UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL PPGEC

HENRIQUE BLASI RODRIGUES

ESTUDO DE FUNDAÇÃO DIRETA DE AEROGERADORES COM MÉTODOS NUMÉRICOS

FLORIANÓPOLIS
2019

HENRIQUE BLASI RODRIGUES

ESTUDO DE FUNDAÇÃO DIRETA DE AEROGERADORES COM MÉTODOS NUMÉRICOS

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação da Universidade Federal de Santa Catarina para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil
Orientador: Prof. Daniel Domingues Loriggio, Dr

Florianópolis
2019

Ficha de identificação da obra

Rodrigues, Henrique Blasi
Estudo de fundação direta de aerogeradores com métodos numéricos / Henrique Blasi Rodrigues ; orientador, Daniel Domingues Loriggio, 2019.
165 p.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2019.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Fundações diretas. 3. Fundações de aerogeradores. 4. Modelagem numérica. 5. Elementos finitos. I. Loriggio, Daniel Domingues. II. Universidade Federal de Santa Catarina. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

HENRIQUE BLASI RODRIGUES

ESTUDO DE FUNDAÇÃO DIRETA DE AEROGERADORES COM MÉTODOS NUMÉRICOS

O presente trabalho em nível de mestrado foi avaliado e aprovado por banca examinadora composta pelos seguintes membros:

Prof. Tulio Nogueira Bittencourt, Dr.
Universidade de São Paulo

Prof. Marcos Souza Lenzi, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina

Carlos Antonio Menegazzo Araujo, Dr.
Consultor

Certificamos que esta é a **versão original e final** do trabalho de conclusão que foi julgado adequado para obtenção do título de mestre em engenharia civil.

_____

Prof. Poliana Dias de Moraes, Dra.
Coordenadora do Programa

_____

Prof. Daniel Domingues Loriggio, Dr.
Orientador, UFSC

Florianópolis, 30 de outubro de 2019.

Este trabalho é dedicado aos meus queridos pais, Alberto e Heloisa.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a todos que me incentivaram nessa jornada.

Ao professor Daniel Domingues Loriggio pelas orientações, contribuições e incentivo para a continuação dos meus estudos.

Ao meu avô, Aluízio Blasi, um dos fundadores dessa universidade, que tanto contribuiu para a sua excelência no ensino.

À minha mãe, Heloisa, pelo carinho e dedicação.

Ao meu pai, Alberto, pelos conselhos e ideias.

Ao engenheiro Hélio Paladino, que me orientou com muita dedicação desde o início da minha vida profissional.

À banca examinadora, agradeço por todas as contribuições para o aperfeiçoamento deste trabalho.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.

RESUMO

Este trabalho compara os resultados de diferentes modelos de fundações de aerogeradores de grande porte em elementos finitos, utilizando elementos planos e sólidos. A sensibilidade da estrutura à variação dos parâmetros geotécnicos também é analisada, tanto na interação solo-estrutura como nos esforços para dimensionamento estrutural em concreto armado. Para a análise dos modelos em elementos finitos sólidos, foi desenvolvida uma ferramenta computacional para extrair as tensões e obter os esforços resultantes mais rapidamente. Visto que os elementos finitos sólidos fornecem apenas as tensões, a ferramenta desenvolvida integra esses resultados para obter os esforços de flexão composta-reta para o dimensionamento das seções de acordo com as teorias de concreto armado. Os modelos estudados apresentam resultados diferentes com elementos planos e sólidos, tendo variação considerável nos esforços internos de momentos fletores, normais e cortantes. Observou-se que a variação do coeficiente de reação do solo não influencia significativamente os esforços resultantes para o dimensionamento da estrutura.

Palavras-chave: Estruturas; Fundações de torres eólicas; modelagem numérica; elementos finitos; coeficiente de reação do solo; integração de tensões.

ABSTRACT

This study compares the results from different models of large wind turbine shallow foundations in finite elements using shell and solid elements. The sensibility of the structure to the variation in geotechnical parameters is also analyzed, both in the soil-structure interaction and in the efforts for structural dimensioning in reinforced concrete. For the analysis of the models in finite elements, a computational tool was developed to extract the tensions and obtain the resulting efforts more quickly. Since solid finite elements only provide tensions, the developed tool integrates those results to obtain the bending efforts for dimensioning according to the theories of reinforced concrete. The structural models studied presents different results with plate and solid elements, having a considerable variation in the internal efforts of bending moments, normal and shear forces. It was observed that the variation of the soil modulus of subgrade reaction did not significantly influence the resulting efforts for dimensioning the structure.

Keywords: Structures; foundation of wind towers; numerical modeling; finite elements; soil reaction coefficient; tension integration.

.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 12

1.1 Considerações Sobre Aerogeradores 14

1.1.1 Rotor 15

1.1.2 Nacele 15

1.1.3 Torre 16

1.1.4 Ligação Torre-Fundação 16

1.1.5 Fundação 17

1.2 Justificativa e Relevância 18

1.3 Objetivos 22

1.3.1 Objetivo geral 22

1.3.2 Objetivos específicos 22

1.4 Estrutura do Trabalho 23

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 24

3 REFERENCIAL TEÓRICO 29

3.1 Modelo Estrutural 30

3.2 Método dos Elementos Finitos (MEF) 32

3.2.1 MEF – Escolha do Modelo 33

3.2.2 MEF – Escolha do Tipo de Elementos 35

3.2.3 Elementos Unidimensionais 36

3.2.4 Elementos Finitos Planos 36

3.2.5 Elementos Finitos Sólidos 38

3.2.6 MEF – Escolha da Malha 40

3.2.7 Condições de Contorno 41

- Restrição Vertical 41
- Restrição Horizontal 41
- Relações de Restrição *(Constraints)* 42

3.3 Interação Solo-estrutura 43

3.3.1 Modelos Discretos de Representação do Solo 44

3.3.2 Modelo Discreto de Meio Contínuo 45

3.3.3 Modelo de Winkler 45

3.3.4 Propriedades Elásticas do Solo – Coeficiente de Reação 47

3.3.5 Determinação do Coeficiente de Reação 48

3.3.6 Correções do Coeficiente de Reação 50

3.4 Fundações Diretas *52*
3.4.1 Rigidez à Flexão da Sapata 53
3.4.2 Distribuição das Cargas sob a Sapata –Área Comprimida da Base 55
3.4.3 Fundações Diretas de Aerogeradores 59
3.4.4 Carregamentos nas Fundações 60

