso	0,45	2,80
silte argiloso	0,23	3,40
silte argilo-arenoso	0,25	3,00
argila	0,20	6,00
argila arenosa	0,35	2,40
argila areno-siltosa	0,30	2,80
argila siltosa	0,22	4,00

Tabela 5 – Valores dos fatores de conversão K e α (Guarnieri *et al* 2018)

Por fim, a capacidade de carga admissível para este método, é obtida pela razão entre a capacidade de carga última da estaca e o fator de segurança (FS=2). Vale ressaltar que desta forma é possível encontrar a resistência mobilizada para cada camada de solo.

O outro método exposto neste trabalho é o método de Décourt-Quaresma (1978), que parte inicialmente dos resultados obtidos através do ensaio SPT e foi concebido para a análise de estacas pré-moldadas de cravação. O método passou por contribuições nos anos de 1982 e 1996 e segundo os próprios autores, este método pode ser aplicado a outros tipos de estacas, como por exemplo, as estacas escavadas, franki, strauss, etc.

O trabalho inicial de Luciano Décourt e Arthur Quaresma, procedia inicialmente com a estimativa da resistência unitária lateral, onde este valor era avaliado em função dos resultados obtidos através do ensaio SPT. Os autores estipularam os valores da tabela 6 como referência para a determinação da resistência unitária lateral.

SPT (médio ao longo do fuste)	ADESÃO (tf/m ³)
≤ 3	2
6	3
9	4
12	5
≥ 15	6

Tabela 6 – Estimativa da Resistência Unitária Lateral (Marangon 2009)

O próximo passo é determinar a resistência unitária de ponta, através da seguinte expressão:

$$q_p = C \cdot N \text{ (eq. 7)}$$

Onde:

q_p - é a resistência unitária de ponta em tf/m^3 ;

N - é a resistência de ponta obtida através do ensaio SPT (correspondendo à média dos valores imediatamente posterior e imediatamente anterior a ponta da estaca);

C - é um coeficiente que leva em conta o tipo de solo e pode ser obtido através da tabela 7.

SOLO	C (tf/m^3)
Argilas	12
Siltes argilosos (alt.rocha)	20
Siltes arenosos (alt.rocha)	25
Areias	40

Tabela 7 – Estimativa do coeficiente "C" após 41 provas de carga executadas (Marangon 2009)

Inicialmente, o método não tratava a respeito da capacidade de carga admissível que deveria ser adotada. Décourt propôs em 1982 algumas contribuições ao método, por exemplo, estipulou que a resistência lateral em tf/m^2 seria dada por:

$$q_s = \frac{N}{3} + 1 \text{ (eq. 8)}$$

Onde:

q_s - é a resistência lateral em tf/m^2 ;

N - é o valor médio ao longo do fuste, obtido pelo ensaio SPT.

Desta vez, estipulou-se que seria utilizado para estacas cravadas, o coeficiente de segurança igual a dois, ou seja, a capacidade de carga admissível para este tipo de estaca seria igual a metade da soma da resistência de ponta e a resistência lateral. No ano de 1996, este método foi estendido para outros tipos de estacas, através da utilização dos coeficientes α e β , que podem ser visualizados na tabela 8.

Estaca	Cravada (estaca padrão)		Escavada (em geral)		Escavada (c/bentonita)		Hélice Contínua		Raiz		Injetada (alta pressão)	
	A	β	α	B	α	β	α	β	α	B	α	B
Argilas	1,00*	1,00*	0,85	0,80	0,85	0,90*	0,30*	1,00*	0,85*	1,50*	1,00*	3,00*
Solos**	1,00*	1,00*	0,60	0,65	0,60	0,75*	0,30*	1,00*	0,60*	1,50*	1,00*	3,00*
Areias	1,00*	1,00*	0,50	0,50	0,50	0,60*	0,30*	1,00*	0,50*	1,50*	1,00*	3,00*

* valores para o qual a correlação inicial foi desenvolvida

* valores apenas indicativos diante do reduzido número de dados disponíveis

** Solos intermediários

Tabela 8 – Valores dos fatores α e β para o método Décourt-Quaresma (Marangon 2009)

Desta maneira, a expressão que retrata a capacidade de carga em estacas através deste método pode ser dada por:

$$Q_U = \alpha \cdot C \cdot N_{sptp} \cdot A_p + 10 \cdot \beta \left[\left(\frac{N_{spts}}{3} + 1 \right) \cdot A_s \right] \quad (eq. 9)$$

Onde:

Q_U - é a capacidade de carga última da estaca em kN/m²;

A_p - é a área da seção transversal da estaca;

A_s - é o produto do perímetro da estaca pelo seu comprimento;

N_{sptp} - é o índice de resistência à penetração médio na ponta da estaca;

N_{spts} - é o índice de resistência à penetração na camada de espessura Δl ;

C - é um coeficiente que leva em conta o tipo de solo e pode ser obtido através da tabela 7;

α e β - são os fatores que podem ser obtidos através da tabela 8;

A capacidade de carga admissível das estacas pode ser definida da seguinte maneira:

$$Q_{adm} \leq \left\{ \frac{Q_{últ}}{2} \right\} \text{ ou } \left\{ \frac{Q_{lúlt}}{1,3} + \frac{Q_{púlt}}{4} \right\} \quad (eq. 10)$$

2.2.3 Recalque em estacas

A consideração dos recalques das estacas é fundamental para a análise da interação solo-estrutura. Explicou-se em capítulos anteriores algumas formas de considerar esta interação na análise da estrutura, enquanto que nesta parte do capítulo será demonstrado como analisar a influência do recalque para a análise do sistema solo-estaca.

De acordo com Poulos (1975), o método para a previsão de recalques em fundações profundas podem ser divididos em 3 categorias, que são: métodos empíricos, simplificados e analíticos. De acordo com Mendes (2016) os métodos empíricos são baseados em resultados de ensaios em modelos reduzidos, sendo que para as areias, destacam-se os trabalhos de Meyerhof (1959) e Vésic (1969), enquanto que para as argilas, destacam-se os trabalhos de Whitaker (1957) e Sowers *et al.* (1961).

Os métodos empíricos são menos adotados atualmente para determinar o recalque de uma estaca nos projetos. Os métodos simplificado e analítico são os mais recomendados para utilizar no cálculo definitivo de recalque, podendo-se adotar os métodos empíricos para efeito de uma pré-estimativa.

Para a análise do recalque de uma estaca isolada, pode-se considerar dois tipos de deformações, que são a deformação elástica do próprio material da estaca e a deformação devida ao solo subjacente à base da estaca. Sendo que tal consideração pode ser observada na figura 4 a seguir.

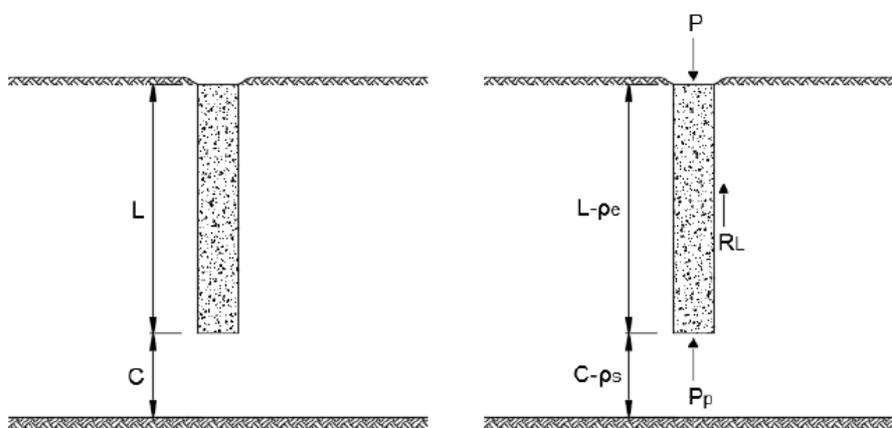


Figura 4 – Parcelas do recalque de uma estaca (Mendes 2016)

De acordo com Cintra e Aoki (2010), as estacas são responsáveis por transmitir ao solo, os carregamentos transmitidos pela estrutura, sendo que pode-se observar que ao longo

do fuste, o carregamento axial na estaca diminui devido a resistência por atrito lateral que o solo oferece. Desta forma, para cada metro de solo pode-se obter um valor para o esforço axial médio no meio da camada. Considerando-se uma variação linear no solo, através da Lei de Hooke, pode-se obter o encurtamento elástico do fuste para uma estaca de concreto, através da seguinte equação:

$$\rho_e = \frac{1}{A \cdot E_c} \cdot \sum l_i \cdot R_i \quad (eq. 11)$$

Onde:

- ρ_e - é o encurtamento elástico do fuste da estaca;
- A - é a área da seção transversal da estaca;
- E_c - é o módulo de elasticidade do concreto;
- l_i - é a espessura da camada;
- R_i - é o esforço normal médio no trecho analisado;

Este método baseia-se na hipótese de que toda resistência lateral da estaca é mobilizada e o carregamento final na estaca seja menor ou igual à resistência de ponta. A partir destas hipóteses, pode-se montar o diagrama dos carregamentos axiais na estaca, que comporta-se de maneira similar ao ilustrado na figura 5.

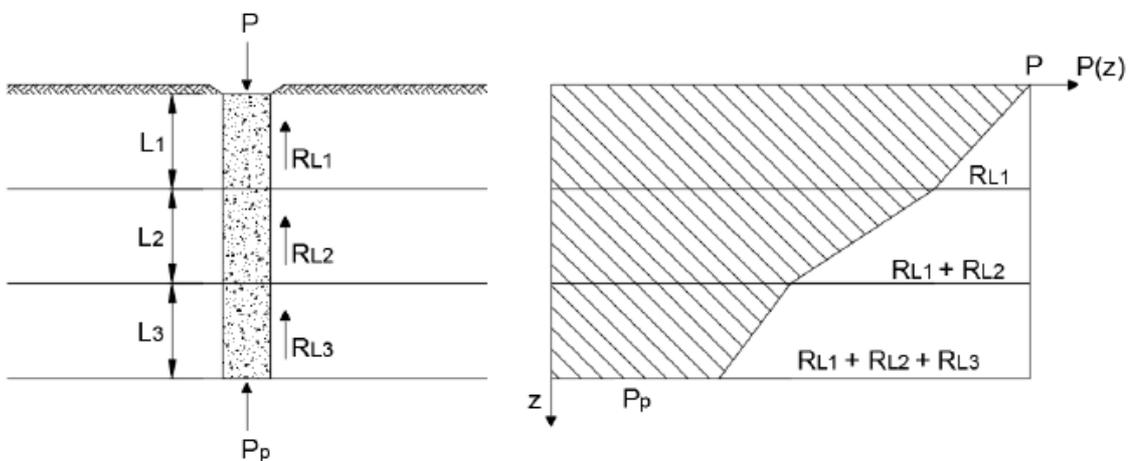


Figura 5 – Distribuição dos esforços axiais na estaca (Mendes 2016)

Para que o recalque total da estaca possa ser determinado, é necessário conhecer também o recalque sofrido pelo solo subjacente à ponta da estaca. Admitindo-se a hipótese da Lei de Hooke, a resistência ao atrito lateral da estaca mobiliza o solo que sofre um acréscimo de tensão a cada metro. Da mesma forma, o carregamento exercido na ponta da estaca, também gera um acréscimo de tensão.

De acordo com o trabalho de Cintra e Aoki (2010), o acréscimo de tensão propaga-se em uma proporção de 2:1, conforme a figura 6:

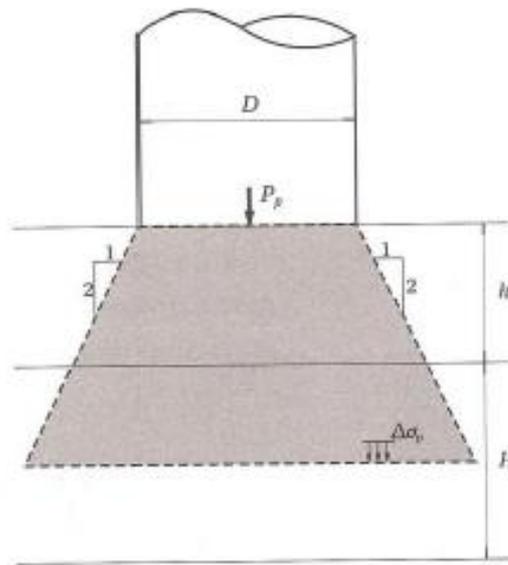


Figura 6 – Propagação das tensões (Cintra e Aoki 2010)

Para que seja obtido o acréscimo de tensão na linha média da camada analisada, pode-se utilizar a seguinte expressão:

$$\Delta\sigma = \frac{4 \cdot P_p}{\pi \cdot \left(D + h + \frac{H}{2}\right)^2} \text{ (eq. 12)}$$

Onde:

$\Delta\sigma$ - é o acréscimo de tensão;

D - é o diâmetro da estaca circular;

P_p - é o carregamento vertical aplicado;

H - é a espessura da camada analisada;

h - é a profundidade relativa do ponto de aplicação da força ao topo da camada analisada.

Conforme o trabalho realizado por Aoki & Velloso (1975), o recalque da estaca pode ser estimado através da teoria da elasticidade pela equação a seguir:

$$\rho_s = \sum \left(\frac{\Delta\sigma}{E_s} \cdot H \right) \text{ (eq. 13)}$$

Onde:

$\Delta\sigma$ - é o acréscimo de tensão em cada camada;

ρ_s - é o recalque do solo subjacente à ponta da estaca;

E_s - é módulo de deformabilidade do solo;

H - é a espessura da camada analisada;

Na ausência de ensaios específicos, pode-se utilizar os resultados do ensaio SPT para determinar o módulo de deformabilidade do solo. No trabalho realizado por Texeira e Godoy (1996), utilizou-se os coeficientes K' e α' para converter o resultado do ensaio SPT para o módulo de deformabilidade do solo analisado. Estes valores dos coeficientes K' e α' , podem ser encontrados nas tabelas 9 e 10, respectivamente.

SOLO	α'
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Tabela 9 – Valores estipulados para o coeficiente α' (Texeira e Godoy 1996)

SOLO	K'(Mpa)
areia com pedregulhos	1,1
areia	0,9
areia siltosa	0,7
areia argilosa	0,55
silte arenoso	0,45
silte	0,35
argila arenosa	0,3
silte argiloso	0,25
argila siltosa	0,2

Tabela 10 – Valores estipulados para o coeficiente k (Texeira e Godoy 1996)

Na análise do sistema estaca-solo, pode-se adotar a metodologia proposta por Chamecki, já mencionada no capítulo 2 deste trabalho. Basicamente considera-se os apoios da estrutura como sendo indeslocáveis e em seguida calcula-se o recalque total da estaca da forma como foi descrito anteriormente.

Tendo posse do valor do recalque calculado para a estaca, pode-se adotar a hipótese de Winkler para cada trecho analisado da estaca e com isto, obter um coeficiente de reação vertical para cada trecho. A expressão para a obtenção do coeficiente de reação vertical, pode ser dada pela seguinte expressão:

$$K_{Vi} = \frac{F}{w \cdot A_f} \text{ (eq. 14)}$$

Onde:

w - é recalque total da estaca dado pela soma de ρ_s por ρ_e ;

F - é o esforço normal na seção analisada;

K_{Vi} - é coeficiente de reação vertical para o trecho analisado;

A_f - é a área da seção transversal da estaca;

Sendo assim, pode-se determinar um coeficiente de reação vertical para cada trecho analisado da estaca. O próximo passo seria analisar novamente a estrutura através da

consideração das molas em cada trecho da estaca e obter novos esforços. O processo é repetido até que os recalques ou as reações de apoio convirjam para um valor próximo, na ordem de no máximo 5% de diferença. Esta consideração leva em conta a variação das tensões ao longo do fuste das estacas e pode ser exemplificada através da figura 7.

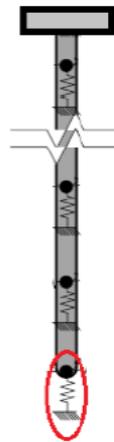


Figura 7 – Modelo para a análise do sistema solo-estaca (Guarnieri *et al* 2018)

No trabalho exposto por Mendes (2016), trata-se da consideração do coeficiente de reação vertical para as estacas de modo simplificado. Neste trabalho o autor considera somente o encurtamento elástico da estaca e também considera que o esforço axial é constante em todo o comprimento da estaca e com valor igual à carga aplicada no topo da estaca. Desta forma, o deslocamento calculado para a estaca, seria dado pela deformação axial de uma barra bi-articulada, correspondendo com a equação a seguir:

$$\rho_e = \frac{P \cdot L}{E_c \cdot A} \text{ (eq. 15)}$$

Onde:

ρ_e - é o encurtamento elástico da estaca;

A - é a área da seção transversal da estaca;

E_c - é o módulo de elasticidade do concreto;

L - é o comprimento da estaca;

P - é a carga aplicada no topo da estaca;

Desta forma, de maneira análoga ao exposto anteriormente, pode-se obter o coeficiente de reação vertical da estaca através da hipótese de Winkler:

$$K_v = \frac{P}{\rho_s} = \frac{E_c \cdot A}{L} \text{ (eq. 16)}$$

Onde:

ρ_s - é o recalque da estaca;

P - é a carga aplicada no topo da estaca;

K_v - é coeficiente de reação vertical para a estaca;

A - é a área da seção transversal da estaca;

E_c - é o módulo de elasticidade do concreto;

L - é o comprimento da estaca;

Através da equação 16, pode-se perceber que neste caso, não existe uma correlação direta entre a carga na ponta da estaca e o coeficiente de reação vertical, uma vez que ele depende somente do módulo de elasticidade do concreto, da área da seção transversal da estaca e do seu comprimento. Pode-se ainda proceder conforme foi proposto por Chamecki, e realizar várias análises até que os valores do coeficiente de reação vertical ou dos recalques converjam para uma diferença menor do que 5%.

A adoção do coeficiente de reação vertical para cada trecho das estacas, permite com que seja considerado o comportamento não-linear do sistema estaca-solo, uma vez em que este coeficiente vai variando conforme o nível do carregamento aplicado, e além disto ele permite com que seja considerado o efeito de grupo das estacas, pois os carregamentos aplicados em cada ponto de cada estaca vão influenciar no comportamento da estaca vizinha.

Uma consideração importante sobre este método de análise das estacas, foi feita no Manual Teórico do Sistema de Interação Solo-Estrutura da empresa TQS Informática. Segundo o Manual, não existe um coeficiente de mola constante para um tipo de solo, este valor vai depender sempre da rigidez da estrutura juntamente com a rigidez do solo. Isso pode ser percebido, pois ao se alterar a rigidez de uma determinada estrutura, os carregamentos atuantes nas fundações também serão alterados e, como foi visto anteriormente, os

carregamentos estão intimamente relacionados com o valor do coeficiente de reação vertical para as estacas.

A consideração do modelo de cálculo sempre parte da adoção de apoios indeslocáveis e da obtenção dos respectivos recalques das estacas e da contribuição de cada um de seus trechos analisados. Em seguida calcula-se o coeficiente de reação vertical para todas as estacas e analisa a estrutura novamente. O modelo de cálculo para as estacas pode ser exposto através da figura 8.

Figura 8 – Modelo para a análise da interação solo-estrutura

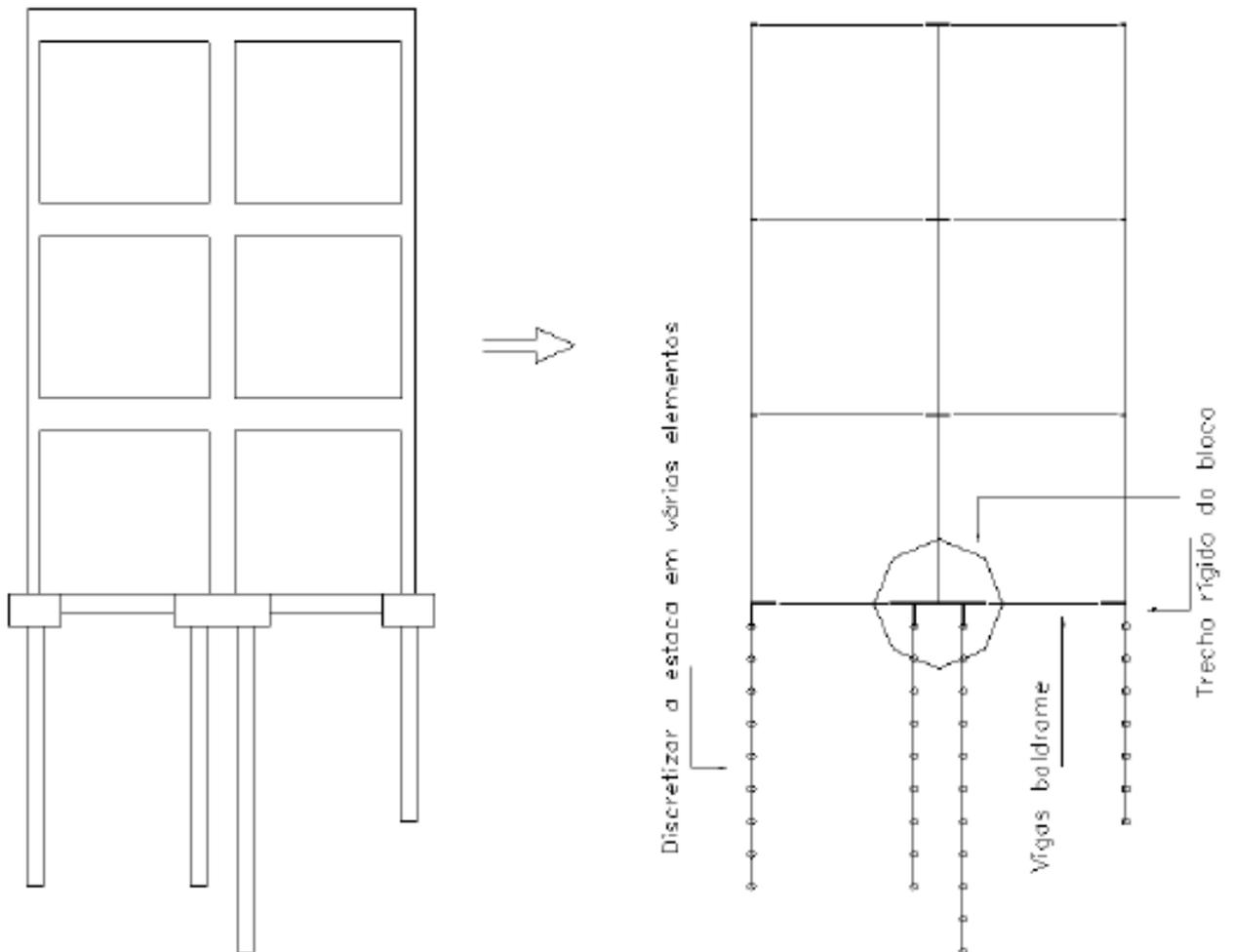


Figura 8 – Modelo para a análise da interação solo-estrutura (Manual Teórico - SISE's 2009)

2.3 FUNDAÇÕES DO TIPO RADIER

2.3.1 Generalidades

O radier é um tipo de fundação superficial tendo forma de uma laje de concreto apoiada sobre o solo, podendo ter espessura variada e elementos de enrijecimento. De acordo com Vilela (2016), a utilização deste tipo de fundação no Brasil está associada à obras de interesse social e que é uma solução recomendada para solos com baixa capacidade de carga e estruturas de pequeno porte. Isto pode ser corroborado no trabalho de Bell (1985), onde comenta-se que as fundações em radier tornam-se viáveis economicamente quando o terreno possui um solo de baixo suporte ou onde os recalques diferenciais devem ser mínimos.

Quando tratamos da análise de um radier, é fundamental que se conheça as suas recomendações construtivas além de todos os seus aspectos de projeto, que são estes: a sua classificação, interação solo-estrutura e modelos de cálculos empregados.

2.3.2 Recomendações construtivas

Almeida (2001), sugere que o subleito deva proporcionar uma condição de suporte firme para o radier, mesmo quando o subleito estiver molhado, caso isto não seja possível, deve-se utilizar brita graduada. Outra questão importante, seria a adoção de juntas de dilatação para evitar o aparecimento de fissuras devidas à variação da temperatura, o que pode ser percebido com facilidade em áreas maiores de laje que não tenham estas juntas.

No trabalho de Dória (2007), são citados alguns cuidados que devem ser tomados na execução, para proporcionar um correto desempenho da estrutura de fundação. Dentre estes cuidados, podemos citar que o solo deve ser corretamente compactado e seus valores devem ser confirmados por ensaios, de modo que possa constatar se está de acordo com o especificado em projeto. Além disto, o autor sugere que sejam colocadas formas para fechar completamente o contorno do radier antes da concretagem, sem falar que as instalações elétricas e hidrossanitárias devem estar locadas sob a laje de fundação, com suas passagens devidamente posicionadas através da laje. Outro cuidado importante que se deve ter antes da concretagem, é a aplicação de uma manta plástica para isolar o terreno do concreto. Algumas das medidas citadas podem ser observadas na figura 9.

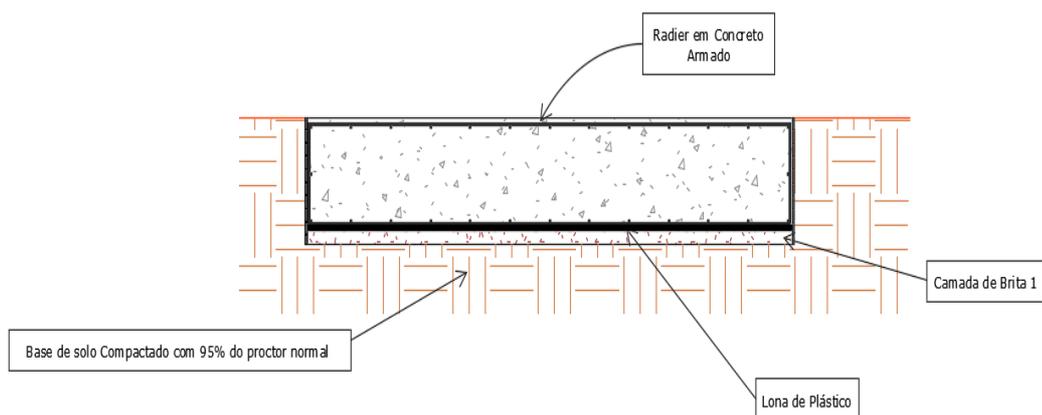


Figura 9 – Detalhes construtivos de um radier (Próprio autor)

Os detalhes construtivos são fundamentais para assegurar o correto desempenho das estruturas, sendo que no caso das fundações, particularmente no caso do radier, a não observância destes cuidados podem acarretar em graves patologias que se manifestarão no decorrer da vida útil das edificações.