4 MATERIAIS E MÉTODOS 63

4.1 Aerogerador Considerado *66*

4.2 Geometria da Fundação *67*

4.3 Propriedades Mecânicas dos Materiais da Fundação *68*

4.4 Parâmetros do Solo – Coeficiente de Reação *70*

4.5 Restrições Nodais *72*

4.6 Carregamentos e Combinações *72*

4.7 Modelo em Elementos de Casca *75*
4.7.1 Modelagem de Transferência das Cargas 76

4.8 Modelos em Elementos Sólidos *77*
4.8.1 Modelagem de Transferência das Cargas - Flange com Elementos Tipo *Link* 80
4.8.2 Modelagem de Transferência das Cargas - Flange com Elementos de Barra 80
4.8.3 Modelo Sólido MS1 82
4.8.4 Modelo Sólido MS2 83
4.8.5 Modelo Sólido MS3 84

4.9 Dimensionamento das Armaduras *85*

4.10 Seções de Análise *86*

4.11 Implementação Computacional - PROGRAMA INTEG 1.0 ..... *88*
4.11.1 Módulos do Programa 89
4.11.2 Módulo de Importação dos Dados de Entrada 90
4.11.3 Módulo Organiza Dados 91
4.11.4 Módulo Processamento 93
4.11.5 Módulo Saída de Dados 95

5 RESULTADOS 97

5.1 Comparação entre Modelos de Aplicação das Cargas da Torre na Fundação em Elementos Sólidos *98*
5.1.1 Esforços Radiais 102
5.1.2 Esforços Tangenciais 106

5.1.3 Comparação dos Deslocamentos 108
5.1.4 Considerações sobre os Modelos de Transmissão dos Esforços da Torre na Fundação em Elementos Sólidos 109
5.2 Comparação dos Resultados – MODELOS DE CASCA E SÓLIDOS 110
5.2.1 Análise dos Esforços Radiais 110
5.2.2 Análise da Variação das Restrições Horizontais 117
5.2.3 Análise dos Modelos Horizontalmente Restringidos 120
5.2.4 Análise dos Esforços Tangenciais 122
5.2.5 Análise do Diagrama de Armaduras 124
5.2.6 Análise das Tensões Transmitidas ao Solo 128
5.2.7 Análise dos Deslocamentos 132
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS 135
6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS 136
7 REFERÊNCIAS 138
8 APÊNDICE I – ESFORÇOS INTERNOS DOS PRINCIPAIS MODELOS ESTUDADOS 143
8.1 Modelos Sólidos 143
8.2 Modelos de Casca 146
9 APÊNDICE II – PRINCIPAIS MACROS 148
9.1 Macro - Integração das Tensões 148
9.2 Macro – Gráfico de Distribuição das Tensões 156
10 APÊNDICE III - LISTA DE FIGURAS 159
11 APÊNDICE IV - LISTA DE TABELAS 164

1 INTRODUÇÃO

Este trabalho de mestrado na linha de pesquisa de análise computacional voltada ao projeto estrutural apresenta a análise de diferentes modelos computacionais de fundações diretas de aerogeradores a fim de avaliar o comportamento estrutural e definir o tipo de modelo mais adequado para a estrutura utilizando o Método dos Elementos Finitos.

Os estudos comparativos realizados visam contribuir com estudos de engenharia sobre usinas eólicas, cuja capacidade instalada no Brasil tem crescido constantemente nos últimos anos.

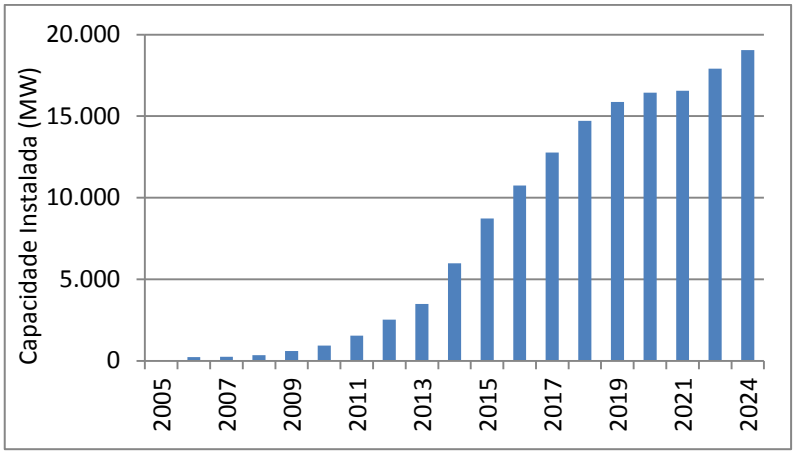
O Brasil tornou-se atrativo para o investimento em usinas eólicas por ser o país com o maior fator de capacidade (taxa percentual que exprime a relação entre a energia elétrica gerada e a sua capacidade de produção) de geração de energia eólica no mundo, tendo também incentivos governamentais para desenvolver fontes alternativas de energia, além de dispor de grandes áreas para o desenvolvimento das usinas, como também pelo fato de que cada vez mais os componentes dos aerogeradores são fabricados no país, reduzindo o custo final de implantação.

Soma-se a isso, a constante preocupação mundial com a redução de gases poluentes na atmosfera, que tem gerado a busca cada vez maior pelo desenvolvimento de fontes de geração de energia limpa, além da diversificação da matriz energética. Nesse cenário, portanto, ganha destaque a geração de energia eólica, que vem crescendo exponencialmente no mundo nos últimos anos. Segundo divulgação no site do Ministério de Minas e Energia, a taxa média de crescimento anual nacional de foi de 25% entre os anos de 2000 e 2013.

No Brasil, a taxa de crescimento da capacidade instalada vem subindo na média de 47% nos últimos 10 anos segundo (ABEEólica - Associação Brasileira de Energia Eólica, 2018), e cresceu 482% entre 2012 e 2018. Com isso torna-se essencial que se desenvolva e aprimore a tecnologia de projeto para atender a essa demanda.

A Figura 1 apresenta a evolução da capacidade instalada de geração de energia eólica no Brasil desde 2005 até 2018, considerando a previsão de crescimento até 2024, onde se vê um pequeno patamar entre 2019 e 2021, porém com tendência de retomada do crescimento nos anos seguintes.

Figura 1 – Evolução da Capacidade Instalada de Geração Eólica no Brasil.



Fonte: Adaptado de ABEEólica - Associação Brasileira de Energia Eólica (2018).

Tendo em vista esses dados, a projeção de crescimento desse mercado, a carência de publicações nacionais na área e a inexistência de normas nacionais específicas para estruturas de sustentação de torres eólicas, torna-se premente a necessidade de estudos na área para a produção de energia eólica no Brasil.

Os projetos de fundação de aerogeradores são usualmente feitos com modelos simplificados usando elementos finitos planos de cascas suportados por molas, desconsiderando o esforço horizontal e a protensão dos parafusos na ligação torre-fundação, sem haver também um estudo mais aprofundado do coeficiente de reação da mola aplicada. Na ausência de normas específicas e modelos estruturais tradicionais suficientemente estudados e testados, como no caso de edifícios, os modelos de fundação de aerogeradores em elementos planos podem ser feitos de diferentes maneiras que nem sempre são as mais apropriadas para produzir o efeito da transferência de cargas da torre para a fundação, afetando os esforços internos.

Neste contexto, serão apresentados, neste trabalho, estudos comparativos entre modelos computacionais em elementos finitos planos e sólidos de fundações diretas de aerogeradores com interação solo-estrutura simulada por meio de molas. Para avaliar o comportamento dos modelos em elementos finitos volumétricos tipo sólidos em comparação com os de elementos finitos planos, serão consideradas as mesmas condições de contorno, geometria, carregamentos e materiais.

Para avaliar a diferença no comportamento dos resultados serão estudados vários casos com diferentes rigidezes do conjunto fundação-solo, verificando a sensibilidade da estrutura no comportamento dos esforços internos à variação dos parâmetros geotécnicos e aos tipos de elementos finitos utilizados no modelo estrutural.

Para a análise dos modelos em elementos finitos sólidos é fundamental o desenvolvimento nesse trabalho de ferramenta computacional para providenciar a integração numérica das tensões fornecidas como resultado para se obter os esforços de flexão composta-reta e possibilitar o dimensionamento estrutural de acordo com as teorias de concreto armado. Essa ferramenta, denominada INTEG 1.0, propicia rapidez ao projetista durante a extração dos resultados dos modelos em elementos sólidos, o que na ausência de tal ferramenta, praticamente inviabilizaria o estudo desses modelos devido à dificuldade e tempo necessários para a integração das tensões.

1.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE AEROGERADORES

Aerogerador é o equipamento destinado a gerar energia elétrica a partir da energia cinética fornecida pelo vento, que movimenta a turbina, produzindo energia mecânica que é transmitida ao gerador, que por sua vez, faz a conversão de energia mecânica em elétrica.

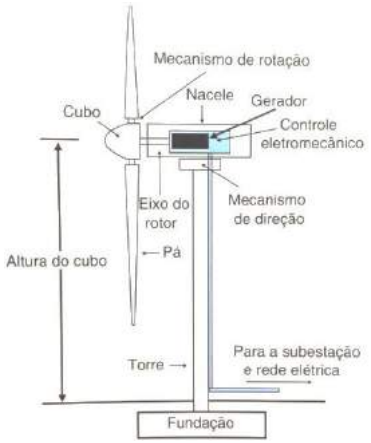
Atualmente são muito utilizados aerogeradores com eixo horizontal e três pás (PINTO, 2013) com comprimento de 35 a 75m, de acordo com a potência requerida em projeto, e altura geralmente compreendida no intervalo de 75 a 120m (GAVIOLI & DE ALBUQUERQUE, 2016).

Existem diversos modelos de aerogeradores, porém todos dispõem da estrutura básica compreendida pelos seguintes componentes:

- Rotor;
- Nacele;
- Gerador;
- Torre;
- Fundação.

Além dos componentes citados acima, a Figura 2 apresenta as principais partes de um aerogerador de eixo horizontal.

Figura 2 – Principais partes de um aerogerador.



Fonte: Pinto (2013).

Os aerogeradores, por serem máquinas de rotação, estão submetidos à fadiga dos materiais, incluindo os seus demais componentes, como a torre e os materiais da fundação, concreto e aço.

1.1.1 Rotor

O rotor dos aerogeradores convencionais de eixo horizontal é formado pelas pás, que são movimentadas pelo vento e fixadas ao cubo, que é acoplado à Nacele no topo da torre.

A grande maioria dos fabricantes produz aerogeradores com três pás por apresentarem maior estabilidade estrutural, maior rendimento e menor produção de ruído quando comparado com turbinas com diferente composição do rotor (DALMAZ, 2007).

As pás são geralmente fabricadas em fibra de vidro reforçada com resinas de poliéster ou epóxy, que possibilitam versatilidade na fabricação e possuem boas propriedades estruturais, resistência à fadiga, coeficiente de dilatação baixo e reduzida condutividade elétrica (DALMAZ, 2007).

1.1.2 Nacele

A nacele é a estrutura montada em cima da torre, onde se conecta o cubo do rotor e estão contidas as engrenagens, gerador, caixa de acoplamento e demais equipamentos de medição da velocidade e direção do vento, assim como o mecanismo responsável pela sua orientação na direção do vento para melhorar a eficiência do equipamento (PINTO, 2013).

1.1.3 Torre

A torre é a estrutura de sustentação aos componentes do aerogerador, rotor e nacele, sendo mais utilizadas atualmente torres tubulares cônicas construídas em aço ou concreto armado/protendido, havendo também as torres metálicas treliçadas, usualmente utilizadas para suporte de turbinas de menor porte (PINTO, 2013).

As torres tubulares de aço são de longe as preferidas para a implementação de parques eólicos comerciais em razão de consumirem menor tempo de montagem em campo, no entanto, as torres de concreto têm sido a preferência ultimamente em aerogeradores com altura maior que 80 m (HAU, 2006). Para fins de transporte, as torres tubulares de aço de grandes alturas são fabricadas em várias seções de 20 a 30 m de comprimento, que em campo são facilmente erguidas e unidas nos flanges por parafusos em ambas as extremidades (STATHOPOULOS & BANIOTOPOULOS, 2007).

A altura mínima da torre depende do diâmetro do rotor, visto que as pás devem manter altura considerável em relação ao solo, porém, maior altura implica em custos mais elevados, assim como maior dificuldade na montagem da nacele e do rotor (DALMAZ, 2007).

As torres devem ter uma frequência natural de forma que nenhuma condição de operação excite a estrutura, que a princípio, deve ser o mais alta possível, para aproveitar as maiores velocidades de vento encontradas em maiores alturas (DALMAZ, 2007).

1.1.4 Ligação Torre-Fundação

A ligação entre a torre e a fundação é de extrema importância para assegurar o engastamento da torre e a transmissão eficiente das cargas para a fundação, e desta para o solo. As duas soluções mais comuns são o anel de aço, representado na Figura 3, e a “gaiola” de parafusos, representada na Figura 4 (CAMACHO E SILVA, 2013), sendo a conexão soldada no caso de anel de aço, e por meio de flange parafusada no caso da “gaiola” de parafusos (OLARIU, 2013).

Figura 3 – Montagem do anel de aço de conexão da torre na Fundação.

Fonte: Hau (2006).