2.3.3 Classificação das fundações do tipo radier

Segundo Dória (2007), o radier pode ter várias classificações, dentre elas, as que tem mais destaque são a sua classificação quanto à sua geometria, quanto à sua rigidez à flexão e quanto à tecnologia utilizada. Quando a sua geometria é analisada, pode-se dizer que temos o radier liso, com pedestais, nervurados e do tipo caixão.

O radier liso é o que mais se tem facilidade para executar em função da sua forma e são os mais utilizados em função desta facilidade. É muito comum ver este tipo de radier como fundação de edificações de pequeno porte e porte médio, além de estruturas do tipo *Light Steel Framing*. Esta fundação pode ser observada na figura 10.

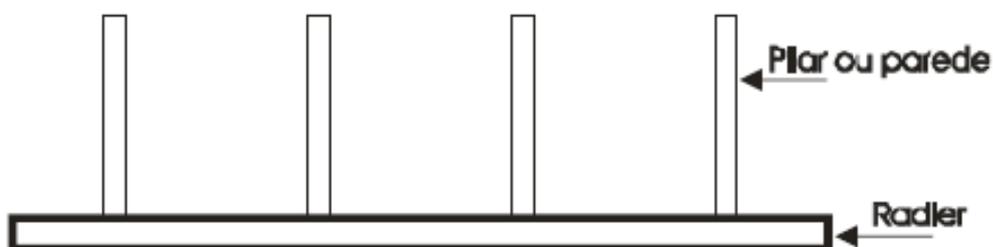


Figura 10 – Radier liso (Dória 2007)

O radier com pedestais também pode ser chamado de radier com cogumelos e assemelha-se ao tipo de laje cogumelo. Nesta classificação de radier, os pedestais tem a função de aumentar a rigidez na região do apoio dos pilares, melhorando a resistência à flexão do conjunto da laje e também contribuindo com a melhoria da resistência ao esforço cortante. Os pedestais podem ser superiores ou inferiores, sendo que os inferiores são preferidos sempre que possível, pois além de sua forma poder ser executada na escavação, permite que a superfície do piso superior fique lisa. Este tipo de radier pode ser observado na figura 11.

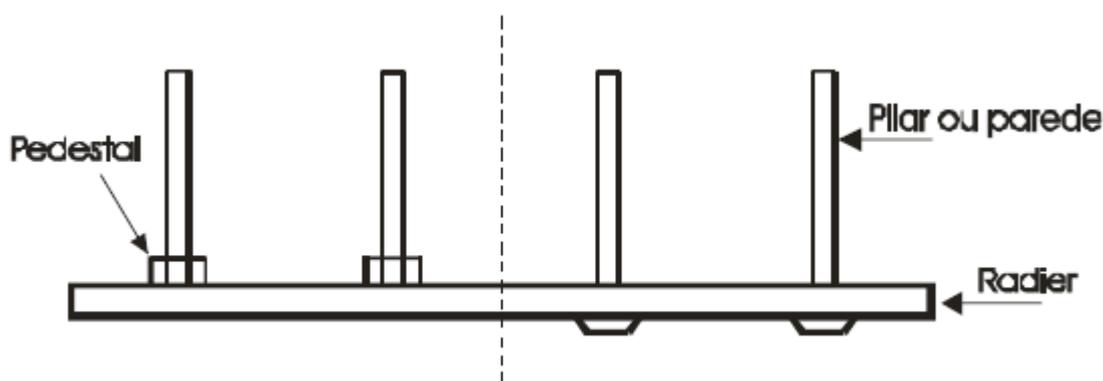


Figura 11 – Radier com pedestais ou cogumelos (Dória 2007)

Têm-se que os tipos de radier que apresentam nervuras principais e secundárias, são chamados de nervurados. As nervuras são elementos estruturais do radier que se assemelham geometricamente com vigas baldrame, podendo ser executados na superfície superior ou inferior, de maneira análoga ao que acontece que o tipo com pedestais. Sempre que possível opta-se pela solução com nervuras na superfície inferior da laje de fundação, pois desta forma pode-se executar as nervuras durante a escavação, enquanto que as nervuras superiores necessitariam que o nicho entre elas seja preenchido para permitir o nivelamento do piso. O último tipo de radier, quanto à sua geometria, é o caixão. Este tipo de fundação apresenta uma rigidez muito elevada quando comparado com os outros tipos expostos anteriormente. Estes dois tipos de radier podem ser vistos nas figuras 12 e 13.

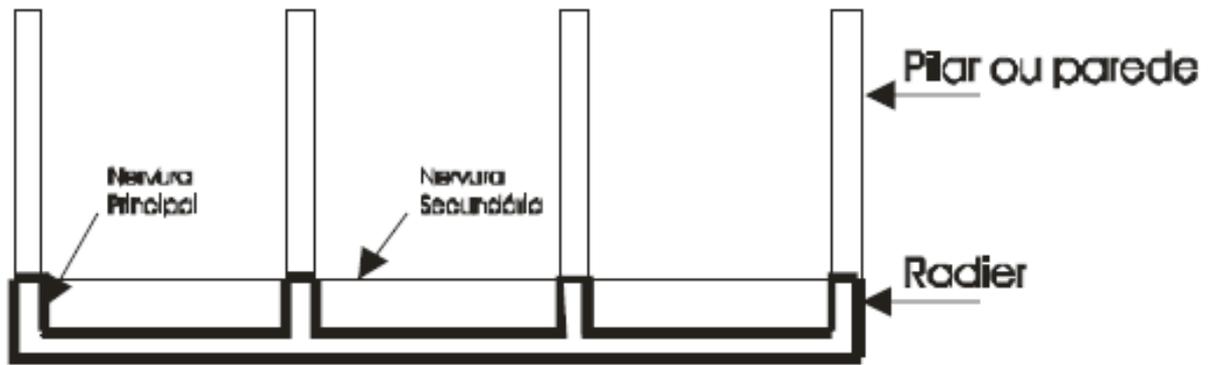


Figura 12 – Radier com nervuras (Dória 2007)

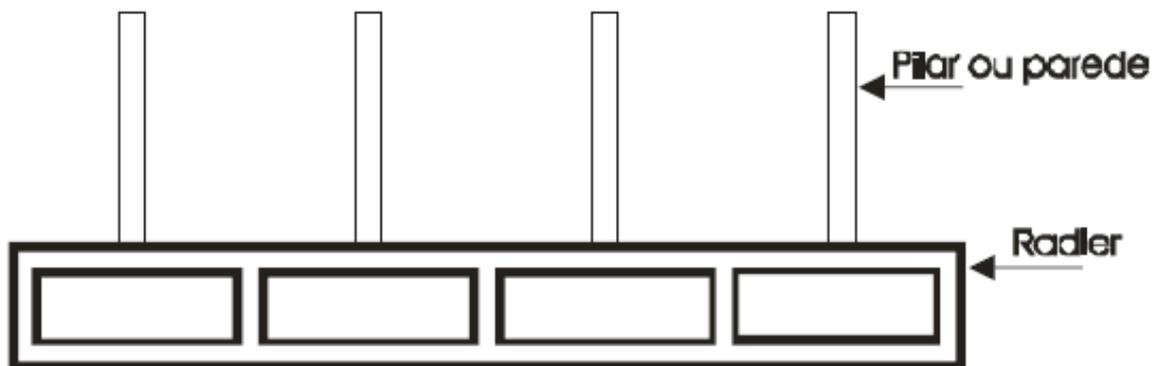


Figura 13 – Radier tipo caixa (Dória 2007)

Estas são as principais classificações das fundações do tipo radier com relação à sua geometria. Outra classificação importante, é a consideração da rigidez à flexão. Segundo o ACI (American Concrete Institute), pode-se adotar dois critérios para este tipo de classificação. O primeiro deles é observar o espaçamento entre os pilares. Esta relação pode ser observada através da fórmula a seguir:

$$l \leq \frac{1,75}{\sqrt[4]{\frac{K_v \cdot b}{4 \cdot E_c \cdot I}}} \text{ (eq. 17)}$$

Onde:

l - é o espaçamento entre pilares;

b - é a largura da faixa de influência entre os pilares;

K_v - é coeficiente de reação vertical para a estaca;

I - é a inércia à flexão da seção transversal do radier;

E_c - é o módulo de elasticidade do concreto;

A segunda condição mencionada pelo ACI (American Concrete Institute), é que a variação entre as cargas e o espaçamento entre pilares não podem ser superiores a 20%. Desta forma, para considerar um radier como rígido, ambas as condições devem ser atendidas. Esta classificação tem influência no processo de cálculo e dimensionamento da fundação. Caso seja considerado como rígido, o seu dimensionamento será feito como um corpo rígido, ou seja, os deslocamentos relativos no elemento são desprezíveis, enquanto se o radier for considerado flexível, os deslocamentos relativos entre os pontos da fundação passam a ser consideráveis.

Outra consideração sobre a classificação do radier é que eles podem se classificar quanto a sua tecnologia, em radier em concreto armado ou radier em concreto protendido. Ambas as técnicas já são utilizadas no Brasil, sendo que de acordo com Cauduru (2000), a obra pioneira no Brasil de um radier protendido com cordoalhas engraxadas foi executada em Fortaleza para um edifício residencial no ano de 1999.

As diferenças entre estes dois tipos de radier, basicamente são retratadas pela diferença destas duas tecnologias. O concreto armado possui uma mão de obra mais difundida pelo país, ao passo em que o concreto protendido requer uma mão de obra mais especializada. Outro ponto favorável ao concreto armado é que o valor do aço passivo é mais barato do que o aço ativo, entretanto, dependendo de cada caso o concreto protendido pode compensar em muitos casos em termos de custos, principalmente no que se refere ao volume de concreto.

Outro ponto interessante de ser levantado é a vantagem do sistema protendido em relação ao de concreto armado no que se diz respeito à abertura de fissuras. O concreto protendido pode fazer com que não haja abertura de fissuras em função de submeter a estrutura de concreto a um estado prévio de tensões. Isto pode ser um ponto muito importante em obras como reservatórios ou tanques para armazenamento de combustível. A seguir pode-se observar as duas tecnologias mencionadas anteriormente, através das figuras 14 e 15.



Figura 14 – Radier em concreto armado (Rudini Rodarte Arquitetura & Construções)



Figura 15 – Radier em concreto protendido (Cauduru 2000)

2.3.4 Modelos de cálculo

Velloso e Lopes (2014), dizem que em função do parâmetro de rigidez do radier, ou seja, se ele é classificado como rígido ou flexível, existem diferenças no seu processo de dimensionamento, uma vez em que a estrutura da fundação é tratada como elemento rígido ou flexível. Em seu trabalho, Gupta (1997) considera o radier como uma laje onde a pressão do solo varia linearmente como uma pressão exercida de baixo para cima e distribuída uniformemente.

Todas as hipóteses estudadas por Gupta (1997) partem da consideração de uma fundação com rigidez infinita e onde há o equilíbrio das forças atuantes nas duas direções do radier. Além disto, não é feita nenhuma consideração a respeito da compatibilidade entre as deformações do solo e da estrutura. Como considera-se que a tensão varia linearmente sobre o radier, pode-se admitir a seguinte expressão para a tensão resultante:

$$\sigma = \frac{\sum P}{A} \pm \sum P \cdot \frac{e_y}{I_x} \cdot y \pm \sum P \cdot \frac{e_x}{I_y} \cdot x \quad (eq. 18)$$

Onde:

ΣP - é o somatório do carregamento axial de todos os pilares, no nível da fundação;

A - é a área do radier;

e_x - é a excentricidade no eixo x do carregamento resultante em relação ao eixo y do centro geométrico do radier;

e_y - é a excentricidade no eixo y do carregamento resultante em relação ao eixo x do centro geométrico do radier;

I_x - é a inércia à flexão da seção transversal do radier em relação ao eixo x;

I_y - é a inércia à flexão da seção transversal do radier em relação ao eixo y;

x - é a coordenada do centro de gravidade no eixo x do radier;

y - é a coordenada do centro de gravidade no eixo y do radier.

A tensão encontrada deve ser comparada com a tensão admissível do solo em questão, para saber se a capacidade suporte será o suficiente para a fundação proposta. O próximo

passo é estabelecer as faixas de análise nas direções x e y do radier, podendo basear-se nas áreas de influência dos respectivos pilares, como pode ser observado na figura 16.

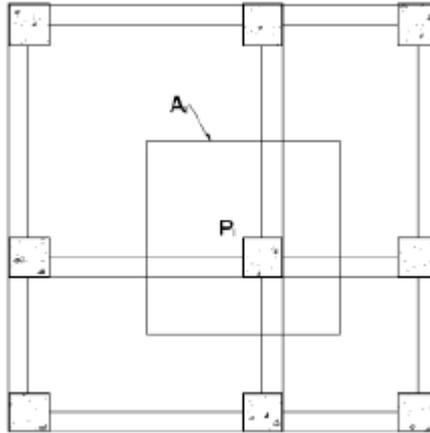


Figura 16 – Área de influência dos pilares em um radier (Vilela 2016)

O passo seguinte da análise seria estabelecer o modelo de cálculo para as faixas analisadas, podendo ser visualizado na figura 17. Neste modelo idealiza-se a pressão do solo se contrapondo às reações dos pilares. Após definido o modelo estrutural, procede-se com a análise dos diagramas de momento fletor e esforço cortante, conforme figura 18, para que em seguida possam ser definidas as armaduras da laje apoiada sobre o solo.

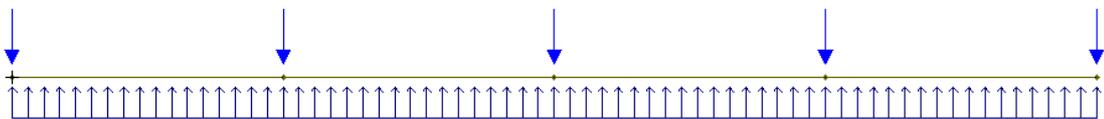


Figura 17 – Modelo estrutural para a análise do radier (Próprio autor)

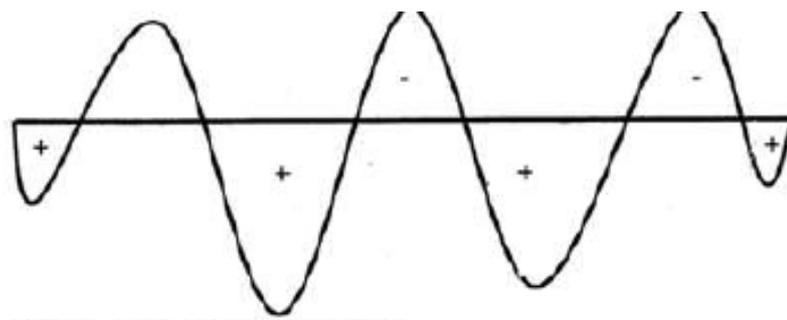


Figura 18 – Momentos fletores no radier (Silva *et al* 2003)

Este método de análise para radier rígido é reconhecido como satisfatório pela literatura que trata a respeito do assunto. Outra consideração importante é que alguns autores, como exposto no trabalho de Gupta (1997), relatam que esta análise possa ser perigosa por não levar em conta os efeitos do recalque diferencial e da variação de pressão no solo. Desta forma, para se levar em conta estes fatores, deve-se recorrer a outros métodos de análise, que são utilizados para o radier do tipo flexível.

Dentre os principais métodos de análise do radier do tipo flexível, pode-se citar a analogia por grelhas e o método dos elementos finitos. A análise de lajes pela analogia de grelhas já é amplamente difundido e validado pela literatura, este modelo consiste em substituir a laje por elementos de grelha, representados por barras. Cada uma destas barras representa um trecho da laje analisada com suas respectivas propriedades geométricas e mecânicas.

Como o radier constitui uma laje apoiada sobre o solo, pode-se tomar como base a hipótese de Winkler e o método de analogia por grelhas, exposto na figura 19, para realizar a análise deste tipo de fundação. No processo de discretização da malha da grelha, cada nó deverá ser vinculado a um apoio elástico para que a deformabilidade do solo possa ser representada e levada em consideração nos cálculos.

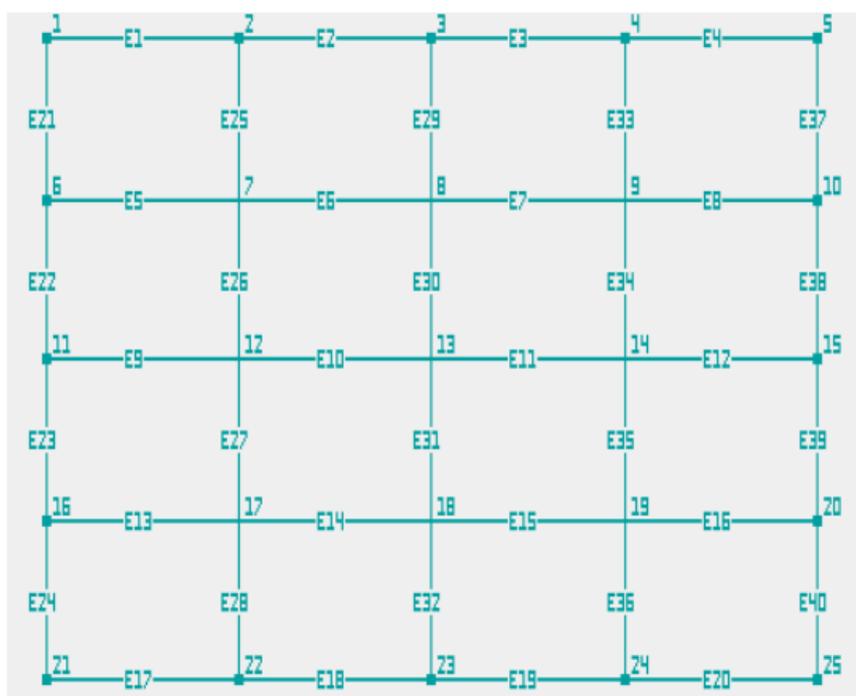


Figura 19 – Grelha equivalente para análise estrutural (Silva *et al* 2003)

Na análise do radier por meio da analogia de grelhas, não existe uma malha ideal em função das diferentes geometrias e carregamento que podem haver em cada caso analisado. Entretanto, segundo Hambly (1976), alguns critérios podem ser levados em conta na discretização da grelha. O autor cita que quanto mais discretizada for a malha, mais precisos serão os resultados, desta forma, recomenda que a malha não tenha um espaçamento superior a duas ou três vezes a espessura da laje apoiada sobre o solo.

Em regiões com uma grande concentração de esforços, é recomendado adotar uma largura de malha que não seja superior a três ou quatro vezes a espessura do radier, sendo que os espaçamentos da grelha nas duas direções não devem ser muito diferentes, para que haja uma distribuição uniforme dos carregamentos.

No processo de adoção dos carregamentos nas barras da grelha, pode-se adotar um carregamento uniformemente distribuído ou concentrado. O importante é observar que em ambos os tipos de carregamento, leva-se em conta o conceito de área de influência das barras ou dos nós, respectivamente. Uma próxima etapa do processo é a definição das propriedades geométricas e mecânicas das barras.

As propriedades mecânicas necessárias para a análise são obtidas do próprio concreto, como os seus módulos de elasticidade longitudinal e transversal, sendo que este último pode ser obtido através da relação do módulo de elasticidade longitudinal com o coeficiente de Poisson do mesmo material, dado pela teoria da elasticidade:

$$G = \frac{E_c}{2(1 + \nu)} \quad (eq. 19)$$

Onde:

G - é o módulo de elasticidade transversal do concreto;

E_c - é o módulo de elasticidade longitudinal do concreto;

ν - é o coeficiente de Poisson.

As propriedades geométricas das barras da grelha podem ser obtidas através da própria área de influência definida, onde pode-se retirar a largura da faixa e a espessura da laje (conforme a figura 20 deste trabalho), podendo obter os momentos de inércia e de torção através das seguintes fórmulas:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \text{ (eq. 20)}$$

$$J = \frac{3 \cdot b \cdot h^3}{10 \cdot (b^2 + h^2)} \text{ (eq. 21)}$$

Onde:

I - é o momento de inércia à flexão;

J - é o momento de inércia à Torção;

B - é a largura da faixa analisada;

h - é a espessura do radier.

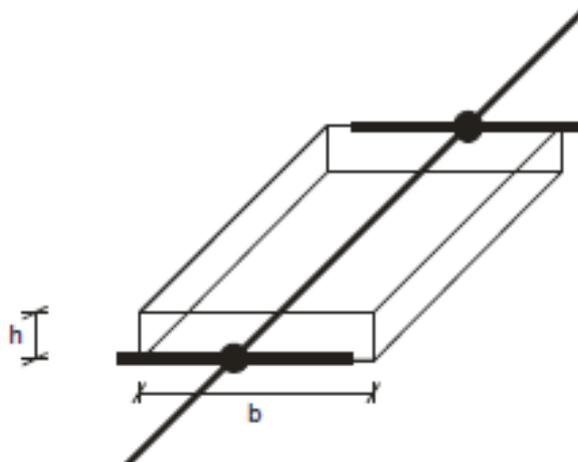


Figura 20 – Faixa de análise da barra da grelha (Dória 2007)

Vale aqui ressaltar que os esforços obtidos através da analogia de grelhas são os momentos fletores, esforços cortantes e momentos torçores. Além disto a consideração das vinculações elásticas sob os nós é feita através da consideração do coeficiente de reação vertical da mesma forma como foi exposto no capítulo 2 deste trabalho.

Outro método de análise deste tipo de fundação é através do método dos elementos finitos (MEF), sendo que neste método pode-se considerar o solo como um conjunto de molas (conforme a hipótese de Winkler), ou considera-se o solo com um sólido no processo de modelagem.

Neste método, costuma-se discretizar a estrutura analisada em triângulos ou quadriláteros, de modo em que são impostas condições de compatibilidade de deslocamentos e rotações nos nós dos elementos adjacentes. Este método consiste no emprego de funções aproximadas para representar os deslocamentos de cada elemento. Ao adotar o método baseado na hipótese de Winkler, se recorre a teoria exposta no capítulo 2 deste trabalho para poder simular o comportamento do solo sob o radier através da consideração de molas como sistemas de apoio da laje. Segundo Ribeiro (2010), no caso de adotar o método dos elementos finitos considerando o solo como sólido, este material deve ser analisado como um semiespaço elástico linear simulado através de um elemento sólido tridimensional composto por 8 nós.

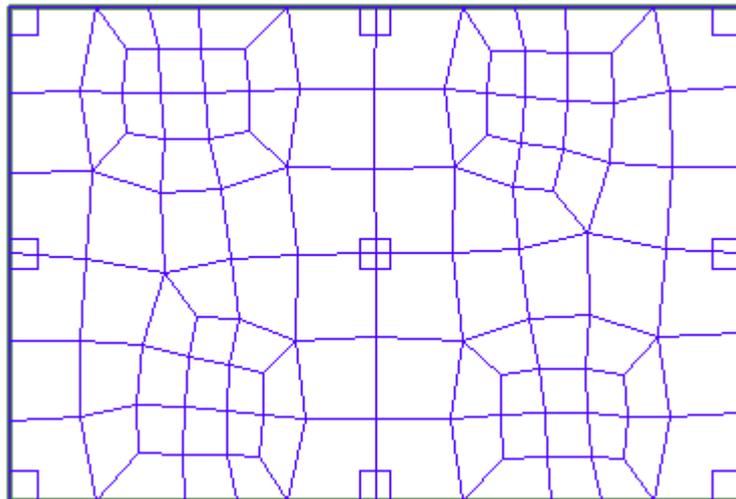


Figura 21: Discretização da malha para análise por meio do método dos elementos finitos (Próprio autor)

3. MATERIAIS E MÉTODOS

No presente trabalho buscou-se inicialmente fazer um estudo de caso em uma obra residencial, onde foi necessário a adoção de um radier estaqueado em função de um erro de locação. Este caso inicial servirá para expor e analisar as premissas utilizadas em um cálculo deste tipo de fundação, contemplando a sua modelagem no "software Adapt Builder" e as planilhas com as considerações de cálculo feitas na análise das estacas.

Na próxima etapa deste trabalho, verificou-se mais três projetos, que são: Edifício "Minakos" do complexo Ilhas Gregas; Base para os tanques metálicos de armazenamento de água na Base de Distribuição Cruzeiro do Sul - AC - BASUL II; e Base do castelo de água do condomínio "L'acqua Residenza". Durante esta fase foi possível estudar o comportamento da fundação do tipo radier estaqueado funcionando em diferentes situações e aplicações. Para a realização das análises e modelagens destes três projetos foi utilizada a versão profissional do "software Cypecad v.19".

3.1 EDIFICAÇÃO RESIDENCIAL NO CONDOMÍNIO MARINA RIO BELLO

A obra em questão fica localizada no condomínio de lotes da Marina Rio Bello, no Bairro da Ponta Negra, tendo as seguintes coordenadas: $3^{\circ}2'9,35''S$ de latitude e $60^{\circ}5'36,43''O$ de longitude. O condomínio foi entregue pela incorporadora Civil Corp, onde cada proprietário fica responsável pela construção de sua casa. O projeto estrutural da edificação foi concebido pelo Engenheiro Civil Renato Acriz, sendo que o projeto de fundações já conta com uma solução alternativa para a obra.

A residência em questão possui 5 níveis distintos que correspondem ao nível da fundação dos pilares da piscina, nível do subsolo, nível do pavimento térreo, pavimento superior e laje de cobertura, onde a planta de locação pode ser observada na figura 22. As respectivas cotas de cada pavimento, de acordo com o projeto estrutural, são as seguintes: 1,00m; 1,50m; 4,62m; 8,34m e 11,76m.

O sistema de fundação adotado foi com os pilares arrancando das vigas baldrames e estas transferindo os esforços solicitantes para as estacas. No modelo de cálculo, não foi considerado a contribuição da rigidez do solo no sistema e desta forma, as vigas foram consideradas como vigas aéreas e as estacas foram modeladas como pilares circulares.