A “gaiola” é constituída por duas placas de aço em forma de anel, a placa superior é o flange onde é fixada a torre, sendo ligada à placa inferior por um conjunto de parafusos protendidos e isolados do concreto para não haver aderência entre os materiais (CAMACHO E SILVA, 2013). A Figura 4 apresenta a montagem da ligação torre-fundação por meio de “gaiola” de parafusos, que é representada também na Figura 5 do item 1.1.5.

Figura 4 – Montagem da ligação torre-fundação por “gaiola” de parafusos protendidos.

Fonte: Camacho e Silva (2013).

1.1.5 Fundação

A fundação do aerogerador é a estrutura de suporte para transferir as cargas da turbina e da torre para o solo (DNV/RISO, 2002).

O tipo de fundação é determinado pelo tamanho da turbina eólica e as condições geológicas locais do terreno são decisivas para a sua escolha (PINTO, 2013), podendo ser utilizadas fundações diretas (sapatas), nosso caso de estudo neste trabalho, fundações indiretas por estacas (fundações profundas), ou fundações especiais (sapatas com tirantes, sapatas sobre solo tratado ou colunas de brita), de acordo com Milititsky (2014).

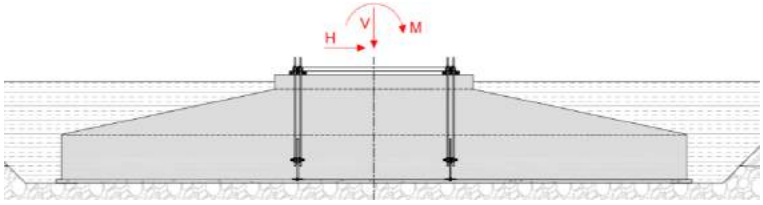
As fundações diretas de aerogeradores são adotadas quando as camadas superiores do solo possuem resistência suficiente para suportar os elevados carregamentos transmitidos da estrutura de fundação para o solo. Geralmente possuem grande área de contato com o solo para garantir a estabilidade da estrutura, sendo de geometria circular ou poligonal, e produzidas no local em concreto armado (PINTO, 2013).

A função de uma fundação corretamente projetada é suportar as cargas que atuam sobre ela e distribuí-las de maneira satisfatória sobre as superfícies de contato com o solo sobre o qual ela se apoia, de modo a não provocar uma ruptura na massa de solo, bem como inclinações e recalques apreciáveis do conjunto estrutural (TSCHEBOTARIOFF, 1978).

Como na grande maioria de soluções de fundação, no caso de aerogeradores também as sapatas sempre são a primeira opção a ser cogitada, devido a sua economia, facilidade de execução e possibilidade de inspeção e liberação do material sobre o qual estarão sendo aplicadas as cargas (MILITITSKY, 2014). O dimensionamento das fundações se inicia pela escolha do seu tipo na fase de anteprojeto ou projeto preliminar, e após o seu aceite, parte-se para o detalhamento do projeto executivo (MILITITSKY, 2019).

A Figura 5 representa uma seção de fundação direta típica de aerogerador, com os esforços transmitidos pela torre aplicados no topo da estrutura e ligação torre-fundação por meio de “gaiola” de parafusos.

Figura 5 – Seção de fundação direta de aerogerador.



Fonte: Elaborado pelo autor.

1.2 JUSTIFICATIVA E RELEVÂNCIA

A principal justificativa para execução desse trabalho é o aprofundamento do conhecimento sobre o comportamento de modelos estruturais de fundações diretas de aerogeradores analisados numericamente pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) para se obter uma análise estrutural rápida, confiável e de fácil implementação. Este trabalho visa contribuir para a melhoria da qualidade dos projetos de usinas eólicas, cuja capacidade instalada no Brasil está em crescimento constante nos últimos anos.

As normas brasileiras vigentes de fundações ABNT NBR 6122 (2010) e de projeto de estruturas de concreto ABNT NBR 6118 (2014) tratam dos critérios gerais que regem o projeto, respectivamente de fundações e de todas as estruturas convencionais da engenharia civil. Obras especiais também são regidas por estas normas no que for aplicável, devendo ser complementadas e eventualmente ajustadas em pontos localizados por normas específicas para cada caso particular. As fundações de aerogeradores, devido à elevada excentricidade da carga vertical por ação do vento, suas grandes dimensões, condições dos locais de implantação e necessidades especiais de desempenho por ser uma fundação de máquina (MILITITSKY, 2014), podem ser consideradas estruturas especiais não havendo uma normalização brasileira específica para essas estruturas.

Na fase de projeto são utilizadas as especificações de fornecedores de equipamentos estrangeiros que possuem diferentes características de solução e desempenho para as fundações, além de práticas particulares em seus países de origem de acordo com normalizações internacionais. Cada fornecedor de equipamento tem indicações específicas referentes à investigações do subsolo e determinação de combinações de carregamento para obtenção das solicitações ao nível da base do aerogerador, além da área mínima de contato de fundações diretas quando da atuação de solicitações no Estado Limite de Serviço, Último e de Fadiga (MILITITSKY, 2019).

Devido ao grande diâmetro das fundações diretas de aerogeradores, para que estas sejam consideradas rígidas de acordo com o critério da ABNT NBR 6118 (2014), é necessário que a altura do bloco de fundação também seja elevada, o que nesse caso praticamente inviabiliza o projeto devido ao grande volume de escavação, reaterro e principalmente de concreto. De acordo com Botelho & Marchetti (2002), sapatas maciças rígidas usam muito concreto e pouco aço, enquanto sapatas flexíveis usam menos concreto e mais aço. Por este motivo, geralmente as fundações de aerogeradores são projetadas com altura compatível com o critério para sapatas flexíveis, de acordo com a norma referida que, nesse caso, determina que seja considerada a interação solo-estrutura e revista a consideração simplificada de distribuição plana de tensões no contato sapata-solo.

Pelos motivos acima, vê-se que o caso de fundações diretas de aerogeradores necessita de estudos de modelagem estrutural e da interação solo-estrutura para que se possam buscar melhores soluções estruturais, econômicas e, eventualmente sugerir critérios e revisões em certos itens normativos para este tipo de estrutura especial.

Os modelos estruturais tridimensionais com elementos sólidos são mais sofisticados, possuem mais graus de liberdade e a obtenção dos esforços para dimensionamento das seções de concreto armado torna-se sensivelmente mais trabalhosa, enquanto que em modelos de elementos planos, os esforços internos para dimensionamento são fornecidos diretamente pelo programa computacional, proporcionando rapidez ao projetista, mas que de acordo com Araújo et al. (2014), podem gerar resultados contra a economia em modelos de fundações de aerogeradores.

Com as diferentes formas de modelagem computacional desse tipo de fundação, que possui grandes dimensões, surge o questionamento, que se configura no principal problema desta pesquisa: quais modelos de fundações de aerogeradores em elementos finitos apresentam melhores resultados de comportamento estrutural para fins de dimensionamento no estado-limite último?

Para buscar respostas para o problema de modelagem e obtenção dos esforços para o dimensionamento do concreto armado, serão considerados os modelos numéricos com elementos planos ou sólidos e a variabilidade dos parâmetros do solo na interação solo-estrutura para verificar as respostas dos modelos.

Para os modelos em elementos sólidos, em que a análise estrutural fornece apenas tensões como resultado, a norma ABNT NBR 6118 (2014) cita no item 14.2.3 que: “O dimensionamento das armaduras não pode ser realizado apenas a partir dos esforços ou das tensões resultantes desta análise, por exemplo, de tração, numa certa região do modelo.”

De acordo com o mesmo item da referida norma, os esforços solicitantes nos elementos estruturais devem ser determinados por integração de campos de tensões para possibilitar o dimensionamento das armaduras pela teoria do concreto estrutural, ou seja, com esforços axiais, cortantes e momentos fletores.

Para a integração das devidas tensões nas seções em estudo e obtenção desses esforços de flexão composta-reta e cisalhamento, são necessários procedimentos adequados e ferramentas computacionais automatizadas, desenvolvidas neste trabalho.

De forma geral, a ferramenta computacional INTEG 1.0 deve providenciar uma rapidez ao projetista de estruturas durante a extração dos resultados e integração das tensões do modelo em elementos finitos sólidos, uma vez que não existem programas computacionais comerciais para integração das tensões em estruturas. Esta ferramenta otimiza o tempo de projeto e busca a economia de material que ocorre em muitos casos de modelos estruturais de elementos finitos sólidos.

Uma tendência cada vez maior no ramo da construção é a industrialização e automatização dos processos, por isso as ferramentas computacionais são de grande importância para agilizar o projeto e buscar melhores soluções do ponto de vista estrutural e econômico, abreviando o trabalho repetitivo do engenheiro projetista, mas exigindo ainda uma análise especializada dos resultados.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo geral

Realizar um estudo comparativo entre modelos planos e tridimensionais de estruturas de fundação direta de aerogeradores de grande porte e verificar a influência dos parâmetros do solo no comportamento estrutural.

1.3.2 Objetivos específicos

- Identificar as vantagens e desvantagens dos modelos em elementos finitos planos e tridimensionais de fundação direta de aerogeradores;
- Avaliar e comparar os modelos computacionais quanto à segurança e economia para a estrutura estudada;
- Estudar os efeitos da variabilidade da rigidez do solo para a interação solo-estrutura;
- Desenvolver uma ferramenta computacional na forma de planilha eletrônica automatizada para extrair os resultados do *software* de elementos finitos e integrar as tensões normais, tangenciais e cisalhantes dos elementos sólidos para se obter os esforços de flexão composta reta e cortantes na seção estrutural em estudo.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

Para avaliar o comportamento estrutural das fundações de aerogeradores, esta dissertação inicialmente aborda as considerações sobre a fonte de geração eólica, em que são apresentados os seus principais componentes. Assim, nos capítulos 1 e 2 são apresentadas a justificativa e relevância do tema, objetivos do trabalho e revisão bibliográfica.

No Capítulo 3 é apresentado o referencial teórico da modelagem numérica e interação solo estrutura. No mesmo capítulo é feita uma exposição sobre fundações diretas em geral e fundações diretas de aerogeradores, discorrendo sobre a rigidez à flexão, distribuição das cargas sobre a sapata e área comprimida da base circular.

No Capítulo 4 são apresentados os materiais e métodos utilizados nos modelos analisados das fundações em elementos finitos. Nesse capítulo avalia-se também a implementação dos carregamentos nos modelos em elementos sólidos e são definidos a geometria, carregamentos, condições de contorno, características e respostas dos materiais dos modelos. Ainda nesse mesmo capítulo, é apresentada a ferramenta computacional INTEG 1.0, desenvolvida para a integração das tensões e extração dos esforços resultantes nos modelos sólidos.

No Capítulo 5 é feita uma comparação dos resultados obtidos nos modelos estudados em elementos planos e sólidos, avaliação da resposta à variação dos parâmetros da interação solo-estrutura e análise da área comprimida da base da fundação.

No Capítulo 6 são apresentadas as conclusões, recomendações e sugestões para trabalhos futuros.

Os apêndices desse trabalho apresentam os esforços resultantes tabelados dos principais modelos numéricos estudados e as principais macros desenvolvidas na implementação da ferramenta computacional INTEG 1.0.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

No passado, a consideração do processo de interação solo-estrutura era considerada inviável para utilização prática devido à complexidade dos cálculos e, ainda hoje, o dimensionamento estrutural é de forma frequente realizado independente da análise do subsolo, em que os engenheiros estruturais consideram os apoios indeslocáveis e todos os cálculos subsequentes são realizados nestas condições. Os projetos de fundações são elaborados então, com base nos carregamentos originados da análise estrutural com apoios indeslocáveis, não sendo usual a consideração da influência da rigidez da superestrutura, o nível de deformação a que o solo é submetido durante a construção e a vida útil da edificação (GAVIOLI & DE ALBUQUERQUE, 2016).

O princípio das formulações para a realização da interação solo-estrutura foi introduzido em 1867 por Emil Winkler, que definiu o conceito do coeficiente de reação vertical do solo *kv* (TERZAGHI, 1955), em que o maciço de solo é substituído por um sistema de molas com rigidez equivalente.

O artigo de Terzaghi (1955), publicado há mais de 60 anos cita que, o coeficiente de reação vertical era tratado como uma propriedade exclusiva do solo, pois os pesquisadores da época não mencionavam o fato de que os resultados de ensaios de placa no solo dependem das suas dimensões, portanto era costume definir valores de rigidez das molas de qualquer fundação sem a correção em função das suas dimensões. Nesse artigo o autor apresenta regras para correção do coeficiente de reação em função do tipo de solo e cita que grandes refinamentos para obtenção do valor do parâmetro não são justificados devido à pequena diferença nas tensões internas e momentos atuantes em sapatas ou fundações por placas (*mat foundations*).

O artigo pioneiro de Terzaghi (1955) também cita que erros nos resultados dos modelos utilizando a hipótese simplificadora de Winkler são muito pequenos quando comparados com os erros envolvidos na determinação numérica da constante de mola utilizada.

Bowles (1968) cita que em alguns casos um grande erro na definição do coeficiente de reação produz um pequeno efeito no cálculo das tensões, obtendo resultados satisfatórios para uma grande variância do coeficiente de reação *kv*.