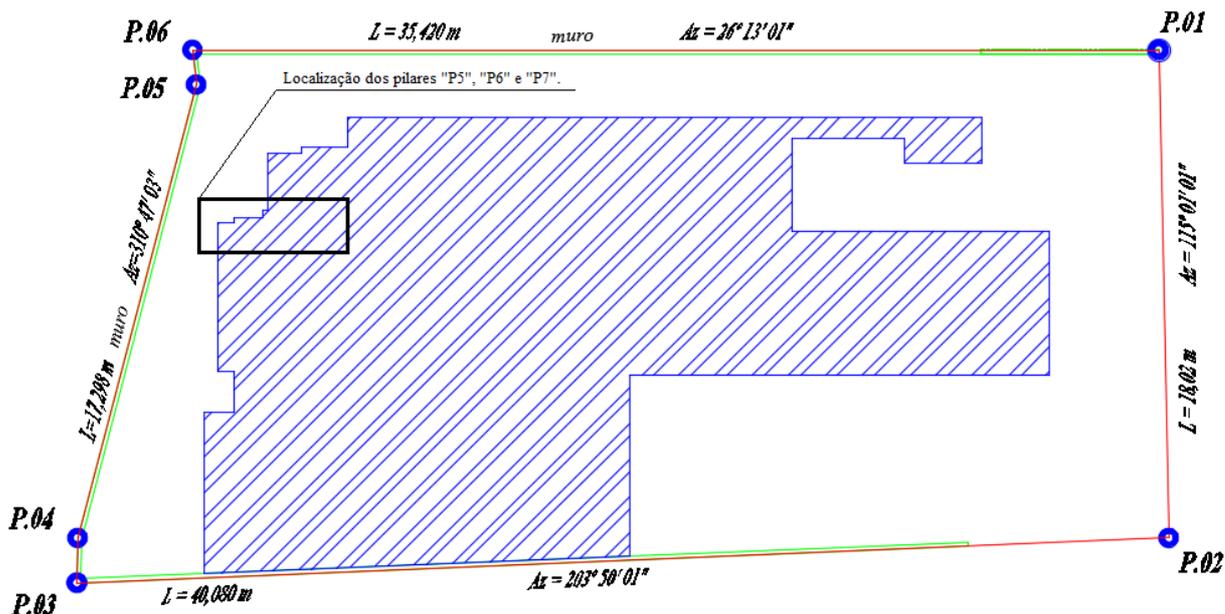


Figura 22: Localização da área construída no lote do condomínio (Próprio autor)

Durante as etapas da obra verificou-se a locação errada das estacas da fundação dos pilares P5, P6 e P7. Os pilares acabaram ficando muito próximos das estacas E11 até a estaca E17, o que acabou aumentando a carga no topo de algumas destas estacas, tornando inviável a sua utilização em função da capacidade de carga das mesma. Quando o erro foi verificado, as escavações já haviam sido realizadas e as estacas concretadas. A forma de como deveria ficar a fundação com a locação correta, pode ser visualizada na figura 23; enquanto que a forma com a qual ficaria a estrutura caso fosse executada com a locação errada das estacas, pode ser visualizada por meio de figura 24.

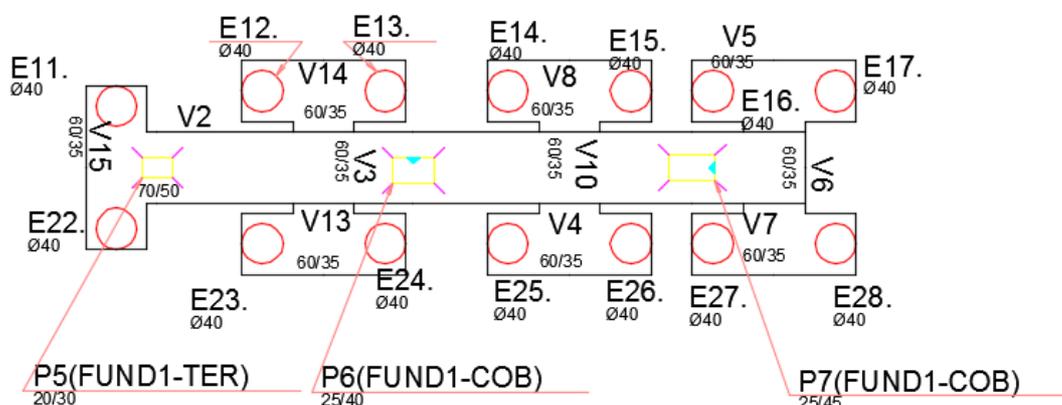


Figura 23:

Figura 23: Correta locação da fundação (Próprio autor)

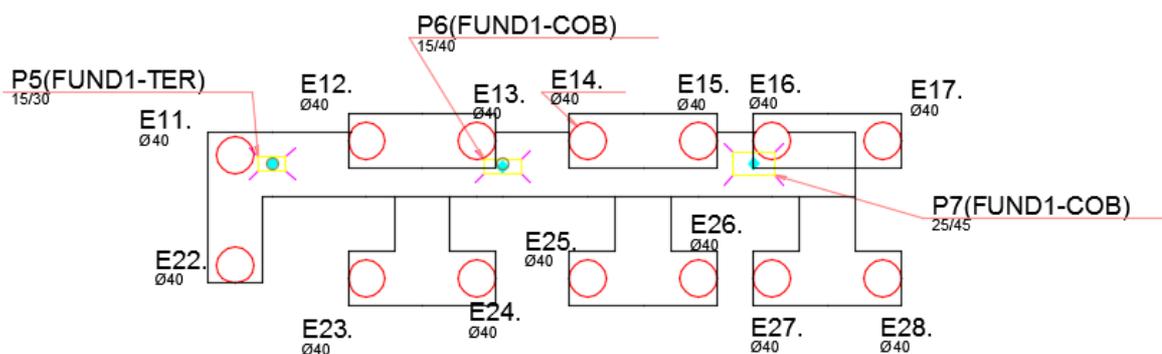


Figura 24: Localização da fundação de maneira errada (Próprio autor)

Seria necessário adotar alguma medida de intervenção para solucionar o problema, sem comprometer o andamento da obra e nem estrapolar demais o orçamento. Desta forma, optou-se por adotar a realização de um radier nesta região, englobando as estacas e aproveitando as esperas das estacas. Entretanto a análise da fundação deveria ser feita considerando as propriedades mecânicas do solo para estimar a parcela do carregamento que estaria sendo distribuídos para as estacas.

Desta forma, foi realizada a análise do radier conforme a metodologia exposta na revisão bibliográfica deste trabalho, onde foi utilizado o "software Adapt Builder" para o cálculo dos esforços por meio do método dos elementos finitos. Nas considerações para o cálculo do radier estaqueado não foi levado em conta toda verificação da estrutura e o comportamento da mesma após a análise dos recalques apresentados. Nesta primeira análise do trabalho foi exposto todo o processo de modelagem da estrutura de fundação, assim como as considerações feitas ao seu respeito. As dimensões adotadas para o radier podem ser verificadas na figura 25.

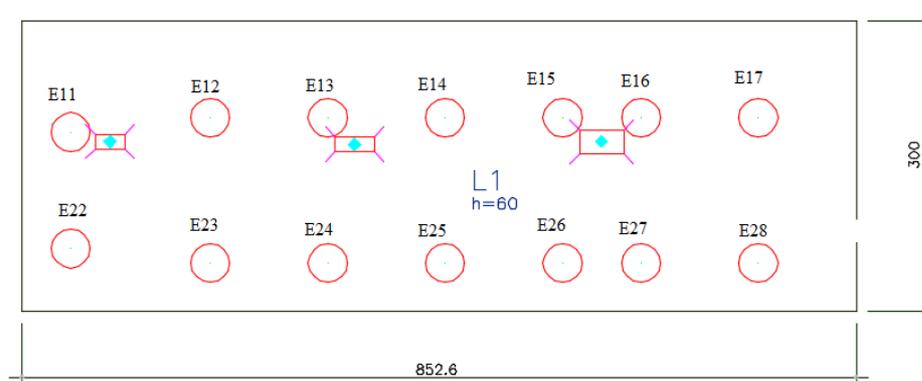


Figura 25: Dimensões para o radier analisado (Próprio autor)

A laje de fundação foi modelado como um elemento de placa sobre apoios elásticos que levaram em conta a hipótese de Winkler, ao passo em que as estacas foram consideradas como barras sujeita aos esforços transmitidos através do radier. Para considerar a interação estaca-solo, necessitou-se determinar os recalques estimados para cada uma delas e assim determinar o coeficiente de reação vertical para cada metro da estaca.

Os dados necessários para se iniciar as análises foram os resultados obtidos através do ensaio SPT. Tendo posse destes dados foi possível conhecer o perfil do solo no local e também correlacionar os valores do ensaio com as propriedades mecânicas destes solos, como por exemplo, o seu módulo de deformabilidade e os parâmetro α e k do método Aoki-Velloso, utilizados para o cálculo da capacidade de carga das estacas. Através da tabela 2 deste trabalho, também foi possível correlacionar os valores obtidos no ensaio para estimar o coeficiente de reação vertical para o elemento de placa. O resultado da sondagem pode ser visualizado na figura 26.

Para complementar a modelagem da fundação, foi necessário conhecer a capacidade de carga das estacas e por isso, utilizou-se o método Aoki-Velloso (já exposto neste trabalho). Em uma primeira análise para a obtenção dos carregamentos nas estacas, considerou-se as barras com uma vinculação indelocável verticalmente. Com os carregamentos obtidos, pôde-se estimar o recalque esperado para as estacas, entretanto ainda seria necessário encontrar os coeficientes de reação vertical para cada metro da estaca, com o objetivo de tornar a modelagem o mais próximo possível da realidade.

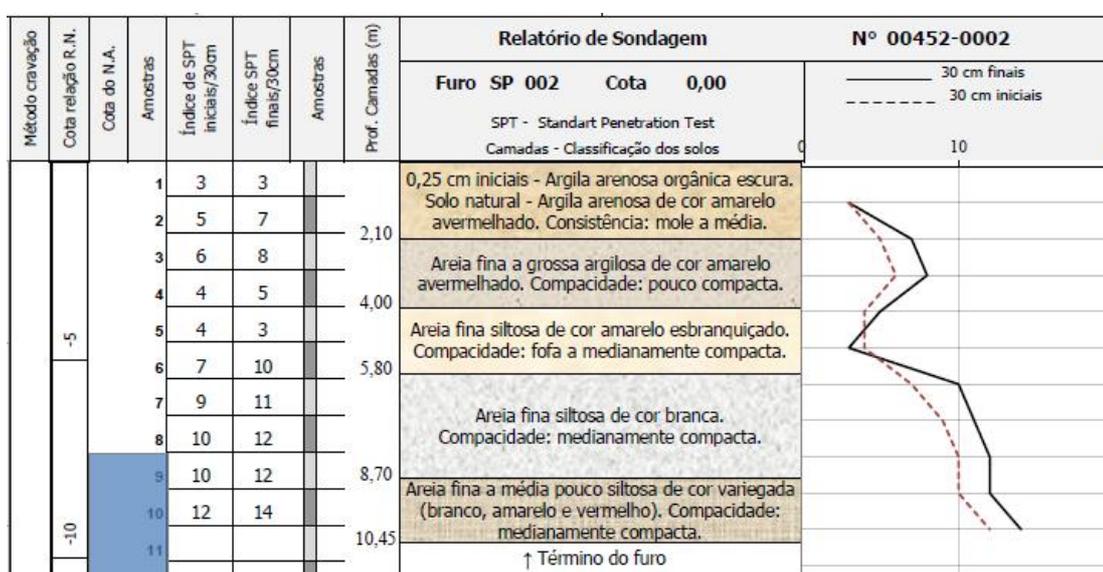


Figura 26: Relatório de sondagem (Próprio autor)

De posse da resistência lateral média em cada camada, do recalque total sofrido por cada estaca e a área da seção transversal desta, pôde-se estimar o coeficiente de reação vertical para cada metro de cada uma das estacas do radier. Em seguida iniciou-se um novo cálculo considerando todos os coeficientes de reação vertical adotados para que fossem obtidos os novos esforços no topo das estacas.

O critério adotado foi o de Chamecki (1954), onde os valores do recalque e carregamentos verticais estabilizam-se quando convergem para uma diferença menor do que 5%. Estes foram os passos adotados para a utilização do radier estaqueado nesta situação, tendo como principal objetivo demonstrar o processo de cálculo adotado. Os resultados obtidos serão expostos mais adiante neste trabalho, assim como todos as tabelas e parâmetros adotados.

O modelo de cálculo adotada para este estudo pode ser visualizado na figura 27, que apresenta uma elevação da fundação. Através da imagem é possível perceber a laje de fundação (representada em verde) apoiada sobre molas de superfície (representada pela cor magenta, logo abaixo da laje); enquanto que as estacas (representadas em azul) possuem um coeficiente de mola pontual ao final de cada metro analisado (coeficiente de mola pontual também está representado através da cor magenta).

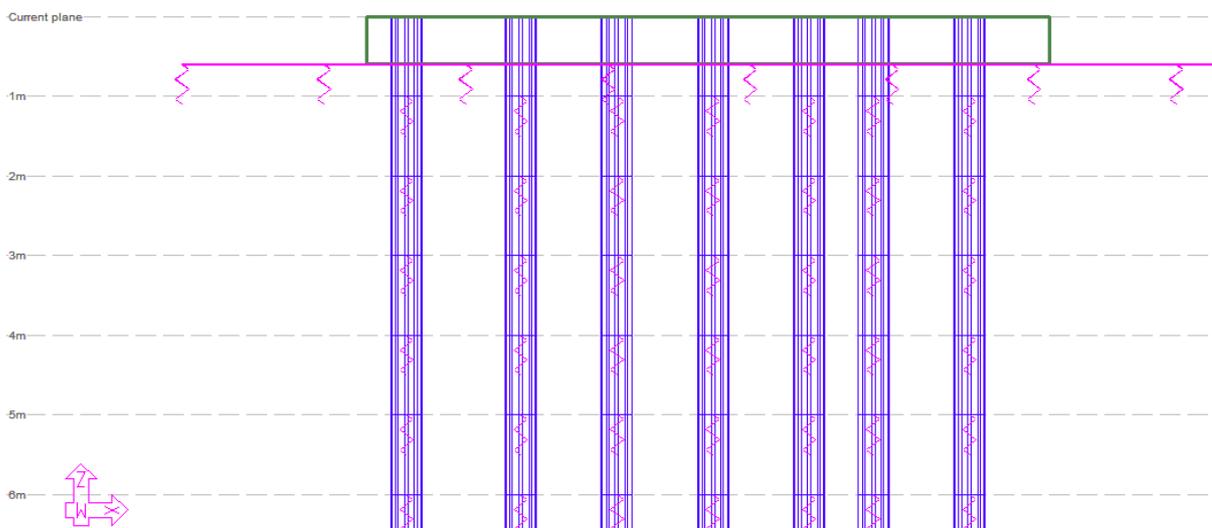


Figura 27: Modelo de cálculo da fundação adotada (Próprio autor)

Nas figuras 28 a 30 podem ser visualizadas algumas imagens da obra em questão, de forma que seja possível ter um melhor entendimento e compreensão da sua situação real. A

figura 28 apresenta uma visão geral do canteiro de obras, enquanto que a figura 29 mostra a armação de um dos pilares e de uma das vigas baldrâmes; já a figura 30, mostra o local onde ocorreu o erro de locação das estacas na obra.



Figura 28: Canteriro de obras atual (Próprio autor)



Figura 29: Armação de pilar e viga baldrâme (Próprio autor)



Figura 30: Local onde houve o erro de locação na obra (Próprio autor)

3.2 FUNDAÇÃO DOS TANQUES METÁLICOS DE ARMAZENAMENTO DE ÁGUA NA BASE DE DISTRIBUIÇÃO CRUZEIRO DO SUL - AC - BASUL II

Este projeto foi realizado pelo Engenheiro Civil Marcus Vinícius de Vasconcelos Paiva para a Base de Distribuição Cruzeiro do Sul no Acre, e foi solicitado pela Petrobrás Distribuidora S.A.

A fundação foi projetada para atender as solicitações de um tanque metálico para o armazenamento de água com 13,36m de diâmetro, contanto com um volume total de 1.940m³. No projeto foi considerado o peso específico da água, que é de 1 tf/m³, sendo assim, foi possível encontrar a altura "H" do tanque e posteriormente o seu carregamento distribuído sobre a superfície da base, denominado de "q". Este processo pode ser verificado a seguir:

$$A = \pi r^2 \rightarrow H = V/A \rightarrow H = 1940/\pi \cdot [(13,36/2)^2] \rightarrow H = 13,85m \text{ (eq. 22)}$$

$$q = H \cdot \rho_{\text{água}} \rightarrow q = 13,85 \text{ tf/m}^2 \text{ (eq. 23)}$$

A fundação foi concebida para funcionar como um conjunto de radier e tubulão e sua forma pode ser observada através da figura 31. O modelo de cálculo que foi empregado pelo

responsável do projeto, consiste em considerar que a laje de fundação está apoiada sobre vigas anelares e radiais, enquanto que as vigas estariam apoiadas nos tubulões.

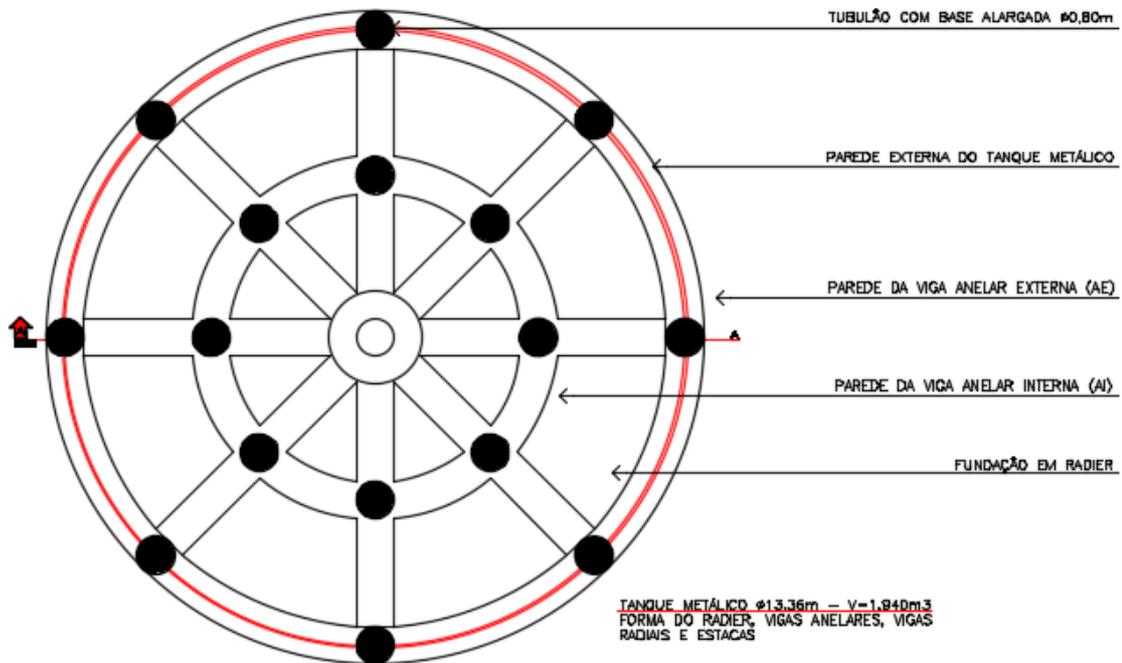


Figura 31: Forma original do tanque de armazenamento (Próprio autor)

É importante salientar que neste modelo adotado, desconsiderou a influência do solo como camada de suporte, sendo desta forma um modelo mais conservador, entretanto, está a favor da segurança. Foi refeito o modelo original de cálculo, com as mesmas considerações que foram utilizadas no projeto original, tal medida foi adotada para permitir a validação dos resultados obtidos, sendo que o modelo 3D da fundação pode ser visualizado na figura 32.

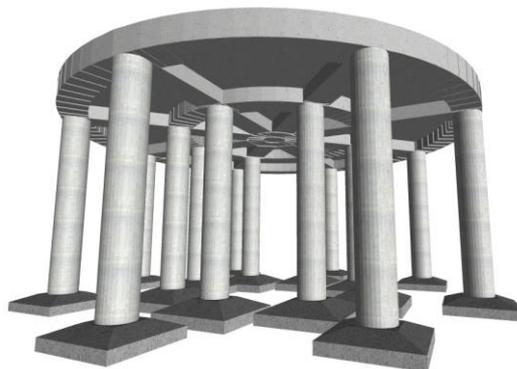


Figura 32: Visualização 3D da fundação (Próprio autor)

O "software" utilizado foi o "Cypecad", um software de análise e projeto que realiza os cálculos por meio do método dos elementos finitos. A laje é modelada como uma placa, enquanto que os tubulões e as vigas são modeladas por meio de elementos de barra. Os tubulões foram considerados como pilares circulares engastados em sua base e no anel mais interno da laje de fundação têm-se um rebaixo na laje de 40cm (método adotado para permitir a realização do sistema de drenagem. O modelo original conta com tubulões com diâmetro do fuste igual a 80cm; vigas anelares que passam pelas estacas com dimensões de 80cm de largura por 60cm de altura; viga anelar mais interna com dimensões de 60cm de largura por 60cm de altura; vigas radiais com dimensões de 80cm de largura por 60cm de altura; e uma laje com espessura de 20cm.

A cota de assentamento da base do tubulão foi à 6m de profundidade e teve-se como base para as análises, o relatório de sondagem realizado no dia 12/04/2011 pela empresa O.P - Engenharia Técnica LTDA. A sondagem considerada foi a do furo S-10 que pode ser visualizada na tabela 12, desta forma, verificou-se que a tensão admissível na base do tubulão corresponde ao valor de 3,65 kgf/cm².

Profundidade	N _{spt} (últimos 30cm)	Classificação do solo
1	6	Argila arenosa
2	9	Argila arenosa
3	13	Argila arenosa
4	14	Argila arenosa
5	16	Argila siltosa
6	19	Argila siltosa
7	16	Argila silto-arenosa
8	18	Argila silto-arenosa
9	19	Argila siltosa
10	20	Argila siltosa
11	22	Argila
12	24	Argila
13	27	Argila
14	25	Argila
15	26	Argila
16	29	Silte areno-argiloso
17	31	Silte areno-argiloso
18	30	Silte areno-argiloso
19	20	Areia siltosa
20	27	Areia siltosa
OBS:	N.A não encontrado	

Tabela 11: Sondagem do furo S-10 para o projeto BASUL II (Próprio autor)

O próximo passo foi utilizar o modelo original considerando a influência da rigidez do solo em seu dimensionamento, ou seja, todas as dimensões do projeto foram mantidas, acrescentou-se somente apoios elásticos para a laje de fundação e também para as bases dos tubulões.

Como já foi mencionado no decorrer do trabalho, o coeficiente de reação vertical foi calculado por meio da hipótese de Winkler e foi considerada a correlação do N_{spt} com o valor da reação vertical, conforme a tabela 2. No caso da laje de fundação, considerou-se o valor do N_{spt} encontrado logo na cota de assentamento (mesmo com a consideração da rigidez do solo, fica-se a favor da segurança por se tratar de um valor menor do que a média compreendida entre o bulbo de tensões). Desta forma, a tensão admissível tem o valor de $1,2 \text{ kgf/cm}^2$, enquanto que o coeficiente de reação vertical possui o valor de $2,56 \text{ kgf/cm}^3$. No lançamento do radier no "software", é necessário informar os dados como a espessura do radier (expressa em "cm"), a tensão admissível adotada (expressa em " kgf/cm^2 ") e o coeficiente de reação vertical (expresso em " tf/m^3 "), como pode ser observado na figura 33.

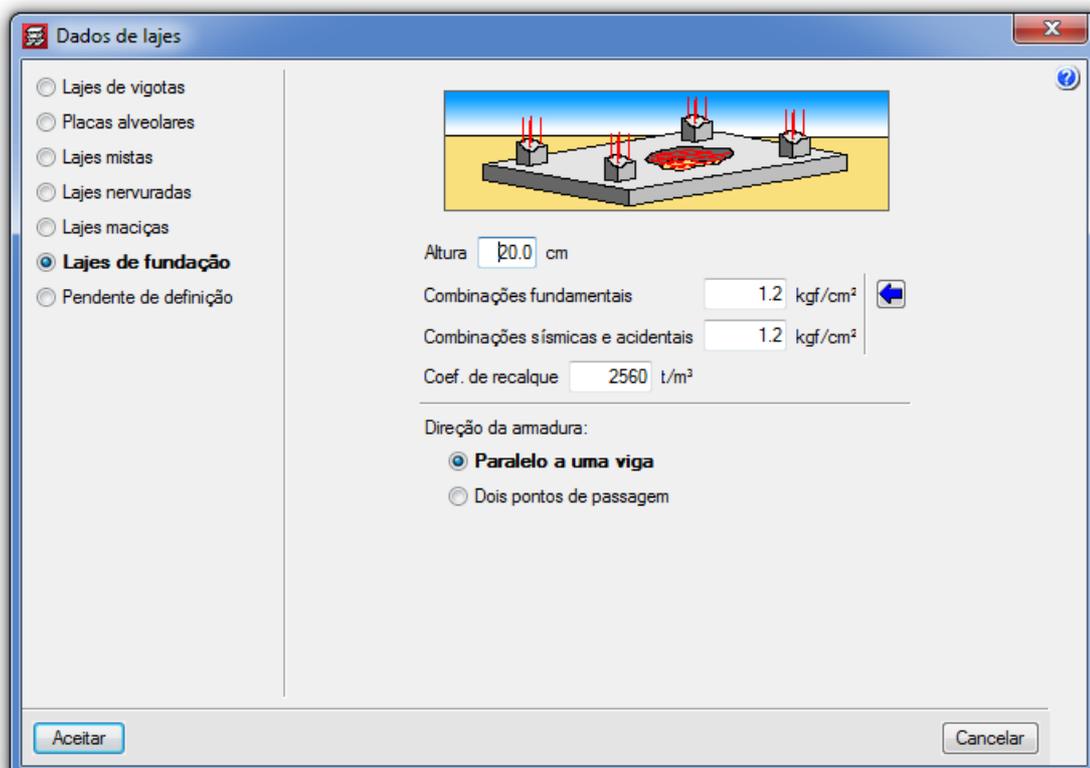


Figura 33: Interface do "Cypecad" para o lançamento do radier (Próprio autor)

A mesma consideração foi feita para as vigas de fundação, onde foi adotado como critério de projeto a utilização da resistência do solo na cota de assentamento. Desta forma, os valores de tensão admissível e coeficiente de reação vertical são os mesmos que foram adotados para o radier, como pode ser visualizado na figura 34.

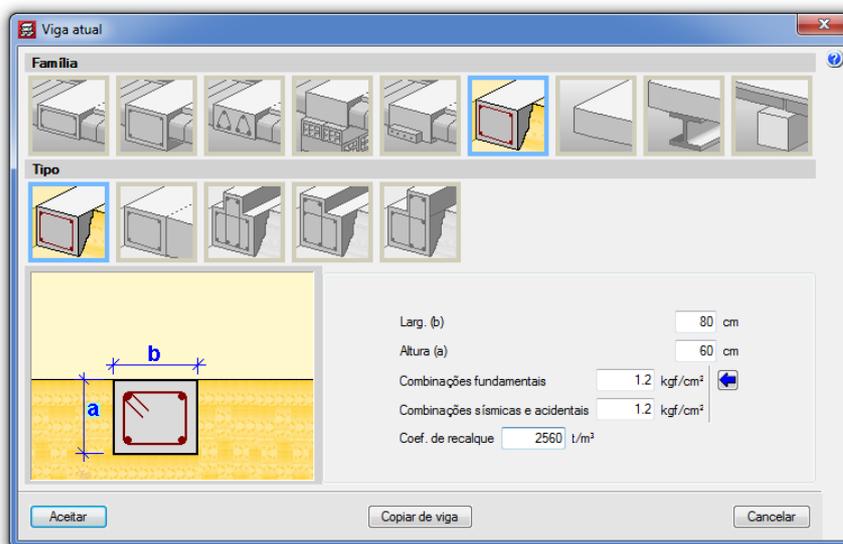


Figura 34: Interface do "Cypecad" para o lançamento da viga com apoio elástico (Próprio autor)

Para a base do tubulão, também foi necessário adotar uma constante elástica para o cálculo e como sua tensão admissível foi de $3,65 \text{ kgf/cm}^2$, pode-se obter o valor de $7,30 \text{ kgf/cm}^3$ para o coeficiente de reação vertical, conforme as correlações da tabela 2 deste trabalho. Em um projeto de tubulão, normalmente desconsidera-se a contribuição de sua resistência lateral em função de seu peso próprio elevado, portanto, diferentemente do exemplo 1 deste trabalho não foi necessário adotar um coeficiente de mola para cada metro do tubulão, aplicando o coeficiente de reação vertical somente na base desta fundação.