Bowles (1997) cita que de acordo com sua experiência, a interação solo-estrutura por meio de molas (Modelo de Winkler) é preferível em relação ao modelo de meio contínuo enquanto não se evolui a tecnologia na forma de obtenção do módulo de elasticidade do solo

para se alcançar valores mais exatos, pois utilizando molas, apesar de ser um modelo simplificado do comportamento do solo, se consegue maior facilidade de uso e uma economia substancial no tempo de processamento dos modelos computacionais.

De acordo com a norma internacional de fundações Eurocode 7 (2010), a distribuição das pressões de contato sob uma fundação flexível pode ser obtida utilizando um modelo em que a fundação é assimilada a uma viga ou a uma laje apoiada num meio contínuo ou numa série de molas com rigidez e resistência adequadas.

Berberian (2016) cita que ainda persistem dúvidas na definição e na correta utilização do coeficiente de reação, obtido em provas de carga sobre placa quadrada de 30,5cm de lado, quase sempre utilizado erroneamente nos projetos quando deveria ser utilizado o coeficiente de reação corrigindo para a largura e forma das fundações. No entanto, o autor cita que para estruturas de grandes dimensões, como radiers, a correção do coeficiente de reação deve ser realizada com cautela e de acordo com a experiência do usuário para não assumir valores muito inferiores aos valores de referência.

Com o avanço das ferramentas computacionais foram implementados critérios que consideram a interação solo-estrutura em *software* de engenharia, permitindo estudar, ao mesmo tempo, o elemento estrutural e o solo nos projetos de estruturas de fundações (SOUZA, 2017).

No trabalho de interação solo-estrutura de fundações de aerogeradores, Maciel Gavioli & Rocha de Albuquerque (2016) citam que ainda nos dias de hoje normalmente se costuma assumir para o coeficiente de reação vertical da fundação $kv = kv_{30}$ (kv_{30} = coeficiente de reação vertical de referência para placa de 30 cm de lado), ou seja, sem considerar a correção do parâmetro em função das dimensões da fundação, mesmo com vários ensaios demonstrando que tais valores são diferentes, pois o coeficiente de reação não é uma constante do solo e depende de uma série de fatores. Os autores citam que a variação do coeficiente de reação vertical não apresenta efeitos significativos no dimensionamento estrutural da sapata de fundação do aerogerador, porém não apresentam estudos comparativos.

Svensson (2010) estudou o dimensionamento geotécnico e estrutural de três modelos de fundações de aerogeradores *onshore* em elementos finitos, sendo uma fundação direta apoiada em solo rígido, uma fundação estaqueada em que a resistência se dá pela ponta, e uma fundação estaqueada em que a resistência se dá pela ponta e pelo atrito lateral. O autor concluiu que ambas as possibilidades são viáveis, sendo a fundação direta a mais

economicamente viável, mais fácil de construir e por isso é a preferida nos casos em que as condições geotécnicas permitem a sua implantação.

Germán (2012) apresentou estudos comparativos de dimensionamento e consumo de material para fundações de um determinado aerogerador com geometria quadrada, hexagonal, octogonal e circular, concluindo que todas apresentam boa resistência mecânica, porém a fundação circular apresenta maior economia de material.

Olariu (2013) estudou a modelagem de interação solo-estrutura nos casos de aerogeradores de 70m de altura utilizando elementos finitos e tendo como objetivo a análise dinâmica do conjunto fundação-torre-kvaerogerador. Os casos analisados de fundação direta para a torre foram modelados de três formas, torre com base engastada, molas simulando o solo, ou elementos sólidos simulando a estrutura e o solo de fundação. Nos casos estudados foi constatada a importância de se considerar a interação solo-estrutura para a verificação da frequência natural de vibração para a análise dinâmica de estruturas de aerogeradores.

Reis & Azevedo (2016) apresentam a metodologia para o dimensionamento geométrico e geotécnico de fundações diretas de aerogeradores assentadas sobre solo arenoso, porém não citam sobre o coeficiente de reação utilizado para a interação solo-estrutura, ou o método de correção da rigidez das molas utilizadas nos modelos.

Gomes (2016) estudou os principais aspectos geotécnicos a serem avaliados para projetos de fundações de torres eólicas, adotando na pesquisa entre outros parâmetros, o valor do coeficiente de reação para quatro tipos diferentes de substrado, variando entre rocha, saprólito, solo saprolítico e solo superficial. Os valores adotados foram extraídos da literatura e observados em expêriencias do autor em obras com solos semelhantes, utilizando relações baseadas na equiparação das equações de recalques de placa rígida em meio elástico homogêneo com da placa em solo de Winkler para obter o coeficiente *kv*.

Mohamed & Austrell (2017) apresentam uma comparação do comportamento geotécnico de três fundações diretas de aerogeradores de 2MW de potência, sendo a primeira uma fundação de base plana circular rasa, outra de base plana circular profunda e a última, uma fundação em placa cônica vazada. Os autores concluem que a fundação cônica vazada requer menor diâmetro e volume de concreto para atender aos estados-limites do dimensionamento geotécnico, apresentando significante redução de recalque diferencial em comparação com as fundações planas circulares. Com a redução das dimensões da estrutura, pode ocorrer uma potencial redução de custos da fundação. No entanto, de acordo com Guerrin (1955), as fundações cônicas vazadas são um tipo especial que não se difundiu e têm o inconveniente de serem onerosas no aço e de construção delicada.

Mohamed, Austrell, & Dahlblom (2018) apresentam um novo tipo de fundação direta de aerogeradores, consistindo numa placa celular com estabilização ativa, sendo as células preenchidas com materiais naturais densos, como solo compactado ou rochas, para aumentar a estabilidade da estrutura. Os autores comparam a capacidade de carga da fundação proposta com uma fundação de placa circular tradicional, concluindo que a fundação proposta fornece um aprimoramento substancial da capacidade de carga. A fundação em placa celular com sistema estabilização ativa pode ser ainda reutilizada no caso de uma repotencialização ao final da vida útil do aerogerador e aumento dos carregamentos, o que, de acordo com os autores, proporciona uma redução de custos e de emissões de dióxido de carbono em comparação com a demolição de uma fundação existente e a construção de uma nova.

Puel (2016) apresenta um comparativo entre o dimensionamento de armaduras radiais e de cisalhamento de fundações de aerogeradores em concreto armado, formato circular, com diâmetro de 14 metros, apoiadas sobre estacas. Os modelos são analisados em elementos finitos sólidos e outro contendo elementos de barras, analisado por biela-tirante. Os resultados obtidos mostram que a idealização de um modelo biela-tirante em uma treliça plana apresenta resultados satisfatórios quando comparado com um modelo tridimensional em elementos sólidos, sendo recomendado para realizar uma análise prévia da geometria da base antes de efetivamente conceber um modelo sofisticado tridimensional em elementos sólidos.