Nomearemos para efeito de organização do trabalho, o modelo de cálculo original como modelo 1 e o modelo de cálculo com a mesma forma do original e que considera a rigidez do solo no apoio, de modelo 2. Realizou-se mais dois modelos de cálculo, um deles consideramos somente o radier apoiado sobre os tubulões, sem a viga anelar de borda e as vigas radiais, mas com a viga anelar mais interna, necessária para permitir a execução da drenagem (modelo 3); enquanto que no outro modelo considerou-se uma viga anelar na borda

do radier e uma viga anelar mais interna, necessária para permitir a execução da drenagem), além dos tubulões (modelo 4).

A forma do modelo 3 pode ser observada na figura 35 e adotou-se os mesmo parâmetros de cálculo que foram utilizados no modelo 2, em função de que a cota de assentamento dos elementos de fundação não foram alteradas.

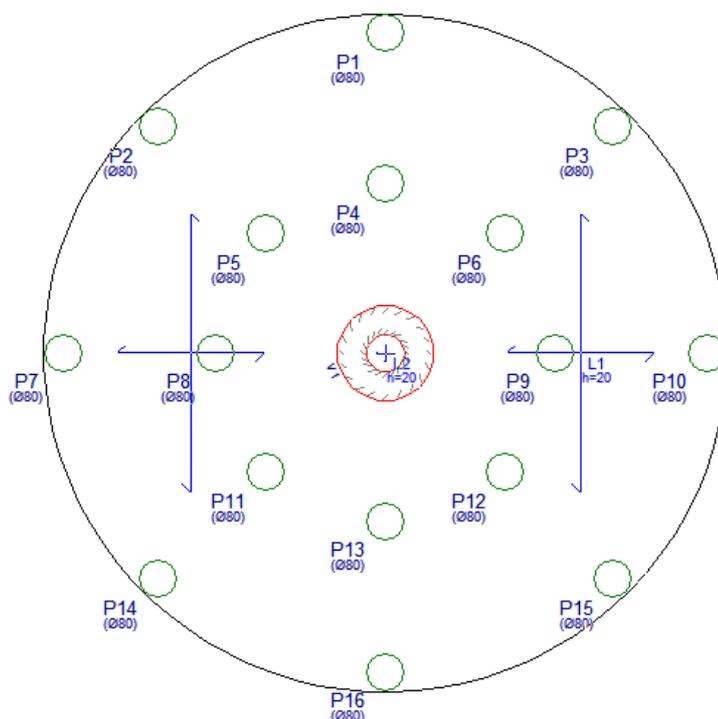


Figura 35: Forma do modelo de cálculo 3 (Próprio autor)

Inicialmente, considerou-se a laje de fundação com a mesma espessura do projeto original, ou seja, com 20 cm. No tópico das análises dos resultados também será verificada a variação da espessura deste radier e como ela influencia nos resultados de tensão admissível no solo e também na carga transmitida para cada tubulão. Neste modelo, foram retiradas as vigas anelares e radiais, com exceção da viga anelar central, que é necessária para permitir a execução do projeto de drenagem especificado para este projeto.

A forma do modelo 4 pode ser observada na figura 36. Neste modelo também adotou-se os mesmos parâmetros de cálculo que foram utilizados no modelo 2, em função de que a cota de assentamento dos elementos de fundação não foram alteradas.

De maneira análoga ao modelo 3, considerou-se inicialmente o radier com espessura igual a 20cm e no decorrer das análises, verificou-se a necessidade de realizar a alteração

desta espessura. O modelo 4 conta com uma viga anelar na borda mais externa, além da viga anelar interna que permite a execução da drenagem, sendo que nas análises também alterou-se a altura das vigas para verificar as interferências que isto causaria nos resultados de cálculo.

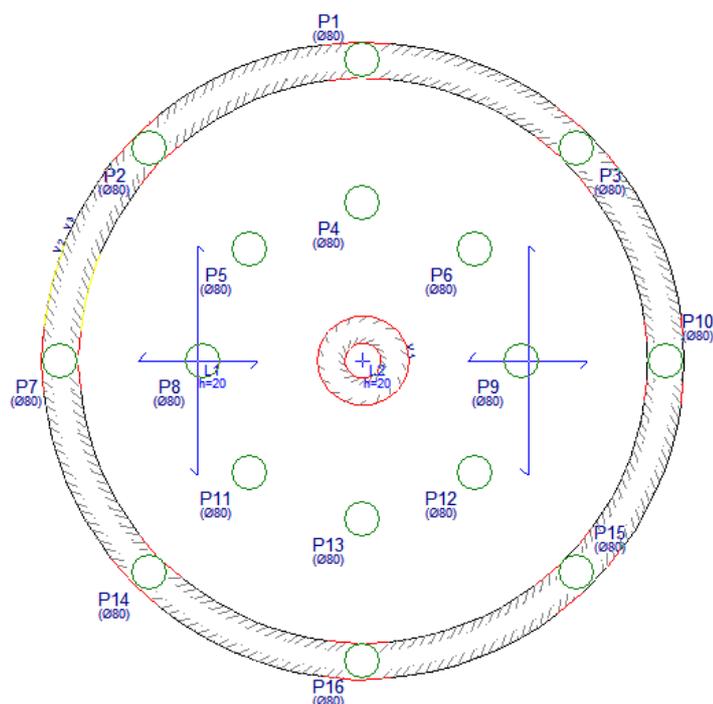


Figura 36: Forma do modelo de cálculo 4 (Próprio autor)

Para efeito de estudo, optou-se ainda por realizar a modelagem somente da laje de fundação resistindo aos carregamentos do tanque de armazenamento. Adotou-se uma espessura inicial de 20cm e posteriormente alterou-se para 25cm e 40cm, de modo a verificar os resultados obtidos.

3.3 FUNDAÇÃO DO EDIFÍCIO "MINAKOS"

O edifício "Minakos", é uma das torres do condomínio Ilhas Gregas, localizado no bairro da Ponta Negra, na cidade de Manaus/AM, possui suas coordenadas de 3°3'36,60"S como latitude e 60°6'5,18"O de longitude. O projeto estrutural e o projeto de fundações desta torre foram concebidos pela empresa Secope Engenharia, no ano de 2006 e tendo o Engenheiro Civil Francisco Anastácio C. de Carvalho com responsável técnico.

Para definir os níveis do edifício, considerou-se o nível da rua como referência, desta forma, ele conta com 01 subsolo na cota de -1,5m; 01 pilotis na cota 1,5m; o primeiro

pavimento tipo na cota 6,5m; último pavimento tipo na cota 60,05m (ao todo são 18 pavimentos tipo com pé-direito de 3,15m, cada); laje de cobertura na cota 63,20m e laje de topo da caixa d'água na cota 69,40m.

A solução para o projeto de fundação, foi a adoção de um radier com 120cm de espessura que possuía um aumento de espessura na região do fosso do elevador, ficando com um total de 175cm de espessura, além disto o projeto conta também com 8 blocos funcionado como capiteis nas regiões de maiores carregamentos. As medidas do comprimento e largura do radier são respectivamente de 46,88m e 27,21m; enquanto que a região do fosso do elevador possui comprimento e largura respectivamente de 10,44m e 6,9m. A forma atual da estrutura pode ser visualizada na figura 37.

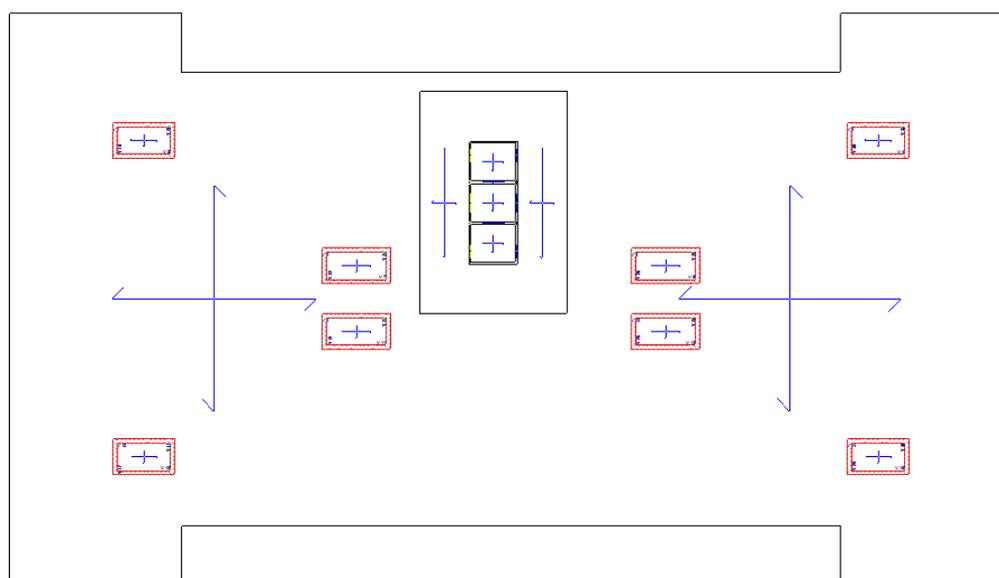


Figura 37: Forma da fundação do edifício "Minakos" (Próprio autor)

Esta solução foi adotada, principalmente porque a construtora responsável pela obra solicitou que, caso fosse possível, não adotassem estacas devido ao fato de que a sondagem apresentou uma região impenetrável nas camadas próximas a superfície. Caso adotassem estacas, seria necessário realizar a cravação das mesmas no maciço rochoso, então para evitar esta etapa na obra, a construtora fez a observação para que fosse realizado o projeto da fundação sem a utilização das estacas cravadas. Na figura 38 pode-se visualizar uma das fotos que foram retiradas durante a etapa da construção da fundação, onde é possível visualizar parte da armação.



Figura 38: Etapa de construção da fundação do edifício "Minakos" (Próprio autor)

Segundo o autor do projeto, foi possível atender a solicitação da construtora, de modo que as condições de segurança e funcionalidade do prédio fossem mantidas. Realizou-se a modelagem da fundação conforme o projeto original, entretanto, como não foi possível encontrar os dados da sondagem realizada para o edifício, recorreu-se aos dados de uma sondagem realizada nas proximidades do local, tendo como coordenadas, $3^{\circ}3'30,40''\text{S}$ de latitude e $60^{\circ}6'7,03''\text{O}$ de longitude.

Desta forma, qualquer comparação entre os resultados obtidos neste trabalho e o projeto original, fica inviabilizada. Sendo assim prosseguiu-se com os estudos deste modelo de fundação para permitir uma análise a nível acadêmico. A sondagem considerada para este estudo é apresentada na tabela 13. É importante salientar que a partir de 6m de profundidade, o resultado do ensaio apresentou a seguinte informação: "Arenito argiloso consolidado impenetrável a percussão manual".

Profundidade	N _{spt} (últimos 30cm)	Classificação do solo
1	2	Argila arenosa
2	2	Argila arenosa
3	2	Argila arenosa
4	3	Argila arenosa
5	6	Argila arenosa
OBS:	N.A não encontrado	

Tabela 12: Sondagem para estudo da fundação do edifício "Minakos" (Próprio autor)

O modelo 1 deste projeto possui a mesma forma do projeto original e constitui um radier diretamente apoiado sobre o solo, exatamente como a figura 37 mostrou. Adotou-se a média dos valores obtidos no ensaio de sondagem como o critério de projeto para definir a tensão admissível de suporte do solo, logo o valor do "N_{spt}" levando em consideração foi igual a 3. Sendo assim, encontrou-se o valor da tensão admissível igual a 0,6 kgf/cm² e por meio da correspondência com a tabela 2, o valor de 1,48 kgf/cm³ para o coeficiente de reação vertical do solo.

Adotou-se a média dos valores, pois o crescimento da resistência do solo segue um intervalo razoável e além disto, pelo fato do radier apresentar grandes dimensões, o seu bulbo de tensões teoricamente também atingiria uma elevada profundidade. Como o relatório de sondagem apresentou uma camada impenetrável logo no sexto metro de profundidade, é possível adotar o valor médio da resistência do solo e mesmo assim permanecer a favor da segurança, não havendo a necessidade de se adotar o valor da cota de assentamento.

Para a consideração dos modelos 2 e 3, adotou-se estacas hélices de 60cm de diâmetro e considerou-se que estas estacas deveriam ser cravadas no maciço rochoso, em função da baixa resistência do solo encontrada, por meio da sondagem. Uma vez em que considerou-se as estacas cravadas no maciço rochoso, admitiu-se nos modelos 2 e 3 que estas estacas teriam impedida a sua parcela de recalque devida à deformação do solo, possuindo somente a parcela devida ao recalque elástico. Sendo assim, possuiriam vinculações na sua ponta que impedissem o deslocamento vertical das estacas.

Como as estacas estão com o seu deslocamento vertical impedido, não faz-se necessário para esta análise a utilização do processo feito no item 3.1 deste trabalho, para encontrar o coeficiente de reação vertical para cada metro das estacas. Tanto no modelo 2 como no modelo 3, considerou-se apenas o radier sobre um apoio elástico. A diferença entre estes 2 modelos consiste no espaçamento entre as estacas; enquanto o modelo 2 (figura 39)

apresenta um espaçamento entre estacas na ordem de 3ϕ , o modelo 3 (figura 40) apresenta um espaçamento entre estacas na ordem de 5ϕ , onde ϕ é o diâmetro destas. Desta forma, o modelo 2 ficou com um total de 299 estacas; enquanto que o modelo 3 conta com um total de 111 estacas.

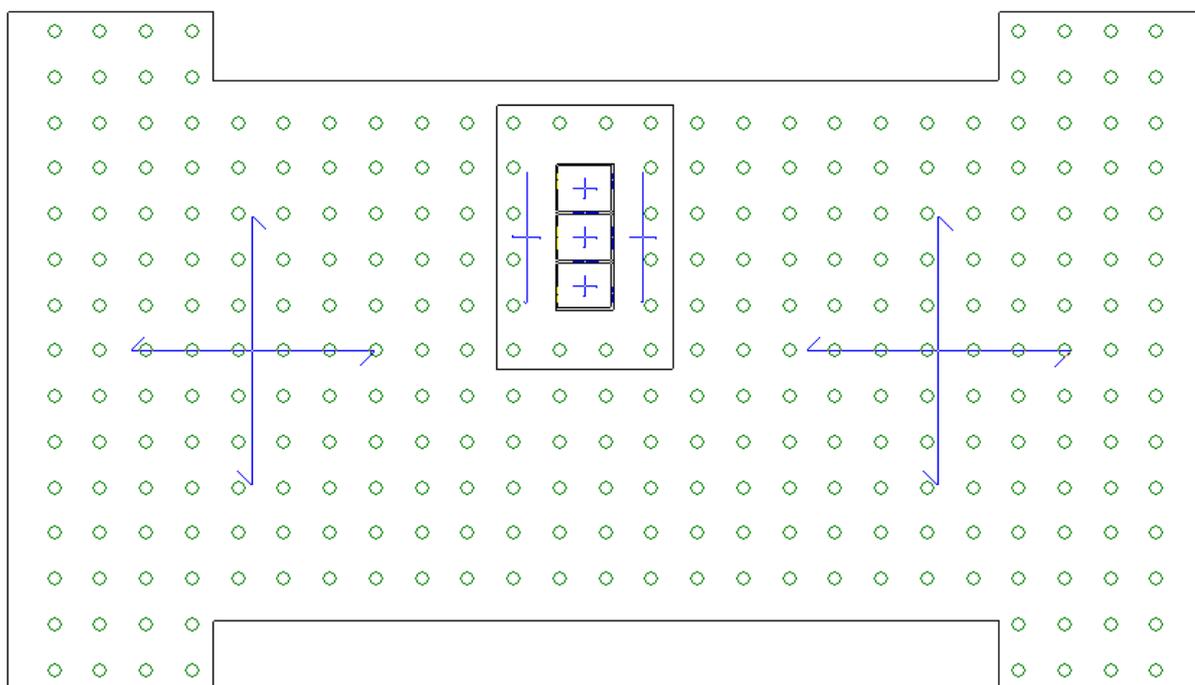


Figura 39: Modelo 2 da fundação do edifício "Minakos" (Próprio autor)

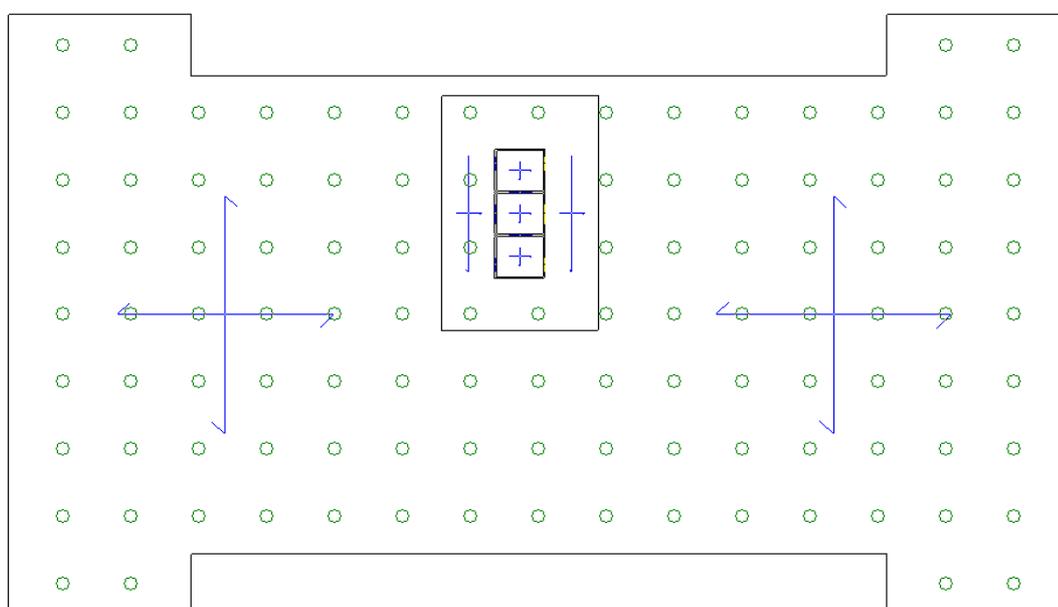


Figura 40: Modelo 3 da fundação do edifício "Minakos" (Próprio autor)

Para poder proceder com o estudo destes modelos de fundação, é necessário estabelecer os carregamentos que estão sendo exercidos sobre a fundação. O autor do projeto original, o Engenheiro Francisco Anastácio C. de Carvalho forneceu o quadro de cargas na base dos 49 pilares, podendo este ser visualizado na tabela 14. A distribuição dos pilares pode ser visualizada na figura 41, sendo que os pilares apresentam vãos da ordem de 3m até 6m, aproximadamente.

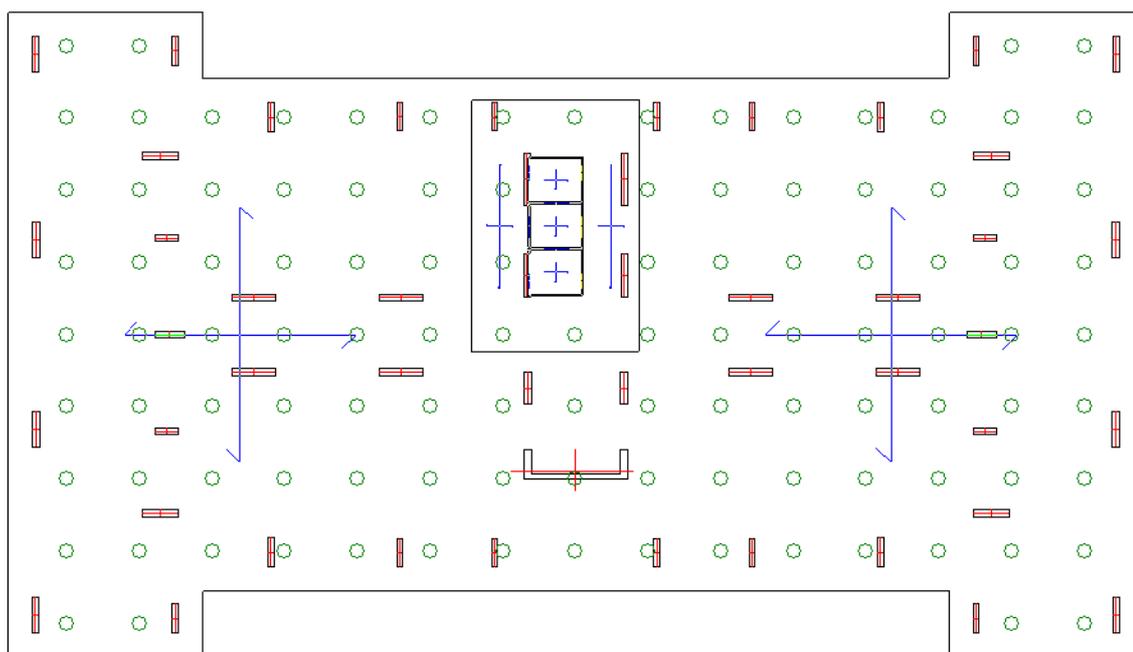


Figura 41: Disposição dos pilares no modelo 3 do edifício "Minakos" (Próprio autor)

As reações apresentadas na tabela 14 correspondem aos carregamentos verticais transmitidos pelos pilares à fundação e estão em valores característicos. Para este estudo, analisou-se somente os carregamentos verticais sobre a fundação e além disto, os recalques obtidos através das análises no "software Cypecad" correspondem aos recalque elásticos do radier. Para cumprir com o objetivo deste trabalho, não houve a necessidade de analisar os recalques por consolidação que normalmente ocorrem em solos argilosos.

PILAR	CARGA VERTICAL (tf)
1	241,5
2	238,7
3	302
4	300,2
5	473,4
6	515,9
7	174,4
8	178,6
9	504,9
10	468,6
11	600,7
12	249,2
13	612,7
14	283,5
15	289,7
16	294,1
17	432,7
18	401
19	471,4
20	582,7
21	315,8
22	350,1
23	574,1
24	478,3
25	481
26	477,6
27	458,1
28	571,1
29	565,8
30	479,8
31	353,2
32	351,3
33	292,2
34	292,6
35	435,7
36	401,1
37	730,6
38	610,8
39	614,7
40	476,5
41	514,1
42	178,2
43	183,2
44	504,6
45	472,2
46	304,4
47	239,4
48	227,9
49	291,3

Tabela 13: Quadro de cargas na fundação do edifício "Minakos" (Próprio autor)

As reações apresentadas na tabela 14 correspondem aos carregamentos verticais transmitidos pelos pilares à fundação e estão em valores característicos. Para este estudo, analisou-se somente os carregamentos verticais sobre a fundação e além disto, os recalques obtidos através das análises no "software Cypecad" correspondem aos recalque elásticos do radier. Para cumprir com o objetivo deste trabalho, não houve a necessidade de analisar os recalques por consolidação que normalmente ocorrem em solos argilosos.

Vale ressaltar que para a completa verificação da capacidade de carga de cada estaca, seria importante que houvesse o relatório de uma sondagem rotativa, de modo que as características mecânicas do maciço rochoso encontrado pudessem ser conhecidas. Desta forma, o intuito deste capítulo é mostrar a variação do comportamento da fundação para os diferentes modelos de cálculo propostos com as estacas cravadas no maciço rochoso.

Para finalizar o estudo da fundação do edifício "Minakos", realizou-se o processamento do modelo 3 alterando a capacidade de suporte do solo na base do radier, além disto, fez-se um outro modelo com tubulões de 80cm de fuste com espaçamentos regulares de 3m. Chamaremos estes 2 últimos modelos, respectivamente, de modelos 4 e 5.

No modelo 5, considera-se que a cota de assentamento da base do tubulão é aos 5m de profundidade, para poder permitir um recalque maior da fundação e avaliar como se comportam os esforços e tensões.

3.4 FUNDAÇÃO DO CASTELO D'ÁGUA DO CONDOMÍNIO "L'ACQUA RESIDENZA"

O condomínio "L'acqua Residenza" é um condomínio de lotes que fica localizado na AM-070, número 5000, na cidade de Iranduba/AM. O castelo d'água é a base para o sistema de abastecimento de água fria do condomínio, ele corresponde a um tanque em chapa metálica que possui 3m de diâmetro e 17,50m de altura. A proposta para o estudo desta fundação visa demonstrar o procedimento detalhado para o cálculo de uma fundação do tipo radier estaqueado. Vale a observação que estará sendo realizada a avaliação de sua capacidade geotécnica, este trabalho não está entrando no mérito da capacidade estrutural, tanto da estaca como do radier.

A proposta inicial é conceber um modelo somente com o radier para resistir aos carregamentos e em seguida elaborar 2 outros modelos com distribuição de estacas para poder

fazer a avaliação dos recalques encontrados e do coeficiente de reação vertical para cada metro das estacas. Os resultados obtidos pelo relatório de sondagem estão na tabela 15.

Para poder estabelecer os parâmetros adotados para o cálculo, precisou-se inicialmente estipular o carregamento superficial para a fundação, então de maneira análoga ao que foi feito no item 3.2, têm-se a seguinte equação:

$$q = H \cdot \rho_{\text{água}} \rightarrow q = 17,50(m) \cdot 1(tf/m^3) \rightarrow q = 17,50 tf/m^2 (eq. 24)$$

Profundidade	N _{spt} (últimos 30cm)	Classificação do solo
1	6	Argila arenosa
2	7	Argila arenosa
3	8	Argila arenosa
4	9	Argila arenosa
5	11	Argila arenosa
6	13	Argila arenosa
7	16	Argila arenosa
8	18	Argila arenosa
9	24	Areia siltosa
10	12	Areia siltosa
11	14	Areia siltosa
12	15	Areia siltosa
13	18	Areia siltosa
14	19	Areia siltosa
15	32	Areia siltosa
OBS:	N.A não encontrado	

Tabela 14: Sondagem para estudo da fundação do castelo d'água (Próprio autor)

Para determinar a capacidade de carga suportada pelo radier, optou-se neste caso por considerar a resistência do solo na cota de assentamento da fundação, ficando ainda assim a favor da segurança na consideração deste modelo mais refinado de cálculo. Considerou-se como tensão admissível do solo, logo abaixo ao radier, o valor de 1,2 kgf/cm² (que é equivalente ao "N_{spt}" de valor 6. O coeficiente de reação vertical para o radier foi determinado como sendo de 2,56 kgf/cm³, conforme relação da tabela 2.

Chamaremos de modelo 1, a fundação formada apenas pelo radier com 3m de diâmetro e espessura de 20cm. Os modelos 2 e 3 serão os modelos de um radier estaqueado, a diferença entre eles é que apresentam estacas com 7m e 8m respectivamente. Os modelos 2 e

3 apresentam a mesma forma, com estacas escavadas de 30cm de diâmetro posicionadas próximas à borda do tanque e distando $3.\phi$ uma da outra e apresentam o radier com espessura de 25cm, onde ϕ é o diâmetro das estacas. A forma destes modelos pode ser visualizada na figura 42.

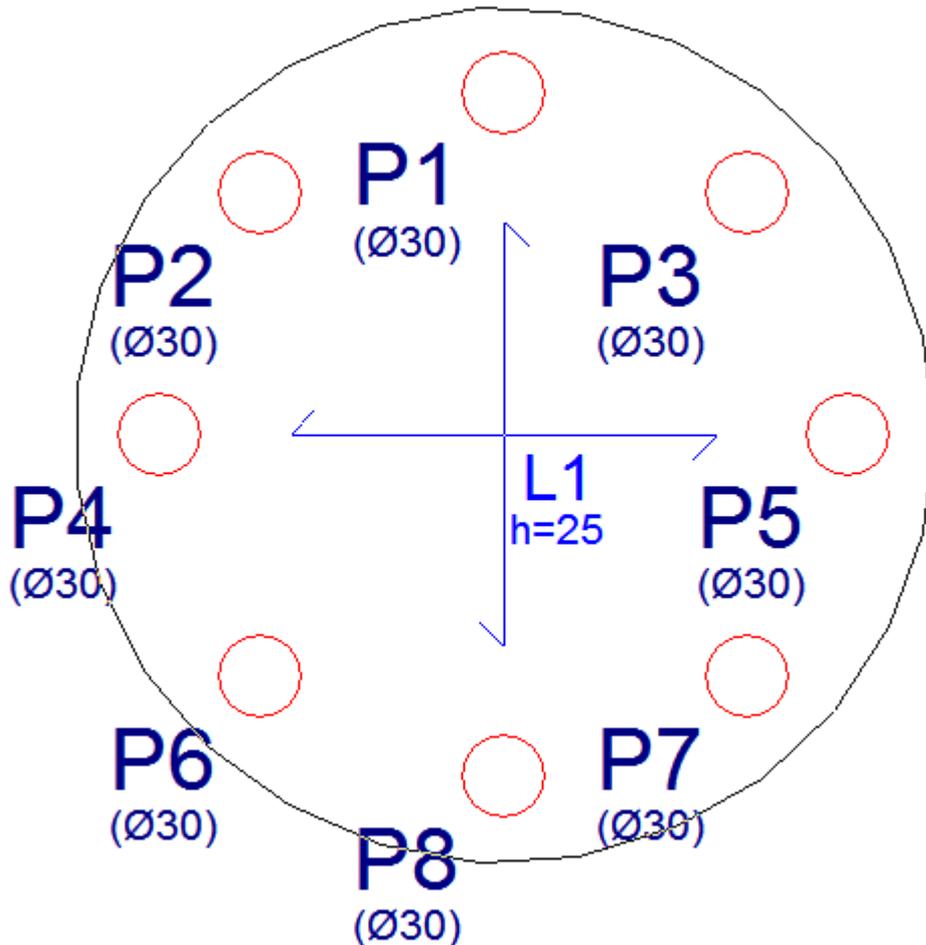


Figura 42: Forma dos modelos 2 e 3 da fundação do castelo d'água (Próprio autor)

Tanto para o modelo 2 como para o modelo 3, foi necessário determinar inicialmente a capacidade de carga das estacas analisadas. A primeira consideração para cálculo é feita considerando as estacas indeslocáveis verticalmente. Obtêm-se as reações no topo de cada estaca para que em seguida, seja possível encontrar a contribuição do recalque para cada metro das estacas. Conforme foi explicado no item 3.1, é possível obter o coeficiente de reação vertical para cada metro da estaca em função da contribuição do recalque de cada camada e do carregamento a que esta estará submetida. O próximo passo é realizar a primeira

interação, entretando agora o modelo conta com um coeficiente de mola a cada metro das estacas inclusive na ponta, ou seja, vão surgir novos carregamentos no topo das estacas. Este processo foi repetido até que os carregamentos encontrados no topo de cada estaca convergisse para uma diferença menor que 5%.

Com relação a modelagem no "software Cypecad", o radier é modelado como um elemento de placa, enquanto que as estacas são elementos de barra. O programa não dispõe de um recurso automático que permita a consideração das molas para cada metro do pilar, entretanto é possível realizar esta consideração. Para simular o mesmo efeito causado pelo coeficiente de reação vertical, adota-se a cada metro uma laje de fundação com espessura de 12cm e diâmetro igual a 60cm. O coeficiente de reação vertical obtido do cálculo do recalque das estacas são utilizados de forma pontual, entretanto podemos transformar este coeficiente para aplicarmos nas lajes de fundação, de modo que tenhamos o mesmo efeito, basta dividir o coeficiente de reação vertical em "tf/m" pela a área da laje de fundação que tem 60cm de diâmetro. A visualização 3D deste modelo de cálculo está presente na figura 43.

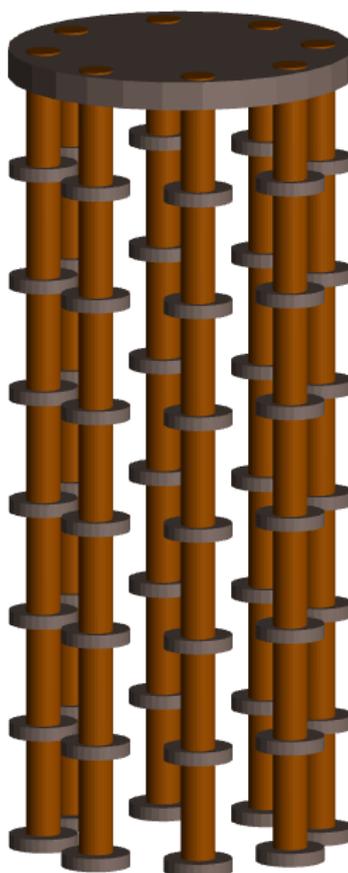


Figura 43: Modelo de cálculo com os coeficientes de reação vertical (Próprio autor)

3.5 O "SOFTWARE ADAPT BUILDER"

O programa é um "software" voltado para a análise estrutural de elementos em concreto armado e protendido, permitindo de modo fácil e intuitivo o lançamento das estruturas, carregamentos e vinculações. Ele permite executar funções diferentes por meio de seus módulos, como por exemplo, analisar múltiplos pavimentos ou apenas um único pavimento, realizar análises dinâmicas e analisar fundações, nos casos em que necessita-se determinar as tensões de contato da estrutura com o solo.

O processo de análise do programa é através do método dos elementos finitos, onde têm-se a possibilidade de gerar automaticamente a malha para análise a partir de um espaçamento pré-determinado pelo usuário. O "software" também possui um algoritmo que ajusta a malha gerada em função da geometria da estrutura modelada.

Para fins de verificação de armaduras e tensões nas estruturas de concreto, o usuário pode definir as "support lines" que nada mais são do que a discretização das seções em que os esforços serão analisados e as armaduras e cabos de protensão possam ser verificados e dimensionados.

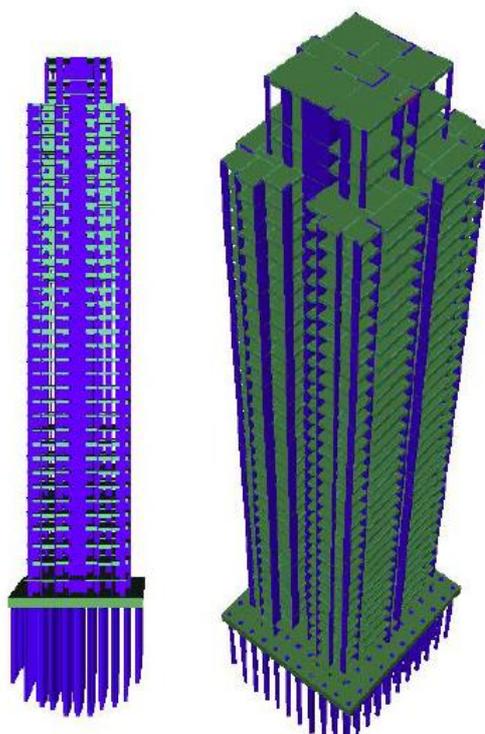


Figura 44: Modelo estrutural idealizado no software Adapt Builder (Albino 2014)

3.6 O "SOFTWARE CYPECAD"

O programa é um "software" voltado para a análise estrutural de elementos em concreto armado, concreto protendido, estruturas metálicas e mistas de aço e concreto. Ele é desenvolvido pela empresa espanhola "Cype Ingenieros" e distribuído no Brasil pela Múltipus.

A análise das solicitações é feita por meio de um cálculo espacial em 3D, por métodos matriciais de rigidez, considerando todos os elementos que compõem a estrutura. É estabelecida a compatibilidade de deformações em todos os nós da estrutura, considerando-se 6 graus de liberdade e cria-se a hipótese de indeformabilidade do plano de cada piso, de modo em que seja possível simular o comportamento rígido da laje (efeito do diafragma rígido). Desta forma, os pisos comportam-se como planos indeformáveis independentes e para todos os estados de carga realiza-se um cálculo estático e supõem-se um comportamento linear dos materiais, realizando assim, um cálculo de primeira ordem.

O programa pode realizar a discretização da estrutura em elementos tipo barra, grelha, e elementos finitos. As discretizações em elementos finitos são formados por seis nós, nos vértices e nos pontos médios dos lados, com seis graus de liberdade cada um. A sua forma é triangular e realiza-se uma malha em função das dimensões, geometria, aberturas, criando-se uma malha com refinamento em zonas críticas, o que reduz o tamanho dos elementos nas proximidades de ângulos, bordos e singularidades.

Durante o seu processo de cálculo, o primeiro procedimento é a determinação das estruturas geométricas de todos os elementos, formando a matriz de rigidez da estrutura. Em seguida inverte-se a matriz de rigidez e obtêm-se os deslocamentos em todos os nós. A partir desta etapa, o "software" verifica as envoltórias dos esforços nos elementos estruturais e realiza o seu dimensionamento, conforme os dados de entrada e as normas técnicas selecionadas. No caso específico das lajes de fundação, o programa discretiza em uma malha de 25 cm por 25 cm, além de considerar os nós apoiados sobre molas definidas por meio da hipótese de Winkler.

O "Cypecad" também permite uma análise dos efeitos de segunda ordem na estrutura, por exemplo, para o caso das ações do vento pode-se adotar o efeito $p-\Delta$.

4. RESULTADOS DAS ANÁLISES

4.1 ANÁLISE DA EDIFICAÇÃO RESIDENCIAL NA MARINA RIO BELLO

As estacas adotadas neste projeto já haviam sido concretadas e possuíam diâmetro de 40 cm, enquanto o espaço destinado à viga baldrâme era de 60 cm de espessura. O radier está assentado no início da camada de solo com 2 m de profundidade, conforme o relatório de sondagem na tabela 16.

Resultado da sondagem		
Profundidade (m)	Tipo de solo	Nspt
1	Argila arenosa	7
2	Areia Argilosa	8
3	Areia argilosa	5
4	Areia Siltosa	3
5	Areia Siltosa	10
6	Areia Siltosa	11
7	Areia Siltosa	12
8	Areia Siltosa	12
9	Areia Siltosa	14

Tabela 15: Resultados obtidos através da sondagem (próprio autor)

Adotou-se o radier apoiado sobre a camada de solo de argila arenosa com o N_{spt} correspondendo ao valor de 7. Correlacionando este valor com a tabela 2 deste trabalho, pode-se estimar que o coeficiente de reação vertical para o radier será de 2,92 kgf/m³; uma vez em que a tensão admissível no terreno seja igual 1,4 kgf/cm², sendo assim, este foi o coeficiente adotado na modelagem deste trabalho. A carga dos pilares P7, P6 e P5, são respectivamente: 1451,43 N; 547,143 kN e 145 kN. A capacidade de carga das estacas está apresentada na tabela 17.

Estaca de 9m								
K (Mpa)	α (%)	F1	F2	Rp (KN)	Ri (KN)	Ri acumulado (KN)	Rúlt (KN)	Radm (KN)
0,35	2,4	3	6	469,1445	12,31504	12,3150432	723,4041	361,702
0,35	2,4	3	6		14,07434	26,38937829		
0,6	3	3	6		18,84956	45,23893421		
0,6	3	3	6		11,30973	56,54866776		
0,8	2	3	6		33,51032	90,0589894		
0,8	2	3	6		36,86135	126,9203432		
0,8	2	3	6		40,21239	167,1327292		
0,8	2	3	6		40,21239	207,3451151		
0,8	2	3	6		46,91445	254,2595654		
0,8	2	3	6		-	-		

Tabela 16: Capacidade de carga das estacas (próprio autor)

O método adotado para determinar a capacidade de carga das estacas foi o método Aoki-Velloso, sendo que para a profundidade de 9 m foi obtido a sua resistência admissível, assim como as respectivas parcelas de resistência lateral e a resistência de ponta para cada uma das camadas analisadas.

Sabendo o diâmetro da estaca, que é de 40 cm, determinou-se a sua área de seção transversal e o seu perímetro, além disto, o módulo de elasticidade das estacas escavadas pode ser adotado como 21 GPa de acordo com a tabela 8.1 da ABNT NBR 6118:2014, para um concreto de 20 MPa. O módulo de deformabilidade do solo foi determinado conforme a metodologia apresentada anteriormente neste trabalho, através dos resultados de sondagem e dos coeficientes α' e k' apresentados por Teixeira e Godoy (1996).

Através dos dados obtidos foi possível calcular o recalque elástico por deformação axial de cada estaca, assim como o recalque do solo em função dos acréscimos de tensão. Em seguida pôde-se obter o recalque total das estacas, assim como os respectivos coeficientes de reação vertical para cada uma das camadas de cada estaca do radier. Os resultados dos cálculos podem ser visualizados da tabela 17 até a tabela 30.

Estaca E11													
Metro	P (KN)	Ri (KN)	Ri med	pe (mm)	α'	k' (Kpa)	Es (Kpa)	h (m)	$\Delta\sigma_i$ (Kpa)	$\Delta\sigma_i/Es$	ps (mm)	w (mm)	Kvi (KN/m)
1	96,13	83,81496	89,97248	0,112986	7	300	14700	8,5	0,177456	1,21E-05	0,2272	0,340186	288077,4217
2	96,13	69,74062	76,77779		3	550	13200	7,5	0,253968	1,92E-05			329231,3391
3	96,13	50,89107	60,31584		3	550	8250	6,5	0,438276	5,31E-05			440934,8292
4	96,13	39,58133	45,2362		3	700	6300	5,5	0,351563	5,58E-05			264560,8975
5	96,13	6,071011	22,82617		3	700	21000	4,5	1,463192	6,97E-05			783884,1408
6	96,13	-30,7903	3,035505		3	700	23100	3,5	0,399269	1,73E-05			142015,0178

Tabela 17: Determinação de Kvi para estaca E11 (próprio autor)

Estaca E12													
Metro	P (KN)	Ri (KN)	Ri med	pe (mm)	α'	k' (Kpa)	Es (Kpa)	h (m)	$\Delta\sigma_i$ (Kpa)	$\Delta\sigma_i/Es$	ps (mm)	w (mm)	Kvi (KN/m)
1	164,54	152,225	158,3825	0,26982	7	300	14700	8,5	0,177456	1,21E-05	0,479286	0,749106	130822,6374
2	164,54	138,1506	145,1878		3	550	13200	7,5	0,253968	1,92E-05			149511,5855
3	164,54	119,3011	128,7258		3	550	8250	6,5	0,438276	5,31E-05			200238,7306
4	164,54	107,9913	113,6462		3	700	6300	5,5	0,351563	5,58E-05			120143,2384
5	164,54	74,48101	91,23617		3	700	21000	4,5	1,463192	6,97E-05			355979,9656
6	164,54	37,61966	56,05033		3	700	23100	3,5	2,424242	0,000105			391577,9621
7	164,54	-2,59273	18,80983		3	700	25200	2,5	4,143498	0,000164			399633,4107

Tabela 18: Determinação de Kvi para estaca E12 (próprio autor)

Estaca E13													
Metro	P (KN)	Ri (KN)	Ri med	pe (mm)	α'	k' (Kpa)	Es (Kpa)	h (m)	$\Delta\sigma_i$ (Kpa)	$\Delta\sigma_i/Es$	ps (mm)	w (mm)	Kvi (KN/m)
1	232,29	219,975	226,1325	0,470839	7	300	14700	8,5	0,177456	1,21E-05	1,394525	1,865364	52536,65939
2	232,29	205,9006	212,9378		3	550	13200	7,5	0,253968	1,92E-05			60041,89645
3	232,29	187,0511	196,4758		3	550	8250	6,5	0,438276	5,31E-05			80413,25418
4	232,29	175,7413	181,3962		3	700	6300	5,5	0,351563	5,58E-05			48247,95251
5	232,29	142,231	158,9862		3	700	21000	4,5	1,463192	6,97E-05			142956,8963
6	232,29	105,3697	123,8003		3	700	23100	3,5	2,424242	0,000105			157252,5859
7	232,29	65,15727	85,26346		3	700	25200	2,5	4,429066	0,000176			171548,2756
8	232,29	24,94488	45,05108		3	700	25200	1,5	8,888889	0,000353			171548,2756
9	232,29	-21,9696	12,47244		3	700	29400	0,5	16,2045	0,000551			106416,2665

Tabela 19: Determinação de Kvi para estaca E13 (próprio autor)

Estaca E14													
Metro	P (KN)	Ri (KN)	Ri med	pe (mm)	α'	k' (Kpa)	Es (Kpa)	h (m)	$\Delta\sigma_i$ (Kpa)	$\Delta\sigma_i/Es$	ps (mm)	w (mm)	Kvi (KN/m)
1	295,73	283,415	289,5725	0,683037	7	300	14700	8,5	0,177456	1,21E-05	4,097215	4,780252	20501,01242
2	295,73	269,3406	276,3778		3	550	13200	7,5	0,253968	1,92E-05			23429,72848
3	295,73	250,4911	259,9158		3	550	8250	6,5	0,438276	5,31E-05			31379,10065
4	295,73	239,1813	244,8362		3	700	6300	5,5	0,351563	5,58E-05			18827,46039
5	295,73	205,671	222,4262		3	700	21000	4,5	1,463192	6,97E-05			55785,06781
6	295,73	168,8097	187,2403		3	700	23100	3,5	2,424242	0,000105			61363,57459
7	295,73	128,5973	148,7035		3	700	25200	2,5	4,429066	0,000176			66942,08138
8	295,73	88,38488	108,4911		3	700	25200	1,5	8,888889	0,000353			66942,08138
9	295,73	41,47043	64,92766		3	700	29400	0,5	30,47619	0,001037			147135,4662
ponta	295,73	-427,674	0		3	700	29400	0	65,1874	0,002217			0

Tabela 20: Determinação de Kvi para estaca E14 (próprio autor)

Estaca E15													
Metro	P (KN)	Ri (KN)	Ri med	pe (mm)	α'	k' (Kpa)	Es (Kpa)	h (m)	$\Delta\sigma_i$ (Kpa)	$\Delta\sigma_i/Es$	ps (mm)	w (mm)	Kvi (KN/m)
1	348,84	336,525	342,6825	0,864166	7	300	14700	8,5	0,177456	1,21E-05	6,936795	7,800961	12562,55452
2	348,84	322,4506	329,4878		3	550	13200	7,5	0,253968	1,92E-05			14357,20516
3	348,84	303,6011	313,0258		3	550	8250	6,5	0,438276	5,31E-05			19228,39977
4	348,84	292,2913	297,9462		3	700	6300	5,5	0,351563	5,58E-05			11537,03986
5	348,84	258,781	275,5362		3	700	21000	4,5	1,463192	6,97E-05			34183,82182
6	348,84	221,9197	240,3503		3	700	23100	3,5	2,424242	0,000105			37602,204
7	348,84	181,7073	201,8135		3	700	25200	2,5	4,429066	0,000176			41020,58618
8	348,84	141,4949	161,6011		3	700	25200	1,5	8,888889	0,000353			41020,58618
9	348,84	94,58043	118,0377		3	700	29400	0,5	30,47619	0,001037			144338,6902
ponta	348,84	-374,564	0		3	700	29400	0	148,671	0,005057			0

Tabela 21: Determinação de Kvi para estaca E15 (próprio autor)

Estaca E16													
Metro	P (KN)	Ri (KN)	Ri med	pe (mm)	α'	k' (Kpa)	Es (Kpa)	h (m)	$\Delta\sigma_i$ (Kpa)	$\Delta\sigma_i/Es$	ps (mm)	w (mm)	Kvi (KN/m)
1	333,2	320,885	327,0425	0,810827	7	300	14700	8,5	0,177456	1,21E-05	6,100587	6,911413	14179,44463
2	333,2	306,8106	313,8478		3	550	13200	7,5	0,253968	1,92E-05			16205,07958
3	333,2	287,9611	297,3858		3	550	8250	6,5	0,438276	5,31E-05			21703,23158
4	333,2	276,6513	282,3062		3	700	6300	5,5	0,351563	5,58E-05			13021,93895
5	333,2	243,141	259,8962		3	700	21000	4,5	1,463192	6,97E-05			38583,52281
6	333,2	206,2797	224,7103		3	700	23100	3,5	2,424242	0,000105			42441,87509
7	333,2	166,0673	186,1735		3	700	25200	2,5	4,429066	0,000176			46300,22737
8	333,2	125,8549	145,9611		3	700	25200	1,5	8,888889	0,000353			46300,22737
9	333,2	78,94043	102,3977		3	700	29400	0,5	30,47619	0,001037			144908,3322
ponta	333,2	-390,204	0		3	700	29400	0	124,0865	0,004221			0

Tabela 22: Determinação de Kvi para estaca E16 (próprio autor)

Estaca E17													
Metro	P (KN)	Ri (KN)	Ri med	pe (mm)	α'	k' (Kpa)	Es (Kpa)	h (m)	$\Delta\sigma_i$ (Kpa)	$\Delta\sigma_i/Es$	ps (mm)	w (mm)	Kvi (KN/m)
1	229,97	217,655	223,8125	0,463367	7	300	14700	8,5	0,177456	1,21E-05	1,343263	1,80663	54244,65754
2	229,97	203,5806	210,6178		3	550	13200	7,5	0,253968	1,92E-05			61993,89433
3	229,97	184,7311	194,1558		3	550	8250	6,5	0,438276	5,31E-05			83027,53705
4	229,97	173,4213	179,0762		3	700	6300	5,5	0,351563	5,58E-05			49816,52223
5	229,97	139,911	156,6662		3	700	21000	4,5	1,463192	6,97E-05			147604,5103
6	229,97	103,0497	121,4803		3	700	23100	3,5	2,424242	0,000105			162364,9613
7	229,97	62,83727	82,94346		3	700	25200	2,5	4,429066	0,000176			177125,4124
8	229,97	22,62488	42,73108		3	700	25200	1,5	8,888889	0,000353			177125,4124
9	229,97	-24,2896	11,31244		3	700	29400	0,5	14,6974	0,0005			99656,90831

Tabela 23: Determinação de Kvi para estaca E17 (próprio autor)

Estaca E22													
Metro	P (KN)	Ri (KN)	Ri med	pe (mm)	α'	k' (Kpa)	Es (Kpa)	h (m)	$\Delta\sigma$ (Kpa)	$\Delta\sigma/Es$	ps (mm)	w (mm)	Kvi (KN/m)
1	3,68	-8,63504	1,84	0,00069725	7	300	14700	8,5	0,053028	3,61E-06	0,003607	0,004305	6803117,438

Tabela 24: Determinação de Kvi para estaca E22 (próprio autor)

Estaca E23													
Metro	P (KN)	Ri (KN)	Ri med	pe (mm)	α'	k' (Kpa)	Es (Kpa)	h (m)	$\Delta\sigma$ (Kpa)	$\Delta\sigma/Es$	ps (mm)	w (mm)	Kvi (KN/m)
1	34,09	21,77496	27,93248	0,017628524	7	300	14700	8,5	0,177456	1,21E-05	0,031312	0,04894	2002436,823
2	34,09	7,700622	14,73779		3	550	13200	7,5	0,253968	1,92E-05			2288499,227
3	34,09	-11,1489	3,850311		3	550	8250	6,5	0,179049	2,17E-05			1252127,842

Tabela 25: Determinação de Kvi para estaca E23 (próprio autor)

Estaca E24													
Metro	P (KN)	Ri (KN)	Ri med	pe (mm)	α'	k' (Kpa)	Es (Kpa)	h (m)	$\Delta\sigma$ (Kpa)	$\Delta\sigma/Es$	ps (mm)	w (mm)	Kvi (KN/m)
1	75,33	63,01496	69,17248	0,075216996	7	300	14700	8,5	0,177456	1,21E-05	0,179291	0,254508	385057,3082
2	75,33	48,94062	55,97779		3	550	13200	7,5	0,253968	1,92E-05			440065,4951
3	75,33	30,09107	39,51584		3	550	8250	6,5	0,438276	5,31E-05			589373,431
4	75,33	18,78133	24,4362		3	700	6300	5,5	0,351563	5,58E-05			353624,0586
5	75,33	-14,729	9,390666		3	700	21000	4,5	0,820066	3,91E-05			587240,2652

Tabela 26: Determinação de Kvi para estaca E24 (próprio autor)

Estaca E25													
Metro	P (KN)	Ri (KN)	Ri med	pe (mm)	α'	k' (Kpa)	Es (Kpa)	h (m)	$\Delta\sigma$ (Kpa)	$\Delta\sigma/Es$	ps (mm)	w (mm)	Kvi (KN/m)
1	112,78	100,465	106,6225	0,147687825	7	300	14700	8,5	0,177456	1,21E-05	0,274603	0,422291	232067,505
2	112,78	86,39062	93,42779		3	550	13200	7,5	0,253968	1,92E-05			265220,0057
3	112,78	67,54107	76,96584		3	550	8250	6,5	0,438276	5,31E-05			355205,3647
4	112,78	56,23133	61,8862		3	700	6300	5,5	0,351563	5,58E-05			213123,2188
5	112,78	22,72101	39,47617		3	700	21000	4,5	1,463192	6,97E-05			631476,204
6	112,78	-14,1403	11,36051		3	700	23100	3,5	1,494281	6,47E-05			428159,9466

Tabela 27: Determinação de Kvi para estaca E25 (próprio autor)

Estaca E26													
Metro	P (KN)	Ri (KN)	Ri med	pe (mm)	α'	k' (Kpa)	Es (Kpa)	h (m)	$\Delta\sigma$ (Kpa)	$\Delta\sigma/Es$	ps (mm)	w (mm)	Kvi (KN/m)
1	136,37	124,055	130,2125	0,200434295	7	300	14700	8,5	0,177456	1,21E-05	0,356163	0,556597	176069,8995
2	136,37	109,9806	117,0178		3	550	13200	7,5	0,253968	1,92E-05			201222,7422
3	136,37	91,13107	100,5558		3	550	8250	6,5	0,438276	5,31E-05			269494,7441
4	136,37	79,82133	85,4762		3	700	6300	5,5	0,351563	5,58E-05			161696,8464
5	136,37	46,31101	63,06617		3	700	21000	4,5	1,463192	6,97E-05			479101,7672
6	136,37	9,449657	27,88033		3	700	23100	3,5	2,424242	0,000105			527011,944
7	136,37	-30,7627	4,724828		3	700	25200	2,5	1,040802	4,13E-05			135103,0682

Tabela 28: Determinação de Kvi para estaca E26 (próprio autor)

Estaca E27													
Metro	P (KN)	Ri (KN)	Ri med	pe (mm)	α'	k' (Kpa)	Es (Kpa)	h (m)	$\Delta\sigma_i$ (Kpa)	$\Delta\sigma_i/Es$	ps (mm)	w (mm)	Kvi (KN/m)
1	121,17	108,855	115,0125	0,165174027	7	300	14700	8,5	0,177456	1,21E-05	0,29849	0,463664	211360,0671
2	121,17	94,78062	101,8178		3	550	13200	7,5	0,253968	1,92E-05			241554,3624
3	121,17	75,93107	85,35584		3	550	8250	6,5	0,438276	5,31E-05			323510,3068
4	121,17	64,62133	70,2762		3	700	6300	5,5	0,351563	5,58E-05			194106,1841
5	121,17	31,11101	47,86617		3	700	21000	4,5	1,463192	6,97E-05			575129,4343
6	121,17	-5,75034	15,55551		3	700	23100	3,5	2,046062	8,86E-05			533950,6471

Tabela 29: Determinação de Kvi para estaca E27 (próprio autor)

Estaca E28													
Metro	P (KN)	Ri (KN)	Ri med	pe (mm)	α'	k' (Kpa)	Es (Kpa)	h (m)	$\Delta\sigma_i$ (Kpa)	$\Delta\sigma_i/Es$	ps (mm)	w (mm)	Kvi (KN/m)
1	47,58	35,26496	41,42248	0,031295411	7	300	14700	8,5	0,177456	1,21E-05	0,095987	0,127283	769939,4736
2	47,58	21,19062	28,22779		3	550	13200	7,5	0,253968	1,92E-05			879930,827
3	47,58	2,341066	11,76584		3	550	8250	6,5	0,438276	5,31E-05			1178478,786
4	47,58	-8,96867	1,170533		3	700	6300	5,5	0,072772	1,16E-05			146363,9982

Tabela 30: Determinação de Kvi para estaca E28 (próprio autor)

É de se esperar que os recalques mais acentuados, assim como as maiores cargas axiais estejam concentradas nas estacas mais próximas dos pilares mais carregados, como é possível observar até agora através das tabelas.