A principal referência para este trabalho é a publicação de Araújo, Puel, & Candemil (2014), em que apresentam resultados comparativos de modelos de elementos finitos de placa e sólidos de fundações diretas de aerogeradores, simulando o solo com molas não resistentes à tração e comparando as distribuições das tensões radiais em uma seção da fundação. O estudo mostra a grande diferença entre a distribuição das tensões nos modelos, gerando diferentes esforços normais e de flexão para o dimensionamento da seção de concreto armado, constatando que os modelos em elementos sólidos estudados apresentam comportamento rígido, podendo ser mais econômicos e fornecem informações adicionais, tais como a distribuição das tensões ao longo da altura da fundação.

Austin & Jerath (2017) apresentaram estudos dos efeitos da interação solo-fundação-estrutura na resposta de carga sísmica em turbinas eólicas de 65kW, 1MW e 2MW de potência com eixo horizontal e torre metálica. Os autores consideraram quatro tipos de fundações, sapata, sapata com grupo de tirantes, estaca única (*mono pile*) e grupo de estacas, modelados considerando o solo como um conjunto de molas, ou como um meio contínuo de elementos finitos. Os modelos foram comparados com dados experimentais, concluindo que a

análise numérica é uma ferramenta válida para análise de efeitos sísmicos em aerogeradores e suas fundações. Os autores constataram também que as frequências naturais do sistema solo-fundação-estrutura das turbinas eólicas com o solo modelado por molas é comparável com os modelos em meio contínuo, que são mais complicados e exigem maior tempo de análise, sendo, portanto, aceitável os modelos de solo por molas para a análise dinâmica do sistema solo-fundação-turbina eólica.

A literatura internacional é bastante focada na análise dinâmica do conjunto fundação-torre-kvaerogerador devido à necessidade de se assegurar que a frequência natural da estrutura não coincida com nenhuma frequência de vibração externa que a mesma possa estar sujeita durante a sua vida útil, tendo como principais fontes a vibração do rotor da turbina eólica e a ocorrência de sismos nos diversos locais de implantação de parques eólicos no mundo (HAU, 2006). Com isso os modelos estruturais estudados em elementos finitos para esse tipo de análise compreendem a torre discretizada com a massa da nacele e rotor aplicadas, a fundação e o maciço do solo para a análise dinâmica da interação solo-estrutura.

Diversos trabalhos internacionais tratam também de fundações de aerogeradores *offshore*, turbinas instaladas sob superfície aquática (mar, oceano ou lagos), em que, segundo Oh, Kim, & Lee (2013), embora o projeto tenha muitas semelhanças com aerogeradores *onshore*, a subestrutura é submetida a carregamentos hidrodinâmicos das ondas e o comprimento adicional da torre aumenta o momento fletor e reduz a frequência natural do sistema.

3 REFERENCIAL TEÓRICO

O tamanho da turbina eólica e as condições geológica locais do terreno são fatores determinantes para a escolha do tipo de fundação a ser projetada para estruturas especiais de aerogeradores. Considerando as facilidades construtivas e os custos associados, as fundações diretas são sempre a primeira escolha de solução de fundações quando os materiais do subsolo apresentam condições adequadas de resistência e compressibilidade em pequenas profundidades, devendo atender aos requisitos de segurança e desempenho para a vida útil do equipamento (MILITITSKY, 2019).

De acordo com DNV/Riso (2002), os requisitos para a estabilidade da fundação direta de aerogeradores que constituem frequentemente os fatores mais decisivos dizem respeito à determinação da área da base, altura e peso da fundação.

Uma vez que o tipo de fundação é selecionado, as seguintes verificações geotécnicas e de estabilidade global precisam ser abordadas:

- Capacidade de carga (estabilidade geotécnica);
- Segurança ao tombamento;
- Segurança ao deslizamento;
- Área mínima comprimida da base.
- Recalques compatíveis com as condições de operação;
- Rigidez da fundação;
- Efeito da ação d'água (subpressão);
- Coeficientes estáticos e dinâmicos de compressibilidade;

De acordo com Milititsky (2019), as verificações referentes a deformações e porcentagem da área comprimida da base são na maior parte dos casos, os critérios que estabelecem as características do projeto de fundação direta de aerogeradores. O autor ainda cita que no caso da fundação estar sujeita à subpressão, altera-se "completamente a distribuição e a natureza das cargas nas fundações, bem como sua estabilidade nos casos de fundações diretas" (MILITITSKY, 2019), no entanto, não será considerado o efeito do esforço de subpressão nas análises do presente trabalho.

É, portanto, essencial em um processo de projeto ideal que seja dada grande ênfase aos cálculos de estabilidade e geotécnicos da fundação. Desse modo se determina a geometria e dimensões necessárias para o equilíbrio do conjunto solo-fundação-estrutura para posteriormente definir o tipo de modelo estrutural, os tipos de elementos do modelo, o tipo de

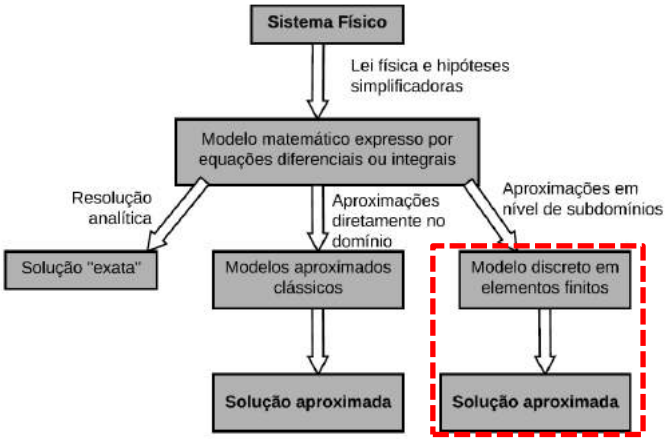
interação solo-estrutura e demais condições de contorno para permitir a análise dos efeitos das ações na estrutura e efetuar o dimensionamento pelas verificações de segurança nos estados-limites últimos e de serviço (ELU e ELS).

3.1 MODELO ESTRUTURAL

A escolha do modelo da estrutura depende da geometria de seus componentes, das ações externas e do comportamento que se deseja analisar (SORIANO, 2009). Por meio da verificação de estabilidade como corpo rígido e do dimensionamento geotécnico, definem-se a geometria e as dimensões da estrutura, podendo-se seguir para a etapa de modelagem estrutural.

Na maioria dos modelos matemáticos contínuos, a resolução analítica é muito trabalhosa e pode ser simplificada por um método aproximado discreto, como o MEF, tendo um número finito de graus de liberdade solucionados por um sistema de equações algébricas. A Figura 6 mostra o contexto esquematizado de resolução de um sistema físico, onde é destacada a solução aproximada por modelo discreto em elementos finitos.