Após a análise estrutural, verificou-se que a estaca mais carregada foi a estaca E15, que apresentou uma carga de 348,84 kN. O próximo passo foi substituir os coeficientes de reação vertical em todas as estacas a cada metro e analisar novamente a estrutura. Ao realizar uma análise da estaca E15, percebe-se que o novo valor obtido para o carregamento na ponta da estaca foi de 348,53 kN, não havendo variação significativa para o valor anterior. A pressão de contato do radier com o solo, foi obtido e o seu resultado gráfico pode ser visualizado na figura 45. As estacas estão numeradas da E11 até a E17 (fileira de cima da esquerda para a direita) e da estaca E22 até a E28 (fileira de baixo da esquerda para a direita).

Service: Stress; [1 Contour = 0.001 MPa]; Unit(for contour only): * 1e-002 MPa;
 Maximum Value = 0.000e+000 (MPa) @ (0.000 0.000 0.000)m;
 Minimum Value = -1.648e-002 (MPa) @ (5.968 3.000 8.700)m;

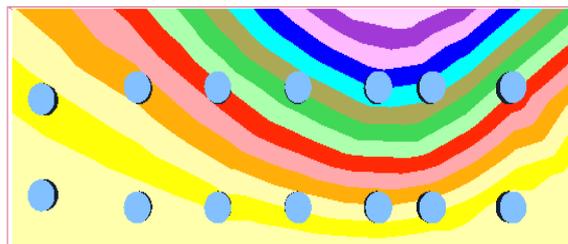
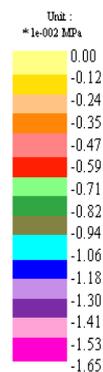


Figura 45: Pressão no solo exercida pelo radier (gerada pelo "software ADAPT BUILDER")

4.2 ANÁLISE DA FUNDAÇÃO DOS TANQUES METÁLICOS DE ARMAZENAMENTO DE ÁGUA NA BASE DE DISTRIBUIÇÃO CRUZEIRO DO SUL - AC - BASUL II

A primeira análise realizada foi a do modelo 1, que conforme explicado no item 3.2 deste trabalho, trata-se do modelo original de cálculo concebido pelo autor do projeto. Em função da geometria do projeto e da distribuição uniforme dos carregamentos, os tubulões que encontram-se no arco mais externo possuem as mesmas reações, e de maneira análoga, aqueles tubulões que encontram-se no arco mais interno também possuem as mesmas reações entre eles. Para representar a análise dos tubulões mais externos, escolhemos o "P1"; enquanto que para representar os tubulões do arco mais interno, escolhemos o "P4". O esforço normal característico para os tubulões "P1" e "P4" são respectivamente de 110,01 tf e 180,38 tf.

Foi mencionado no item 3.2 deste trabalho que o dimensionamento geotécnico de tubulões com base alargada segue, tradicionalmente, à experiência brasileira sobre o tema, onde a resistência por atrito lateral é desprezada, frente ao peso próprio da fundação. Desta forma, toda a resistência estática admissível é dada pela resistência da base. Verificou-se que a tensão admissível na base dos tubulões corresponde ao valor de 3,65 kgf/cm².

Por sua vez, o diâmetro da base, alargada ou não, pode ser definida, em função da tensão admissível do solo, através da seguinte expressão:

$$A_b = \frac{P}{\sigma_{adm}} = \frac{\pi D_b^2}{4} = \frac{P}{\sigma_{adm}} \therefore D_b = \sqrt{\frac{4P}{\pi\sigma_{adm}}} \text{ (eq. 25)}$$

onde:

A_b – área da base do tubulão;

P – carga aplicada proveniente da supraestrutura;

D_b – diâmetro da base do tubulão (circular).

Os diâmetros adotados para a base dos tubulões mais externos e dos tubulões mais internos foram respectivamente de 1,95 m e de 2,5 m; e estão conforme os resultados obtidos pelo projeto original. Com relação aos esforços obtidos na laje, podemos verificar por meio da figura 48, que apareceram momentos negativos da ordem de -11,95 tf.m/m e momentos positivos da ordem de 9 tf.m/m.

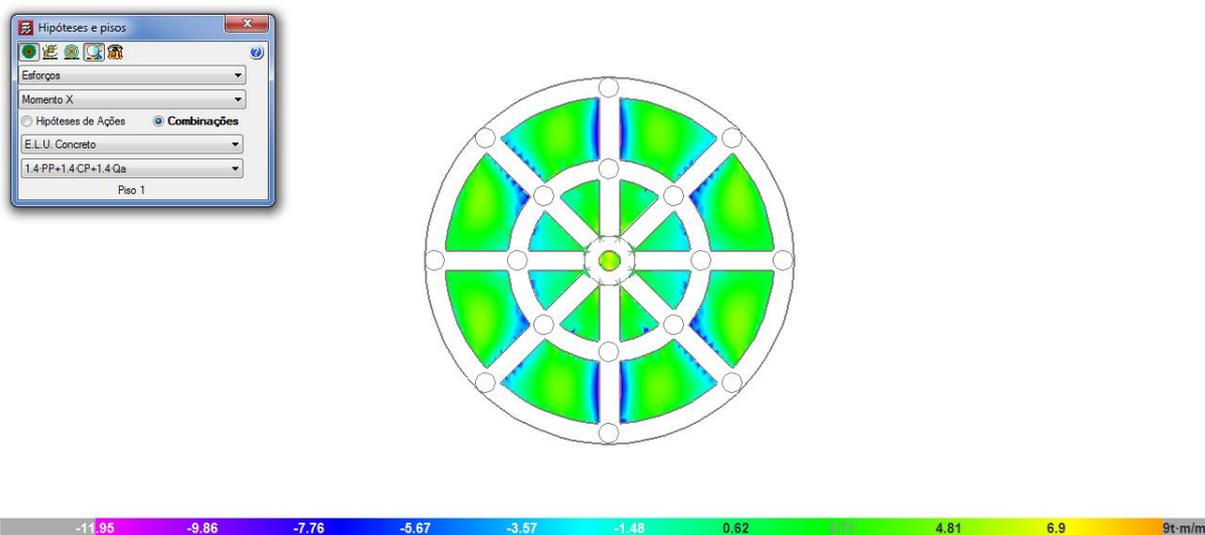


Figura 46: Momento fletor na laje do modelo 1 (gerada pelo "software CYPECAD")

Ao analisar a estrutura do modelo 2 e verificou-se que as reações obtidas para os tubulões "P1" e "P4", foram respectivamente de 49,33 tf e 76,56 tf. Também verificou-se o momento fletor que estava atuando na laje de fundação, assim como a tensão de contato do radier com o solo. Estes dados podem ser visualizados nas figuras 47 e 48, respectivamente.

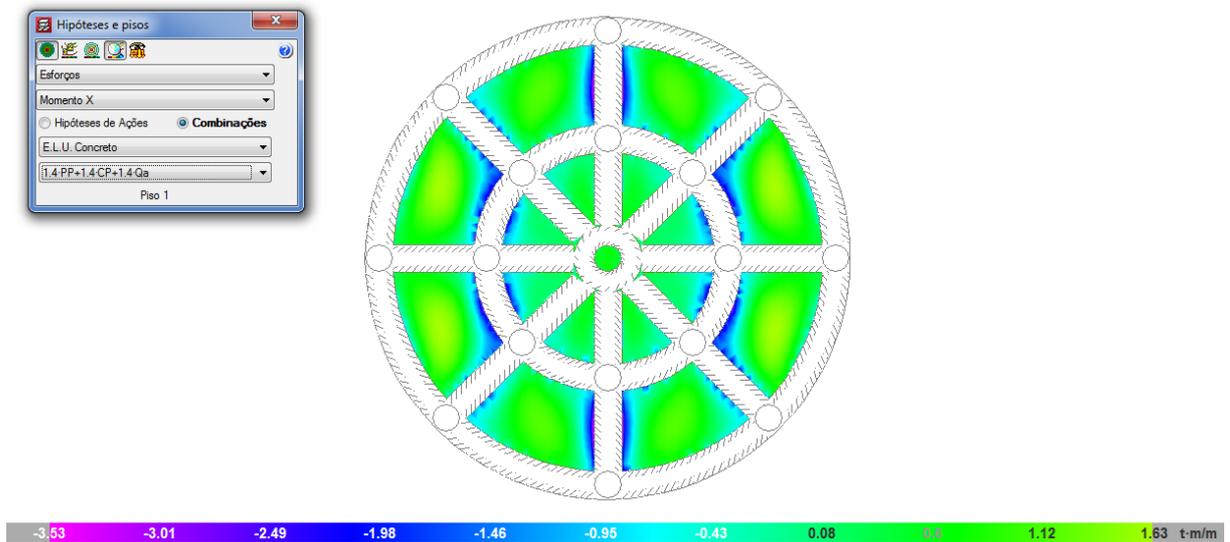


Figura 47: Momento fletor na laje de fundação do modelo 2 (gerada pelo "software CYPECAD")

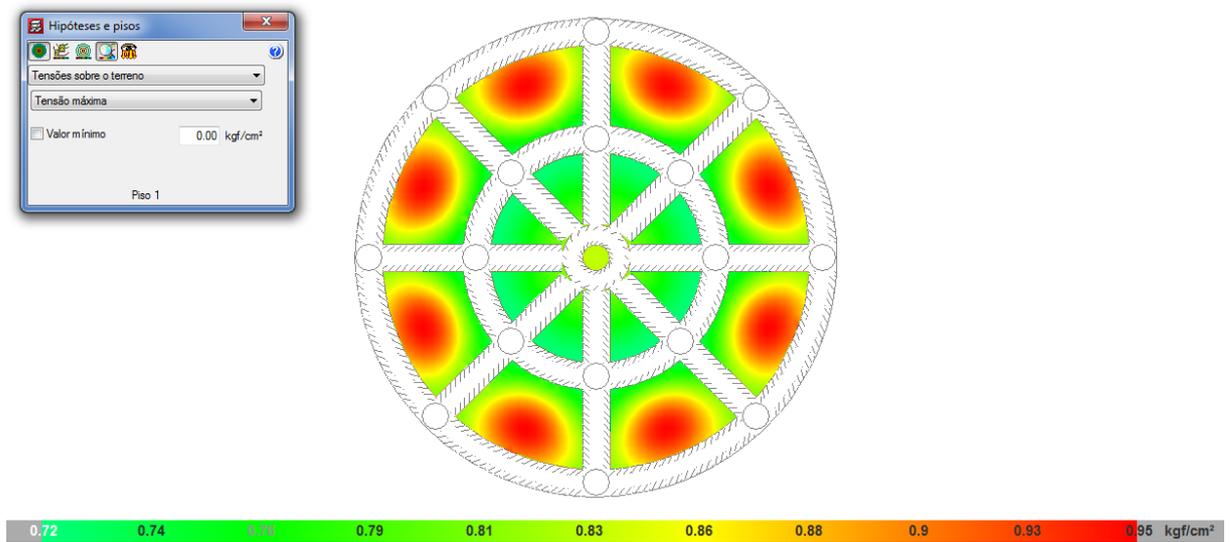


Figura 48: Tensão sobre o solo no modelo 2 (gerada pelo "software CYPECAD")

Através dos resultados obtidos é possível perceber que a consideração da rigidez do solo no dimensionamento da fundação fez uma diferença significativa. O tubulão "P1" que possuía um esforço normal característico de 110,10 tf passou a ter um esforço normal de 49,33 tf. Da mesma forma, houve uma redução no carregamento axial do tubulão "P4" de 180,38 tf para 76,56 tf.

O momento fletor na laje de fundação também sofreu reduções consideráveis, o momento fletor negativo reduziu de 11,95 tf.m/m para 3,53 tf.m/m; enquanto que o momento fletor positivo reduziu de 9 tf.m/m para 1,63 tf.m/m.

Agora realiza-se a análise do modelo 3, inicialmente com o radier com a espessura de 20cm, entretanto verificou-se que a tensão no solo sob o radier foi maior do que o valor da tensão admissível, estipulada em 1,2 kgf/cm². Os esforços normais característicos encontrados no tubulão "P1" e "P4" foram respectivamente de 44,61 tf e 71,45 tf. A pressão no solo pode ser visualizada na figura 49.

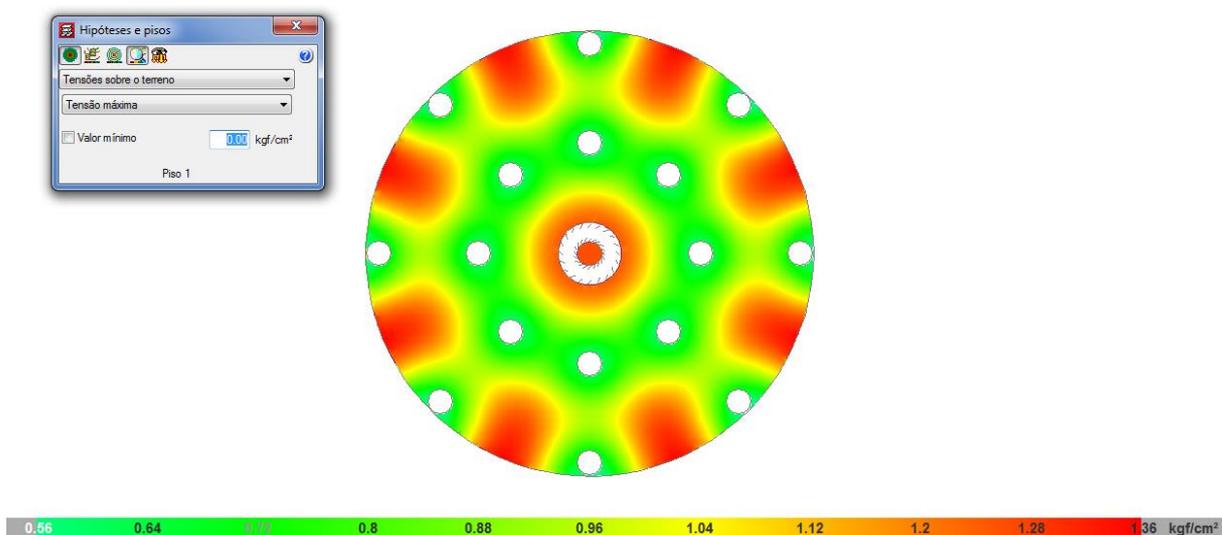


Figura 49: Tensão sobre o solo no modelo 3 com radier de espessura 20cm (gerada pelo "software CYPECAD")

Como a tensão admissível do solo não foi atendida, uma das alternativas foi aumentar a espessura do radier para 25 cm. Desta forma, processou-se novamente os cálculos e obteve-se um valor de 1,36 kgf/cm² para a pressão exercida sobre o solo, que é levemente superior ao valor da tensão admissível. Sendo assim, optou-se por reanalisar a fundação com a espessura de 30 cm e foi encontrado o valor de 1,13 kgf/cm², como pode ser visualizado na figura 50.

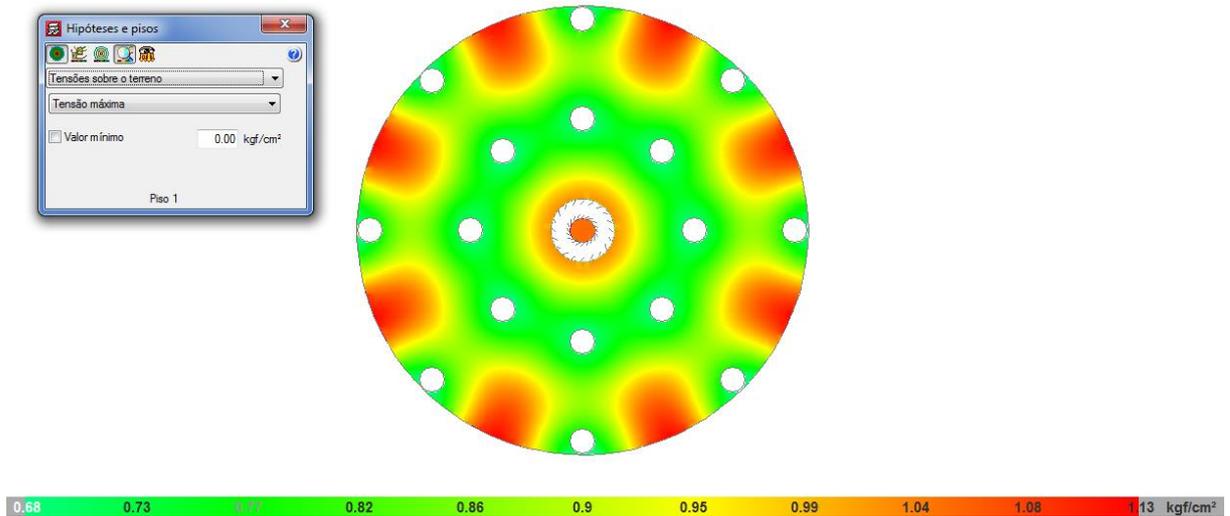


Figura 50: Tensão sobre o solo no modelo 3 com radier de espessura 30cm (gerada pelo "software CYPECAD")

O momento fletor negativo e positivo encontrados na laje de fundação no modelo 3, foram respectivamente, $-19,73 \text{ tf.m/m}$ e $6,17 \text{ tf.m/m}$; podendo ser visualizado na figura 51.

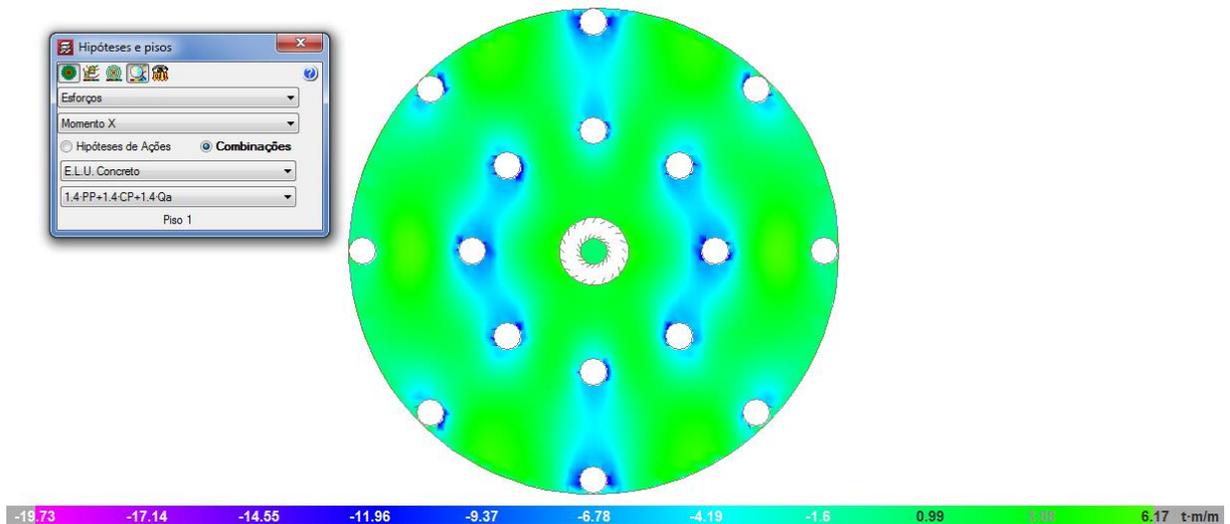


Figura 51: Momento fletor no radier no modelo 3 com espessura 30cm (gerada pelo "software CYPECAD")

Quando comparado ao modelo 2, o modelo 3 apresentou valores mais elevados para a tensão no solo e principalmente para o momento fletor no radier, além de uma redução nos esforços normais característicos que estão sendo transmitidos para cada tubulão. Logicamente o modelo 3 apresentará um consumo de aço maior do que o modelo 2, entretanto ele possui um volume menor de concreto ($44,95\text{m}^3$ contra $71,68$), um menor gasto com forma e também é mais rápido de ser executado.

Na análise do modelo 4 verificou-se a mesma situação do modelo 3, onde a tensão admissível do solo foi ultrapassada quando considerou-se o radier com espessura de 20 cm. O valor obtido para a pressão de contato neste caso foi equivalente a 1,26 kgf/cm², desta forma, aumentou-se a espessura do radier para 25cm e reanalisou-se a fundação.

Com a espessura de 25cm a tensão admissível no solo para o modelo 4 foi atendida e pôde-se prosseguir com as outras análises. Os valores obtidos para o esforço normal característicos nos tubulões "P1" e "P4" foram respectivamente de 47 tf e 66,62 tf, podendo e o valor da tensão no solo encontrado foi de 1,15 kgf/cm², podendo ser visualizado na figura 52.

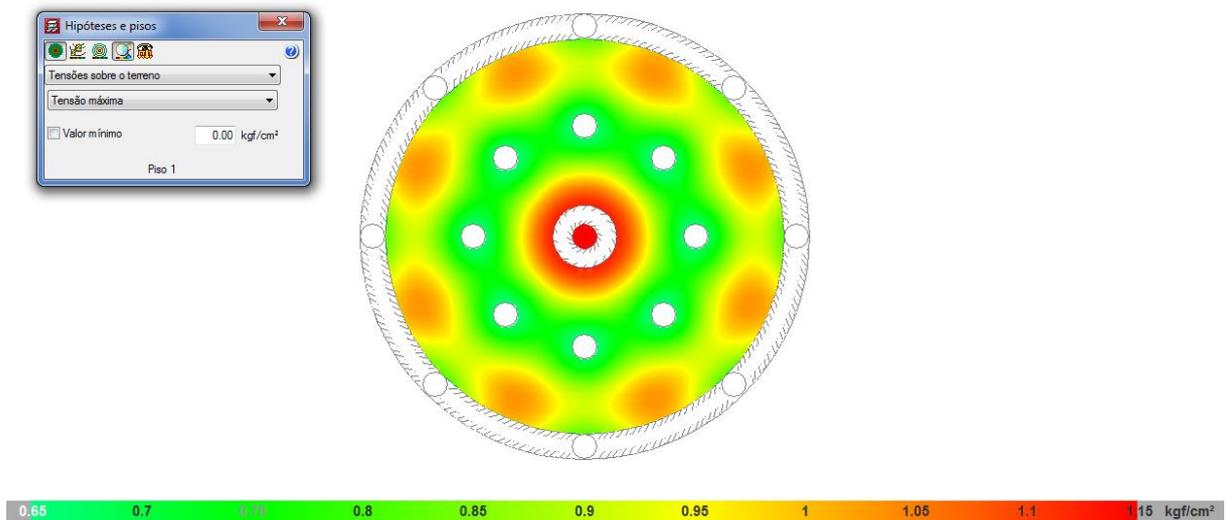


Figura 52: Tensão sobre o solo no modelo 4 com radier de espessura 25cm (gerada pelo "software CYPECAD")

Também verificou-se o momento fletor atuando na laje de fundação, sendo o valor de -17,6 tf.m/m para o momento negativo e de 5,37 tf.m/m para o momento positivo. Estes dados podem ser visualizados na figura 53.

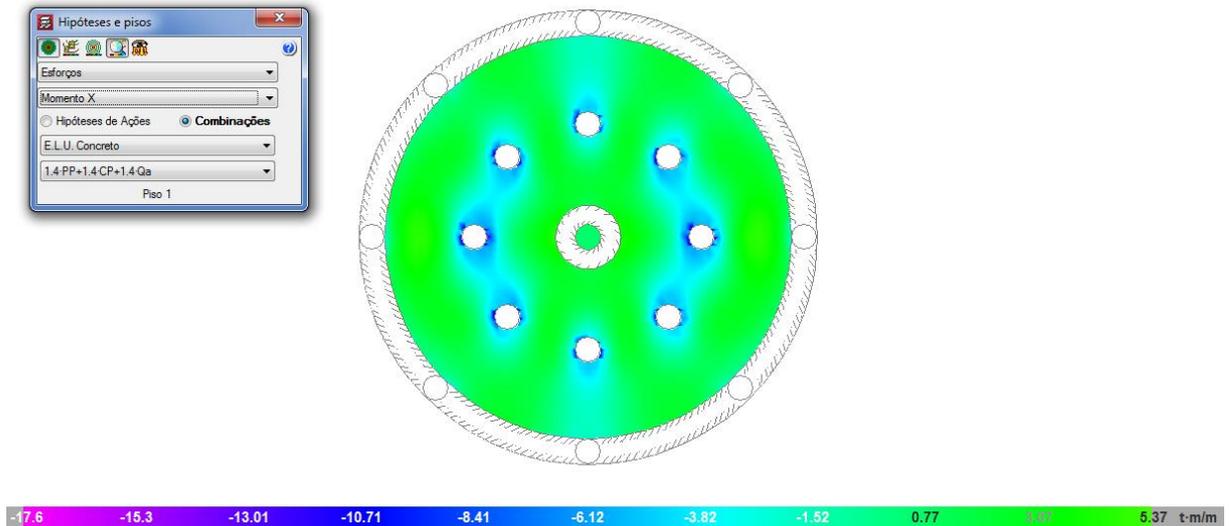


Figura 53: Momento fletor na laje de fundação do modelo 4 com espessura de 25cm (gerada pelo "software CYPECAD")

Modelou-se ainda o radier sem nenhuma estaca para verificar seu comportamento. Constatou-se que a tensão admissível quando o radier possuía 20cm de espessura foi de 1,44 kgf/cm². Posteriormente aumentou-se a espessura do radier para 25cm e 30cm, obtendo-se os valores da pressão sobre o solo de 1,45kgf/cm² e de 1,46 kgf/cm². O resultado é coerente, pois a medida que aumenta a espessura do radier aumenta o peso próprio também e consequentemente, aumenta a pressão no solo.

A tabela 31 faz uma comparação da tensão sobre o solo, momento fletor positivo e negativo, esforço normal no tubulão "P1" e "P4" para os 4 modelos analisados. É possível perceber que o modelo 1 apresentou as cargas mais elevadas nos tubulões "P1" e "P4", sendo mais que o dobro na comparação com os outros modelos. O modelo 2 apresentou os menores valores para o momento fletor positivo e negativo na laje de fundação. Os valores mais elevados no momento fletor negativo nos modelos 3 e 4, deve-se ao pico de esforço localizado na região dos tubulões em contato direto com a laje de fundação, pode-se adotar uma armação para atender este valor em toda a laje de fundação, ou fazer uma armação localizada para estes pontos, nestes casos cabe ao responsável técnico pelo projeto escolher a melhor alternativa para cada caso em específico. Estas considerações com relação às possíveis técnicas de armar o radier não fazem parte dos estudos deste trabalho.

Modelos	Pressão sobre o solo(kgf/cm ²)	Momento fletor negativo (tf.m/m)	Momento fletor positivo (tf.m/m)	Carga P1 (tf)	Carga P4 (tf)
1	-	11,95	9	110,01	180,38
2	0,95	3,53	1,63	49,33	76,56
3	1,13	19,73	6,17	44,61	71,45
4	1,15	17,6	5,37	47	66,62

Tabela 31: Comparação entre os resultados obtidos (próprio autor)

4.3 ANÁLISE DA FUNDAÇÃO DO EDIFÍCIO "MINAKOS"

A primeira análise realizada foi a do modelo 1 que possui a forma igual ao projeto original. É possível verificar que apenas o radier nestas condições impostas pelo relatório de sondagem, não atende quanto à questão da tensão admissível no terreno. Na figura 54, é possível verificar que a pressão no solo neste modelo varia entre 1,94 kgf/cm² e 2,57 kgf/cm², bem superior a tensão admissível que é de 0,6 kgf/cm².

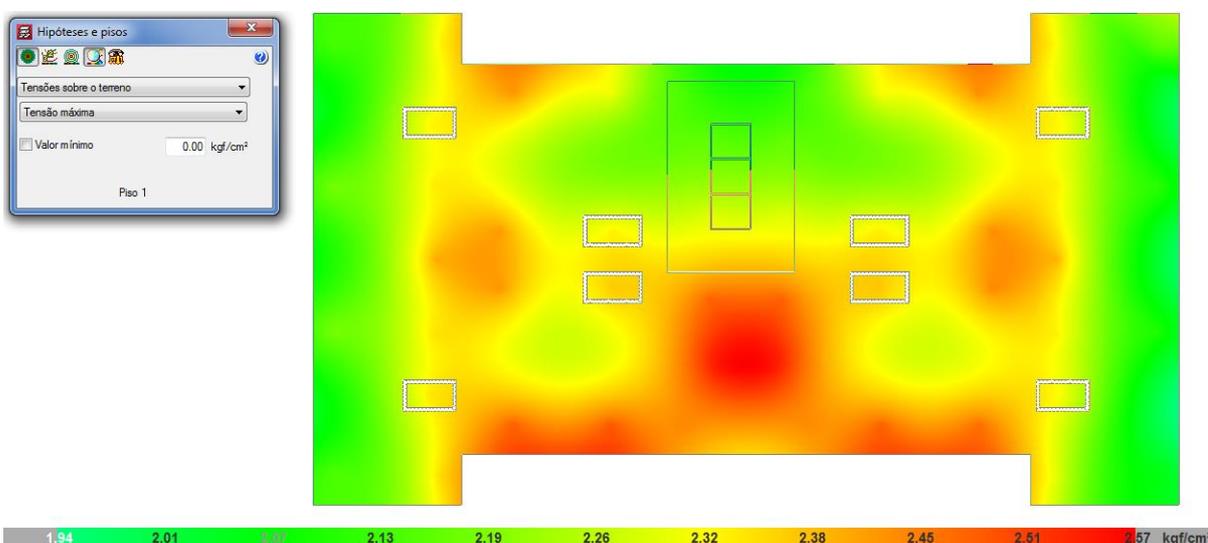


Figura 54: Pressão no solo exercida pela laje de fundação do modelo 1 (gerada pelo "software CYPECAD")

O modelo de cálculo 2 atendeu aos requisitos da tensão admissível do solo, apresentando uma variação de 0,01 kgf/cm² até 0,16 kgf/cm², como pode ser observado na figura 55. Neste caso, percebe-se que praticamente não está sendo exercida pressão sobre o solo por parte do radier, sendo a maior parte do carregamento absorvido pelas estacas. Este fato deve-se a consideração das estacas cravadas no maciço rochoso e também ao espaçamento entre as estacas.

O esforço que está sendo exercido sobre o radier não é desprezível de modo que apresenta por exemplo, momentos fletores na direção do eixo global "Y" com valores positivos e negativos iguais a 295,49 tf.m/m e -89,92 tf.m/m, respectivamente. Estes valores podem ser visualizados através da figura 56.

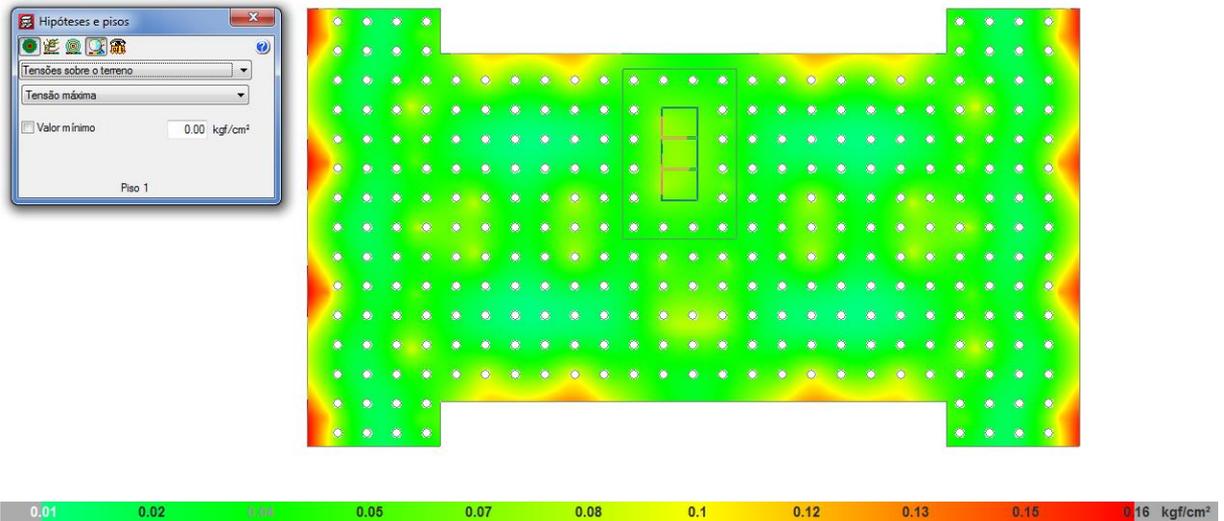


Figura 55: Pressão no solo exercida pela laje de fundação do modelo 2 (gerada pelo "software CYPECAD")

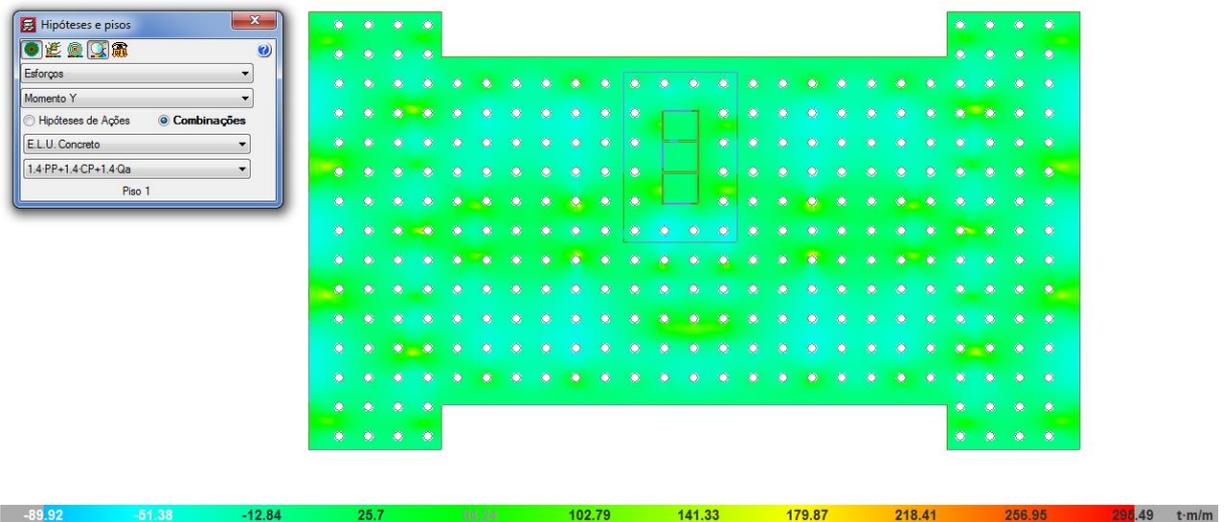


Figura 56: Momento fletor na direção "Y" na laje de fundação do modelo 2 (gerada pelo "software CYPECAD")

No caso da avaliação do esforço normal no topo das estacas, levou-se em consideração a estaca 266 que apresentou o maior valor, sendo de 280,43 tf para o esforço majorado em 1,4.

O modelo de cálculo 3 também atendeu aos requisitos da tensão admissível do solo, apresentando uma variação de 0,05 kgf/cm² até 0,33 kgf/cm², como pode ser observado na figura 57. Agora a pressão exercida sobre o solo corresponde a aproximadamente 50% da tensão admissível, o que é coerente devido a maior região de contato disponível entre o radier e o solo.

Os valores obtidos para o momento fletor positivo e negativo na direção global "Y" foram respectivamente 208,63 tf.m/m e -118,92 tf.m/m, como pode ser visualizado na figura 58. Já para o esforço normal majorado encontrada nas estacas, verificou-se que houve um aumento em todas as estacas, em função da diminuição do número total de estacas. O valor para a estaca do modelo 3 (estaca 96) que encontra-se nas proximidades da estaca 266 no modelo 2, foi de 408.49 tf.m/m, correspondendo ao maior valor encontrado para este esforço.

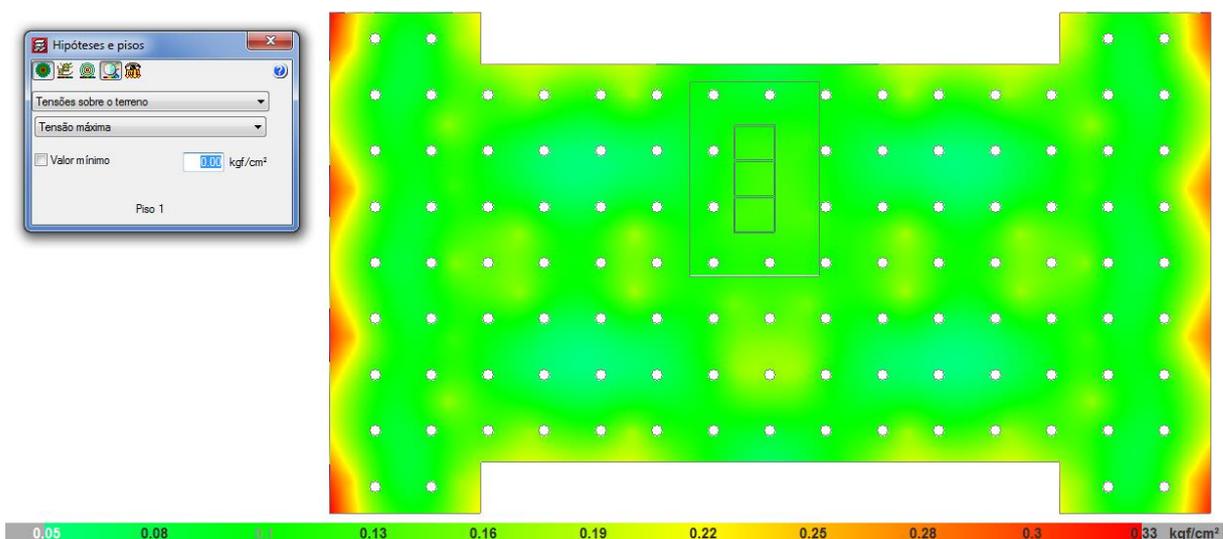


Figura 57: Pressão no solo exercida pela laje de fundação do modelo 3 (gerada pelo "software CYPECAD")

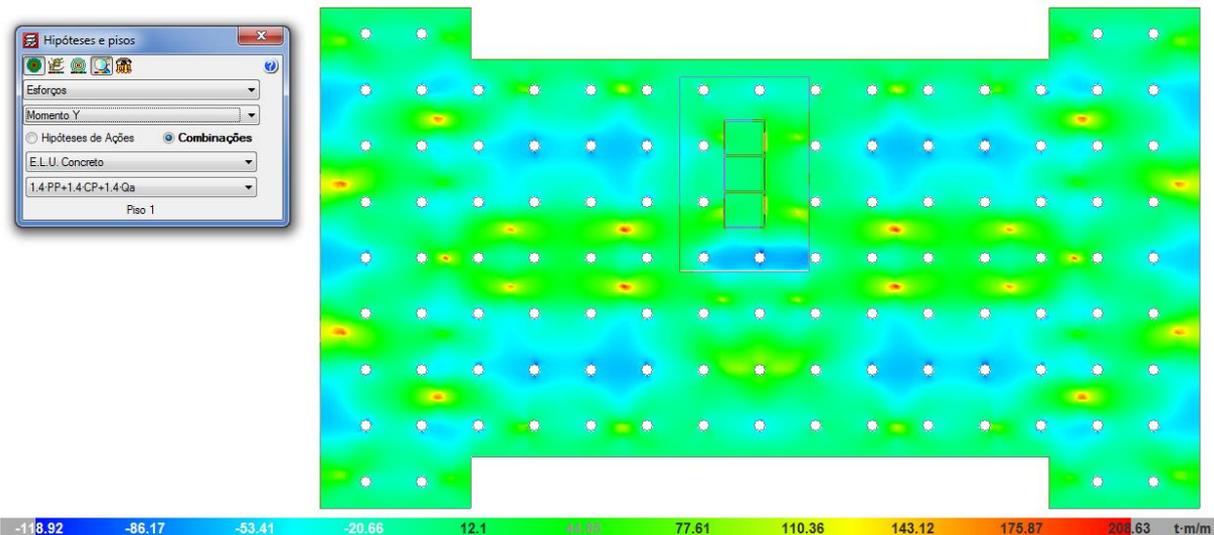


Figura 58: Momento fletor na direção "Y" na laje de fundação do modelo 3 (gerada pelo "software CYPECAD")

O modelo de cálculo 4 tem a mesma forma do modelo 3, entretanto alterou-se a tensão admissível do solo logo abaixo ao radier e consequentemente, alterou-se o coeficiente de reação vertical adotado. O "N_{spt}" levado em consideração foi o valor de 10 e consequentemente apresentou uma tensão admissível de 2 kgf/cm² e um coeficiente de reação vertical igual a 4,0 kgf/cm³. Para poder comparar os resultados os resultados da pressão no solo, momento fletor na direção global "Y" e esforço normal de cálculo na estaca 96, foi criada a tabela 33.

Modelos	Pressão sobre o solo(kgf/cm ²)	Momento fletor negativo (tf.m/m)	Momento fletor positivo (tf.m/m)	Carga estaca 96 (tf)
3	0,33	118,92	208,63	408,49
4	0,51	120,19	216,14	358,46

Tabela 32: Comparação entre os resultados do modelo 4 e 3 (próprio autor)

É possível perceber que com o aumento da tensão admissível no solo logo abaixo ao radier, ocorreu um aumento na pressão de contato radier-solo e também nos esforços de momento fletor, além disto, ocorreu uma redução no esforço normal majorado na estaca 96. Isto ocorre devido ao radier ter capacidade para absorver mais esforços do que antes em função das melhorias na condição do solo. Para um melhor entendimento do posicionamento da estaca 96, ela está destacada na figura 59, onde percebe-se sua proximidade ao pilar "P40".

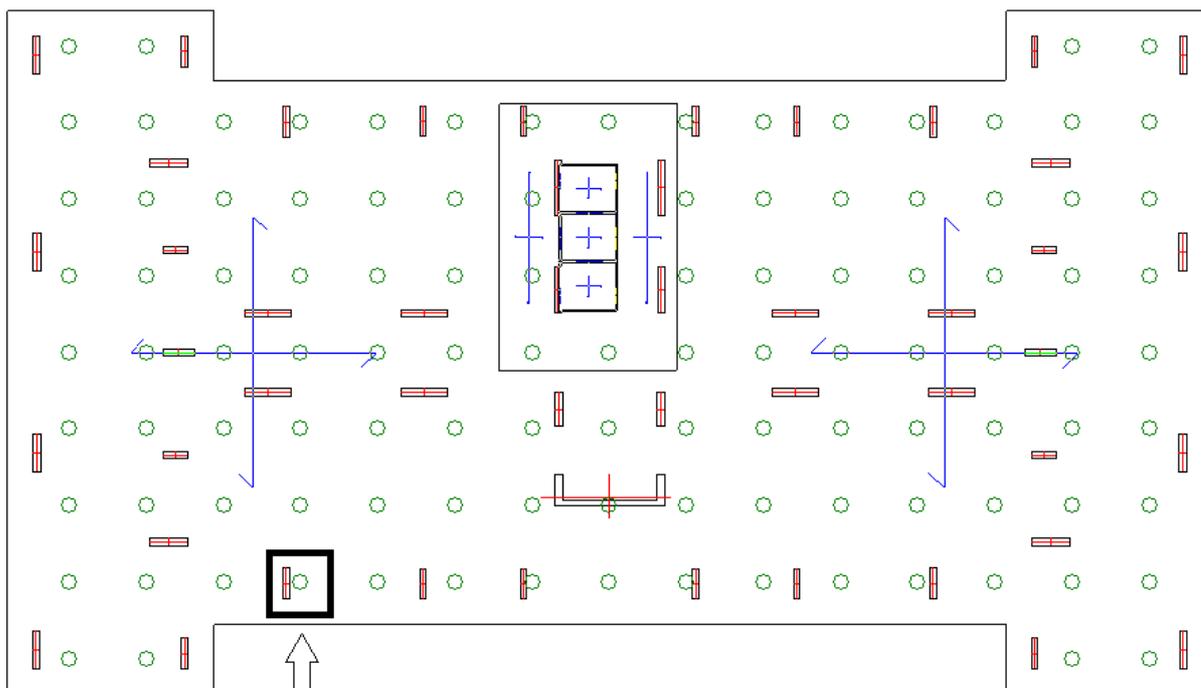


Figura 59: Identificação da estaca 96 nos modelos 3 e 4 (gerada pelo "software CYPECAD")

No modelo de cálculo 5 manteve-se a tensão admissível do solo logo abaixo ao radier e adotou-se tubulões de 80cm de fuste com 2 m de largura de base. A situação real do terreno, de fato, não é favorável para a adoção de um tubulão, tendo em vista a baixa resistência do solo e a camada "impenetrável" com 6 m de profundidade, então para que se possa estudar o comportamento da fundação e avaliar como serão os resultados obtidos se fosse permitido um recalque dos elementos verticais de fundação. Neste modelo, ao contrário do que ocorre nos demais, estimou-se um solo com tensão admissível de 3 kgf/cm², ou seja, um coeficiente de reação vertical de 6,0 kgf/cm³ na base do tubulão.

Considerou-se então que o tubulão teria 5m de profundidade e estaria com a base sobre um solo com "N_{spt}" igual a 15. Este método foi adotado para evidenciar como um maior recalque do elemento vertical de fundação, pode influenciar em todos os esforços e tensões da fundação.

Na figura 60, podemos observar que a tensão admissível no solo logo abaixo ao radier foi ultrapassada, mas o intuito do estudo deste modelo específico é avaliar que o carregamento na ponta do tubulão, equivalente à estaca 96 do modelo 3, sofreu uma grande redução. Agora o esforço normal majorado encontrado é de 182,45 tf, em comparação com 408,49 tf no modelo 3.

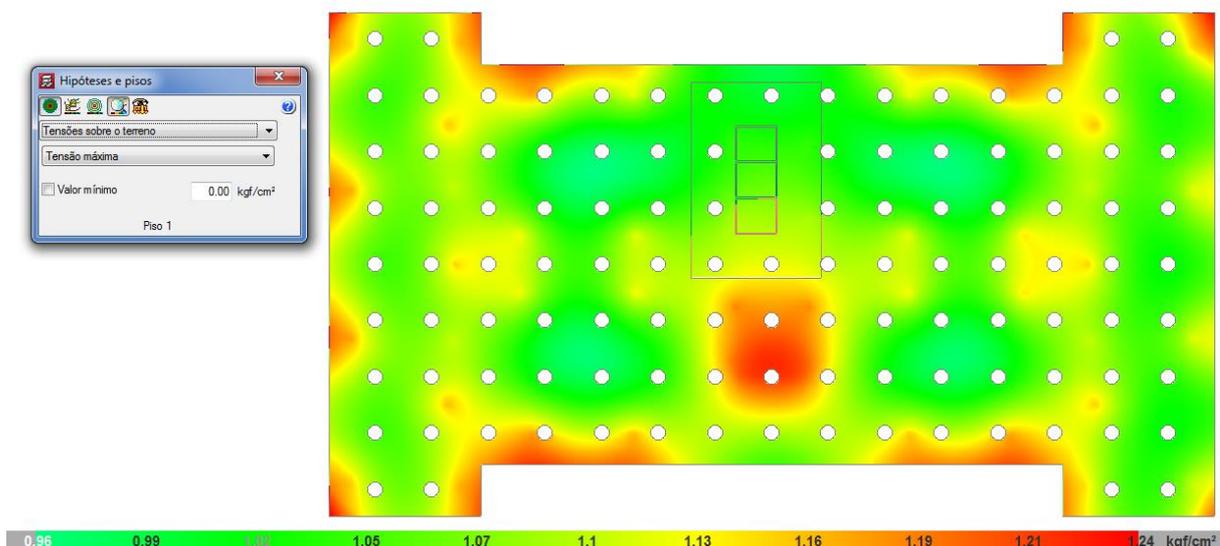


Figura 60: Pressão no solo exercida pela laje de fundação do modelo 5 (gerada pelo "software CYPECAD")

4.3 ANÁLISE DA FUNDAÇÃO DO CASTELO D'ÁGUA

O modelo 1, apresentou problemas com relação a tensão admissível do solo. Pela figura 61 é possível perceber que a pressão exercida sobre o solo, corresponde a valores entre $1,85 \text{ kgf/cm}^2$ e $1,86 \text{ kgf/cm}^2$, sendo assim, são superiores a tensão admissível que é de $1,2 \text{ kgf/cm}^2$.

Para a análise do modelo 2, inicialmente considerou-se as estacas indeslocáveis verticalmente, para que desta forma fosse possível obter o carregamento no topo das estacas. Em função da geometria da fundação e da distribuição uniforme de carregamentos, os esforços encontrados para cada uma das estacas é o mesmo, assim como os recalques apresentados. Tomando-se a estaca "P1" como referência, verificou-se que o carregamento no seu topo correspondia a $14,33 \text{ tf}$.

O próximo passo para dimensionar esta fundação é a determinação da capacidade de carga da estaca para a profundidade de 7 m. Considerou-se o resultado da sondagem fornecida na tabela 15 para determinar a capacidade de carga das estacas e o resultado pode ser verificado na tabela 34, onde adotou-se o método Aoki-Velloso.

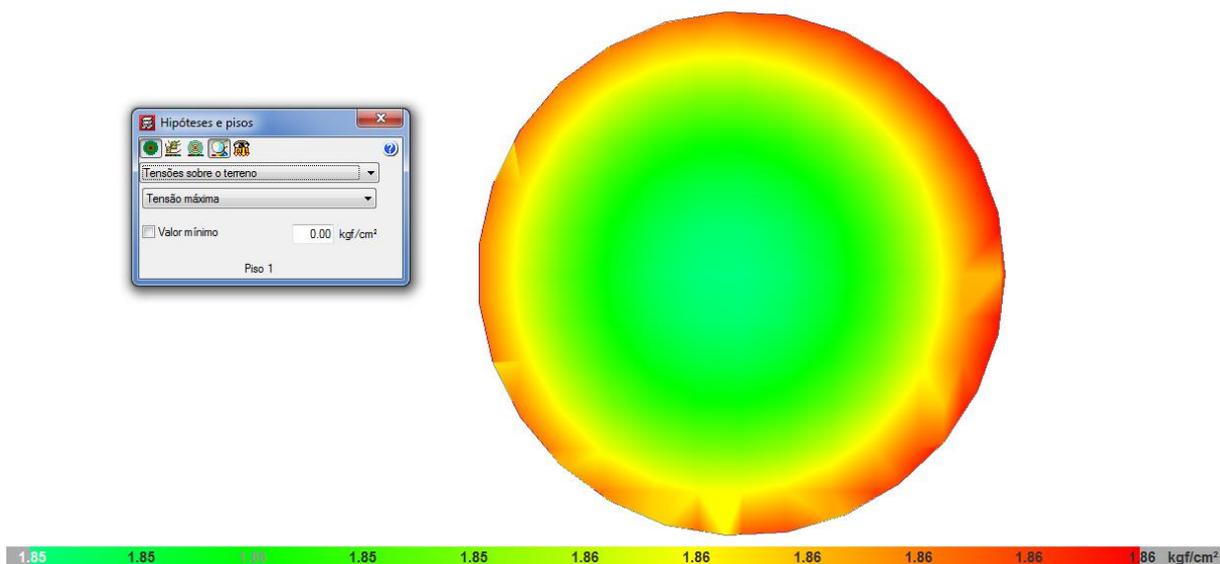


Figura 61: Pressão no solo exercida pela laje de fundação do modelo 1 (gerada pelo "software CYPECAD")

Estaca de 7m								
K (Mpa)	α (%)	F1	F2	Rp (KN)	RI (KN)	RI acumulado (KN)	Rúlt (KN)	Radm (KN)
0,35	2,4	3	6	49,48008	7,916813487	7,916813487	240,8031	120,4015384
0,35	2,4	3	6	57,72677	9,236282402	17,15309589		
0,35	2,4	3	6	65,97345	10,55575132	27,7088472		
0,35	2,4	3	6	74,22013	11,87522023	39,58406744		
0,35	2,4	3	6	90,71349	14,51415806	54,09822549		
0,35	2,4	3	6	107,2068	17,15309589	71,25132138		
0,35	2,4	3	6	131,9469	21,11150263	92,36282402		
0,35	2,4	3	6	148,4403	23,75044046	116,1132645		

Tabela 33: Capacidade de carga admissível para as estacas com 7m (próprio autor)

Agora tendo conhecimento do carregamento no topo da estaca e da sua capacidade de carga, é possível calcular o recalque total estimado somando-se a contribuição do recalque elástico da estaca com a contribuição do recalque causado pelo acréscimo de tensão no solo para cada camada. Para o cálculo do recalque das estacas, adotou-se o método Aoki e o resultado para esta primeira interação com a carga de 14,33 tf pode ser visualizado através da tabela 35. O módulo de elasticidade para as estacas foi considerado de 21 GPa, de acordo com a tabela 8.1 da ABNT NBR 6118:2014, para um concreto de 20 MPa.

INTERAÇÃO 1													
Metro	P (KN)	Ri (KN)	Ri med	pe (mm)	α'	k' (Kpa)	Es (Kpa)	h (m)	$\Delta\sigma_i$ (Kpa)	$\Delta\sigma_i/Es$	ps (mm)	w (mm)	Kvi (KN/m)
1	143,3	135,3832	139,3416	0,480825	7	300	12600	6,5	3,329241	0,000264	3,282016	3,76284	37030,96062
2	143,3	126,1469	130,765		7	300	14700	5,5	4,194891	0,000285			34751,68562
3	143,3	115,5912	120,869		7	300	16800	4,5	5,478648	0,000326			32121,75294
4	143,3	103,7159	109,6535		7	300	18900	3,5	7,550851	0,0004			29141,16256
5	143,3	89,20177	96,45885		7	300	23100	2,5	11,2778	0,000488			25634,58565
6	143,3	72,04868	80,62523		7	300	27300	1,5	19,40552	0,000711			21426,69335
7	143,3	-97,5031	36,02434		7	300	33600	0,5	27,1406	0,000808			9573,709178

Tabela 34: Recalque estimado na primeira interação para as estacas com 7m (próprio autor)

Como foi mencionado no item 3.4 deste trabalho, é necessário fazer a conversão deste valor do coeficiente de reação vertical para podermos realizar a modelagem no "software Cypecad". O valor encontrado é expresso em "kN/m", então precisamos dividir este valor pela área da laje de fundação de 60 cm de diâmetro (conforme explicado no item 3.4) e então realizar a conversão de unidades para definir os dados de entrada no "Cypecad". Este procedimento está exposto na tabela 36.

Dados para o Cypecad	
Kvi (KN/m ³)	Kvi (tf/m ³)
130970,2318	13097,02318
122908,9455	12290,89455
113607,4614	11360,74614
103065,7793	10306,57793
90663,80044	9066,380044
75781,42579	7578,142579
33860,06976	3386,006976

Tabela 35: Conversão da constante elástica na primeira interação para as estacas com 7m (próprio autor)

Desta forma, para cada metro das estacas foram utilizados estes coeficientes de reação vertical. Processou-se novamente os cálculo da fundação por meio do programa e agora obteve-se um carregamento no topo da estaca equivalente a 13,6 tf. é interessante observar que com a adoção dos coeficientes de reação vertical, a distribuição dos esforços normais nas estacas se comportou de maneira mais próxima da realidade, com relação a redução do esforço axial do topo da estaca até a sua ponta, como pode ser verificado na figura 62.

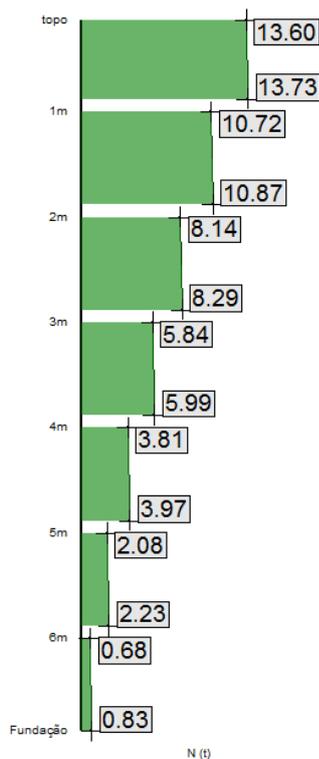


Figura 62: Esforço normal característico da primeira interação nas estacas com 7m (gerada pelo "software CYPECAD")

O valor encontrado para o carregamento no topo da estaca ainda não convergiu, pois representa uma diferença de 5,1% (conforme critério de Chamecki exposto no item 2.1.3). Desta forma, refaz-se o processo de cálculo do recalque da estaca considerando o novo carregamento encontrado no topo da estaca. O resultado da segunda interação pode ser visualizado na tabela 37.

INTERAÇÃO 2														
Metro	P (KN)	Ri (KN)	Ri med	pe (mm)	α'	k' (Kpa)	Es (Kpa)	h (m)	$\Delta\sigma_i$ (Kpa)	$\Delta\sigma_i/Es$	ρ_s (mm)	w (mm)	Kvi (KN/m)	
1	136	128,0832	132,0416	0,448859	7	300	12600	6,5	3,154824	0,00025	3,022799	3,471658	38034,15453	
2	136	118,8469	123,465		7	300	14700	5,5	3,96071	0,000269			35563,70759	
3	136	108,2912	113,569		7	300	16800	4,5	5,14776	0,000306			32713,19189	
4	136	96,41593	102,3535		7	300	18900	3,5	7,048165	0,000373			29482,60743	
5	136	81,90177	89,15885		7	300	23100	2,5	10,4243	0,000451			25681,91983	
6	136	64,74868	73,32523		7	300	27300	1,5	17,6485	0,000646			21121,09472	
7	136	-104,803	32,37434		7	300	33600	0,5	24,3907	0,000726			9325,323889	

Tabela 36: Recalque estimado na segunda interação para as estacas com 7m (próprio autor)

Da mesma forma que foi feito na primeira interação, foi necessário realizar a conversão dos dados obtidos para podermos utilizar no "software Cypecad". A conversão pode ser visualizada na tabela 38.

Dados P/ o Cype	
Kvi (KN/m ³)	Kvi (tf/m ³)
134518,3044	13451,83044
125780,8857	12578,08857
115699,2488	11569,92488
104273,3935	10427,33935
90831,21088	9083,121088
74700,59173	7470,059173
32981,58651	3298,158651

Tabela 37: Conversão da constante elástica na segunda interação para as estacas com 7m (próprio autor)

Novamente, para cada metro das estacas foram utilizados estes coeficientes de reação vertical. Processou-se novamente os cálculo da fundação por meio do programa e agora obteve-se um carregamento no topo da estaca equivalente a 13,62 tf. Sendo assim é possível perceber que houve a convergência destes valores e pode-se interromper as interações. O diagrama com o esforço normal característico nas estacas pode ser visualizado na figura 63.

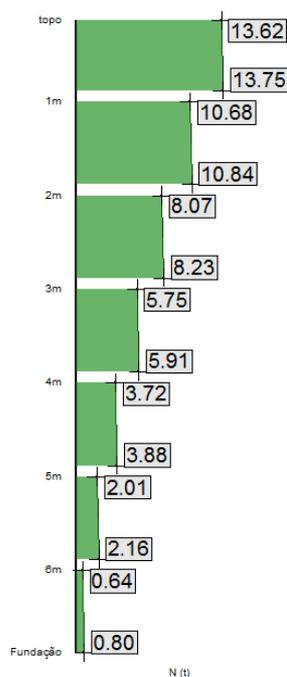


Figura 63: Esforço normal característico da segunda interação nas estacas com 7m (gerada pelo "software CYPECAD")

Após a conversão dos resultados, foi possível verificar a pressão que está sendo exercida sobre o solo, que corresponde ao valor máximo de 0,32 kgf/cm² mostrado na figura 64. Com relação a tensão admissível do solo, verificou-se que esta condição atende os requisitos de dimensionamento, entretanto, a capacidade de carga das estacas com 7m de profundidade não é suficiente para suportar os esforços solicitantes. Desta forma, iniciou-se a análise das estacas com 8m de profundidade.

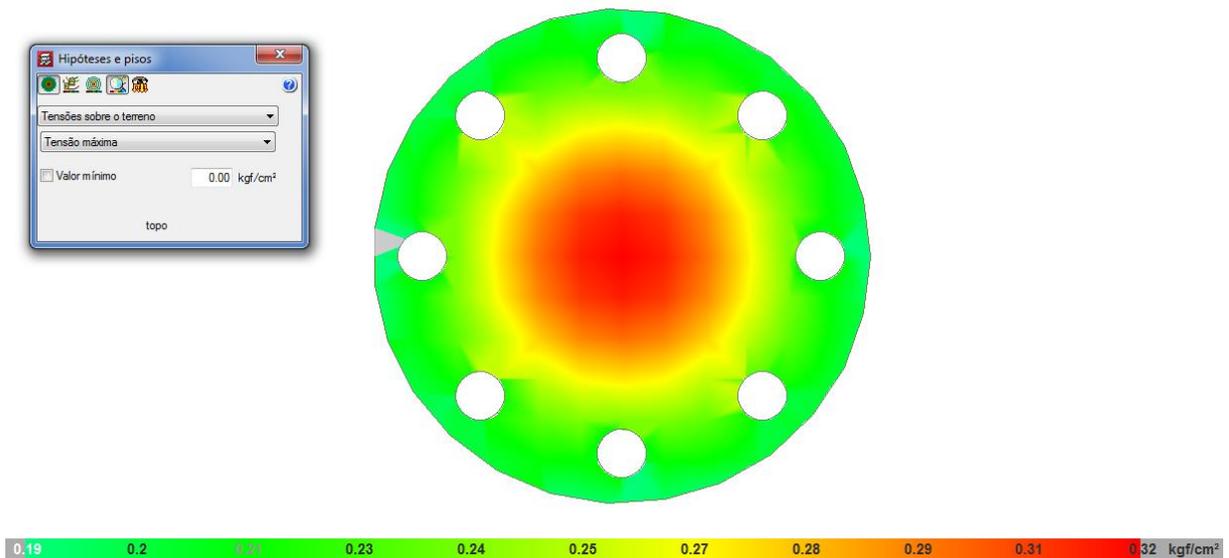


Figura 64: Pressão no solo exercida pela laje de fundação com estacas de 7m (gerada pelo "software CYPECAD")

O processo foi realizado de maneira análoga ao cálculo das estacas de 7 m, estimou-se primeiramente a capacidade de carga para esta profundidade das estacas, podendo-se visualizar o resultado na tabela 38. Em seguida adotou-se as estacas indelocáveis verticalmente e verificou-se que o esforço normal característico para as estacas foi de 14,27 tf. Com o resultado destes esforço pôde-se calcular o recalque estimado para as estacas em uma primeira interação, assim como os dados para inserir no programa de cálculo. As tabelas contendo estes resultados são respectivamente, as tabelas 38 e 39.

Estaca de 8m								
K (Mpa)	α (%)	F1	F2	Rp (KN)	RI (KN)	RI acumulado (KN)	Rúlt (KN)	Radm (KN)
0,35	2,4	3	6	49,48008	7,916813487	7,916813487	314,0336	157,0168
0,35	2,4	3	6	57,72677	9,236282402	17,15309589		
0,35	2,4	3	6	65,97345	10,55575132	27,7088472		
0,35	2,4	3	6	74,22013	11,87522023	39,58406744		
0,35	2,4	3	6	90,71349	14,51415806	54,09822549		
0,35	2,4	3	6	107,2068	17,15309589	71,25132138		
0,35	2,4	3	6	131,9469	21,11150263	92,36282402		
0,35	2,4	3	6	148,4403	23,75044046	116,1132645		
0,35	2,4	3	6	197,9203	31,66725395	147,7805184		

Tabela 38: Capacidade de carga admissível para as estacas com 8m (próprio autor)

INTERAÇÃO 1													
Metro	P (KN)	Ri (KN)	Ri med	pe (mm)	α'	k' (Kpa)	Es (Kpa)	h (m)	$\Delta\sigma_i$ (Kpa)	$\Delta\sigma_i/Es$	ps (mm)	w (mm)	Kvi (KN/m)
1	142,7	134,7832	138,7416	0,495153	7	300	12600	7,5	2,564251	0,000204	2,472583	2,967736	46749,97581
2	142,7	125,5469	130,165		7	300	14700	6,5	3,109988	0,000212			43860,04641
3	142,7	114,9912	120,269		7	300	16800	5,5	3,858183	0,00023			40525,51249
4	142,7	103,1159	109,0535		7	300	18900	4,5	4,943086	0,000262			36746,37405
5	142,7	88,60177	95,85885		7	300	23100	3,5	6,600935	0,000286			32300,32882
6	142,7	71,44868	80,02523		7	300	27300	2,5	9,356408	0,000343			26965,07455
7	142,7	50,33718	60,89293		7	300	33600	1,5	14,6562	0,000436			20518,30897
8	142,7	-171,334	25,16859		7	300	37800	0,5	18,96192	0,000502			8480,736397

Tabela 39: Recalque estimado na primeira interação para as estacas com 8m (próprio autor)

Dados P/ o Cype	
Kvi (KN/m ³)	Kvi (tf/m ³)
134518,3044	13451,83044
125780,8857	12578,08857
115699,2488	11569,92488
104273,3935	10427,33935
90831,21088	9083,121088
74700,59173	7470,059173
32981,58651	3298,158651

Tabela 40: Conversão da constante elástica na primeira interação para as estacas com 8m (próprio autor)

Desta forma, para cada metro das estacas foram utilizados os coeficientes de reação vertical. Processou-se novamente os cálculos da fundação por meio do programa, sendo obtido um carregamento no topo da estaca equivalente a 13,91 tf. O diagrama do esforço normal característico para as estacas com 8m de profundidade pode ser visualizado na figura 65.

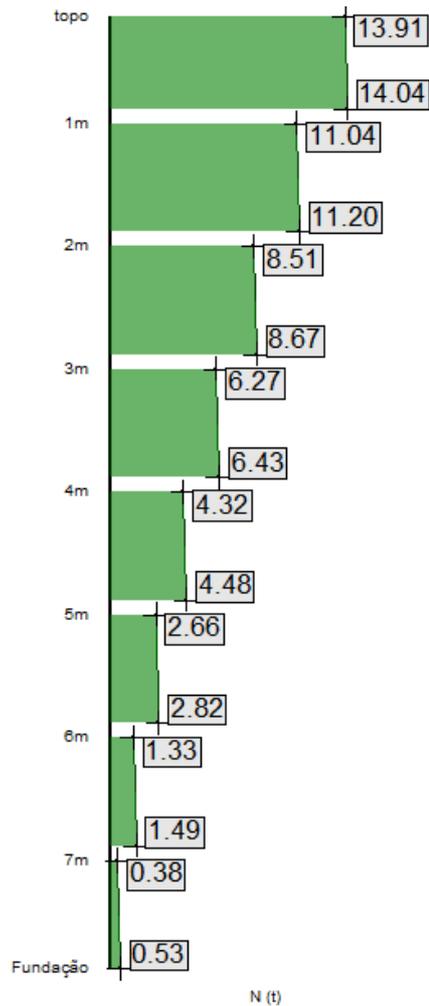


Figura 65: Esforço normal característico da primeira interação nas estacas com 8m (gerada pelo "software CYPECAD")

O valor do carregamento no topo das estacas convergiu, uma vez que representa uma diferença de 2,5%. Desta forma, pode-se interromper a análise já na primeira interação e verificar os resultados obtidos para a pressão máxima no solo, que foi de 0,28 kgf/cm².

Os valores obtidos para a tensão de contato do radier com o solo, são inferiores ao valor da tensão admissível estimada e além disto, as estacas agora possuem capacidade de carga suficiente para resistir aos esforços normais a que são submetidas (apresentando uma capacidade de carga de 15,7 tf contra uma solicitação de 13,91 tf).

5. CONCLUSÃO

A análise de um radier estaqueado não é uma análise simples, tendo em vista a quantidade das variáveis que a influenciam. Cada camada de solo interfere na modelagem estrutural que vai levar em conta o tipo de solo e correlacionar parâmetros com o índice do ensaio SPT para obter os coeficientes de reação vertical, conforme método empregado neste trabalho.

No primeiro caso estudado, foi possível verificar como é o processo de análise de um radier estaqueado. Os resultados obtidos mostraram que em função da proximidade do pilar mais carregado das estacas E15 e E16, o valor da carga transmitida na ponta destas estacas praticamente não se alterou após a primeira interação. Os valores obtidos para a tensão do solo e para a capacidade admissível de carga para a fundação encontraram-se dentro dos valores limites.

Com o segundo estudo de caso, foi possível perceber a diferença de resultados quando se faz a consideração da rigidez do solo e quando não se faz esta consideração para um mesmo modelo de cálculo. Em um modelo com vigas enrijecendo o radier, no caso do modelo 2, percebeu-se uma redução na tensão do solo e nos esforços solicitantes no radier, em comparação aos modelos 3 e 4. Entretanto o modelo 2 apresentou um carregamento maior na ponta dos tubulões analisados, sendo que o menor carregamento transmitido ao tubulões. Cabe analisar caso a caso, a relação entre o consumo de materiais e processo executivo das soluções, pois cada uma delas possui suas peculiaridades que podem atender melhor determinada demanda.

Na análise do radier no terceiro estudo de caso, verificou-se que o solo utilizado para interpretação dos dados, não fornecia condições muito favoráveis para a execução somente do radier. Houve a necessidade de realizar o cravamento das estacas no maciço rochoso, sendo assim, mesmo o solo tendo uma baixa capacidade de suporte, a tensão na base do radier ficou dentro dos limites admissíveis tanto para o modelo 2 como para o modelo 3. Cabe somente verificar a capacidade de carga para as estacas, uma vez em que não foi possível encontrar dados sobre a sondagem rotativa realizada no local dos furos.

Ao comparar o resultado do modelo 4 com o modelo 3 do edifício "Minakos", percebe-se que alterando a capacidade de suporte do solo, aumentou-se os esforços no radier e houve uma redução de cerca de 40 tf na estaca analisada. A adoção do modelo 5 serviu para

mostrar que mesmo com um tubulão apoiado em um solo com resistência relativamente boa, seria necessário uma condição de suporte melhor na base do radier para que a tensão admissível do solo não fosse ultrapassada. Verificou-se que quando o recalque dos elementos verticais da fundação (estacas ou tubulões) são considerados, a tensão sobre a base do radier também é mais mobilizada.

No último estudo de caso foi possível verificar o comportamento do conjunto radier-estacas, onde inicialmente não seria possível a adoção de um radier isolado. Após as verificações observou-se que a tensão admissível estava sendo atendida, entretanto a capacidade de carga das estacas não estavam sendo suficiente. Então a solução foi aumentar em 1m o comprimento das estacas, sendo que tanto a tensão admissível com a capacidade de carga das estacas passaram a ser atendidas.

As fundações do tipo radier estaqueado devem ser analisadas caso a caso, uma vez em que possuem vários parâmetro interferindo, como as condições do solo na região, geometria do radier, se possui elementos de enrijecimento, diâmetro das estacas e recalques sofridos pelas estacas. O ideal é analisar cada situação e interpretar as suas condições de contorno, verificando em quais dados é possível interferir para obter os resultados desejados.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

_NBR 6118: **Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimentos**. Rio de Janeiro, 2014.

_NBR 6120: **Cargas para o Cálculo de Estruturas em Edificações**. Rio de Janeiro, 1980.

_NBR 6122: **Projeto e Execução de Fundações**. Rio de Janeiro, 1996.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – ACI. **Design of slabs on grade** (ACI 360R-92), 1997.

ALMEIDA, L.C. **Laje Sobre Solo para Fundação de Residências**. São Paulo, 2001. Dissertação de Mestrado da UNICAMP/FEC.

ALVES DE SOUZA, **Interação solo-estrutura para edifícios de fundações rasas**. Paraná, 2008. Artigo publicado na revista Acta Scientiarum. Technology.

ANTONIAZZI, P.A. **interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais**. Rio Grande do Sul, 2011. Dissertação de Mestrado da Unifersidade Federal de Santa Maria.

AOKI, N.; LOPES, F. R. *Estimating stress and settlements due to deep foundation*. 1975. Apresentado no V Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, v.1, p.377-386, Buenos Aires.

BELL, Brian J. **Fundações em concreto armado**. 4. ed. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1985. 268 p.

CAUDURU, E.L. **Execução de Radiers Protendidos**. 2000. Trabalho apresentado no 42º Congresso Brasileiro do Concreto.

CHAMECKI, S. **Consideração com rigidez da estrutura no cálculo dos recalques da fundação**. 1954. Trabalho apresentado no congresso brasileiro de mecânica dos solos, 1., Porto Alegre. v.1.

CINTRA, J. C. A., AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. São Paulo, 2010: Oficina de Textos, 96 p.

COLARES, g, m; **Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios**, São Paulo, 2006. Dissertação de Mestrado na Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.

COSTA NUNES, A.J. **Curso de Mecânica dos Solos e Fundações**. 1956. Editora Globo.

DÓRIA, I.e.s, **Projeto de estrutura de fundação em concreto do tipo radier**, Maceió, 2007. Dissertação de Mestrado da Universidade Federal de Alagoas.

FONTE, a. o. c.; JUCÁ, j. f. t.; PONTES FILHO, j. d. s; **Interação solo-estrutura em edifícios altos**. Paraná, 1994. Trabalho apresentado no X COBRAMSEF / 1º SBMR.

FUNDAÇÃO do tipo radier e suas propriedades. Rudini Rodarte Arquitetura & Construções, 2016. Disponível em: <<https://www.rrarquiteturaereforma.com.br/single-post/2016/09/18/fundacao-radier-brasilia>>. Acesso em: 15 de Jan. de 2019.

GUARNIERI, g; PAVAN, r,c; PILZ, s,e; COSTELLA, m,f; **Interação solo-estrutura para sistemas estruturais reticulados sobre fundações profundas**, Santa Catarina, 2018. Publicação na Revista Engevista.

GUPTA, S. C.; **Raft foundations design and analysis with a practical approach**. New Delhi, 1997. New Age International (P) Limited, Publishers.

GUSMÃO, A. D.; GUSMÃO FILHO, J. A. **Avaliação da influência da interação solo-estrutura**. Paraná, 1994. Trabalho apresentado no X COBRAMSEF, ABMS, Anais, v.1, p.68-74.

HAMBLY, Edmund C. **Bridge Deck Behaviour**. Londres, 1976. Ed. John Wiley & Sons, Inc. London.

LOPES, F.R.; GUSMÃO, A.D. **On the influence of soil-structure interaction in the distribution of foundation loads and settlements**. 1991. Trabalho apresentado na european conference on soil mechanics and foundation engineering, 10, Firenze. Proceedings. Rotterdam, A. A. Balkema, v. 2, p. 505-9, 1991.

MOURA, as; **Caracterização Geotécnica para Projetos de Fundações de Edifícios em Fortaleza**. Brasília, 1995. Dissertação de Mestrado na Universidade Federal de Brasília.

MEYERHOF, G.G. **Compaction of sands and bearing capacity of piles**. 1959. Trabalho publicado no journal of the soil mechanics and foundation division. v.85. American Society of Civil Engineering (ASCE).

POULOS, H. G. **Settlement analysis of structural foundation systems**. 1975, Malásia. Trabalho apresentado no southeast asian conference on soil engineering, 4., Malásia.

REIS, j,h,c; **Interação solo-estrutura de grupo de edifícios com fundações superficiais em argila mole**. São Paulo, 2000. Dissertação de Mestrado Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.

RIBEIRO, d, b; **Análise da interação solo-estrutura via acoplamento mec/mef**. São Paulo, 2005. Dissertação de Mestrado Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.

SILVA, m, a, f; FILHO, j, r, f; CARVALHO, c,c; **Utilização da Analogia de Grelha para Análise de Pavimentos de Edifícios em Concreto Armado**. 2003. Trabalho apresentado no V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto.

SOWERS, G. F.; MARTIN, C. B.; WILSON, L. L. (1961). *Bearing capacity of friction pile groups in homogeneous clay from model studies*. Paris, 1961. Trabalho apresentado na international conference on soil mechanics and foundation engineering, 5., 1961, Paris.

TERZAGHI, K. **Evaluation of coefficient of subgrade reaction**, Londres, 1955. Geotechnique, London, v. 5, n. 4, p. 297-326.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. **Análise, projeto e execução de fundações rasas**. In: **HACHICH, W et al. Fundações: teoria e prática**. São Paulo: Pini, 1996.

TQS Informática Ltda. **Manual Teórico do Sistema de Interação Solo-Estrutura (SISE's)**. São Paulo, 2009

VELLOSO, D.A.; LOPES, F.R. **Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2004.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R.; **Fundações Volume 1: Critérios de Projeto – Investigação de subsolo – Fundações superficiais**. 2 ed, São Paulo: Oficina de textos, 2014.

VÉSIC, A. S. *Experiments with instrumented pile group in sand*. 1969. Trabalho apresentado no symposium on performance of deep foundations, v.444. American Society for Testing and Materials (ASTM).

VILELLA, i, p, s; **Análise de Radiers de Concreto Estrutural**, Rio de Janeiro, 2016. Dissertação de Mestrado na Universidade Federal Fluminense.

WHITAKER, T. C. **Experiments with model piles in groups**. Geotécnique, vol. 7. 1957. p. 147-167.