Figura 6 – Esquema de análise de um sistema físico idealizado como contínuo.



Fonte: Adaptado de Soriano (2009).

Os modelos estruturais têm como objetivo permitir a análise dos efeitos das ações em uma estrutura para efetuar as verificações de segurança nos estados-limites últimos e de serviço. "O modelo estrutural pode ser idealizado como a composição de elementos estruturais básicos […], formando sistemas estruturais resistentes que permitam representar de maneira clara todos os caminhos percorridos pelas ações até os apoios da estrutura. […] O modelo deve representar a geometria dos elementos estruturais, os carregamentos atuantes, as

condições de contorno, as características e respostas dos materiais, sempre em função do objetivo específico da análise" (ABNT NBR 6118, 2014, p. 82).

"Para o cálculo e dimensionamento de sapatas, devem ser utilizados modelos tridimensionais lineares ou modelos biela-tirante tridimensionais, podendo, quando for o caso, ser utilizados modelos de flexão. Esses modelos devem contemplar os aspectos do comportamento estrutural de sapatas rígidas ou flexíveis e avaliar a necessidade de se considerar a interação solo-estrutura". (ABNT NBR 6118, 2014, p. 189).

Nos modelos de fundações com molas elásticas simulando a interação solo-estrutura, é importante que essas sejam consideradas como não resistentes às forças de tração. Isto permitirá representar corretamente a perda de contato entre a fundação e o solo durante as ações extremas (BANIOTOPOULOS, BORRI, & STATHOPOULOS, 2011).

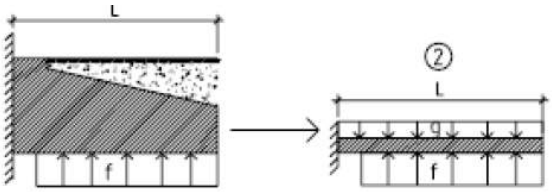
Para que o projetista possa avaliar se a resposta do modelo estrutural estudado está coerente com o comportamento da estrutura aos carregamentos impostos, os seguintes fatores devem ser levados em consideração na fase de elaboração do modelo de estudo: geometria, resistência, rigidez, tipo e magnitude das cargas, e diversos outros parâmetros. Para as fundações de aerogeradores modeladas pelo MEF, deve-se levar em consideração especialmente os seguintes fatores para se buscar um modelo estrutural racional:

- Escolha do tipo apropriado dos elementos;
- Escolha da malha apropriada;
- Escolha dos parâmetros para interação solo-estrutura.

As cargas transmitidas pela torre à fundação, a vinculação da estrutura, os casos de carregamento e a forma de aplicação do carregamento à fundação também são fatores importantes para a definição do modelo da estrutura.

Caso não houvessem disponíveis as ferramentas computacionais existentes nos dias de hoje, o comportamento de flexão da saia da fundação poderia ser modelado simplificadamente por uma viga de inércia variável engastada na interface com o pedestal, sendo submetida às cargas verticais de reaterro e de reação do solo, conforme Figura 7. No entanto, este modelo de viga, além de ser muito simplificado, tem o inconveniente de não apresentar esforços na direção tangencial da estrutura. Portanto, para que o modelo da fundação contemple de forma mais adequada os aspectos do comportamento estrutural, podem ser utilizados modelos em elementos finitos utilizando planos ou sólidos.

Figura 7 – Modelo de viga de inércia variável.



Fonte: Adaptado de Svensson (2010).

Fundações de aerogeradores, que possuem grandes dimensões nas três direções, podem ser modeladas pelo MEF basicamente por elementos planos tipo casca ou elementos tridimensionais, chamados de sólidos. Os modelos planos são mais fáceis de construir, apresentam processamento mais rápido e os resultados são obtidos por esforços resultantes (momento fletor, esforço cortante e normal), no entanto são mais simplificados, pois sofrem maior aproximação do volume da geometria da estrutura e da transmissão das cargas da torre para a fundação. Já os modelos sólidos apresentam pequenas aproximações da geometria real da fundação, no entanto a modelagem é trabalhosa, o processamento é lento e os resultados são obtidos por tensões, que ainda devem ser integradas para se obter os esforços resultantes.

3.2 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF)

O Método dos Elementos Finitos é um método numérico desenvolvido nos anos 1950 pela indústria aeroespacial e utilizado para obter soluções de problemas em que não é possível por métodos analíticos, consistindo numa aproximação numérica com a qual as equações diferenciais que regem os problemas de engenharia podem ser resolvidas de modo aproximado (Fish & Belytschko, 2009), pois a maioria das estruturas de importância prática são muito complexas para serem analisadas por meio de métodos analíticos clássicos para geometrias arbitrárias, requerendo grandes e excessivas simplificações, resultando em cálculos pouco acurados (ALVES FILHO, 2000).

O MEF consiste em discretizar o domínio de integração do corpo em estudo em um número finito de regiões conectadas por nós, solucionando as equações diferenciais parciais utilizando aproximações numéricas. As pequenas regiões do domínio de integração são denominadas *elementos finitos*, sendo o conjunto desses elementos chamados de *malha* de elementos finitos (ROVERE, 2002).

O MEF é hoje a mais poderosa ferramenta para resolver problemas de vigas ou lajes sobre base elástica, considerando com facilidade as condições de contorno, o peso próprio da estrutura, a não linearidade dos efeitos do solo entre outros (BERBERIAN, Engenharia de

Fundações, 2016). No entanto, para divisão do domínio do problema, preparação dos dados que simulam o fenômeno e interpretação dos resultados é necessário um cuidadoso julgamento do engenheiro, além do conhecimento dos procedimentos executados pelo computador (HACHICH, Falconi, Saes, Frota, Carvalho, & Niyama, 1996).

Na mecânica de estruturas as incógnitas geralmente são os deslocamentos, e a partir destes calcula-se as deformações específicas por derivadas parciais e pelas relações constitutivas obtém-se as tensões em cada ponto do elemento (ROVERE, 2002).

Como o problema é resolvido por métodos aproximados, tais como Método de Rayleigh-Ritz e o de Galerkin, são utilizadas funções mais simples para cada elemento isoladamente, sendo a solução determinada por um sistema de equações algébricas lineares resolvido por meio de procedimentos numéricos (ROVERE, 2002).

Este sistema de equações lineares pode ser escrito matricialmente na forma:

$$[K] \cdot \{U\} = \{F\} \tag{1}$$

onde:

[K] = matriz de rigidez da estrutura

{U} = vetor de deslocamentos nodais

{F} = vetor de forças nodais

Como nos problemas comumente há muitos nós no domínio de integração e cada grau de liberdade ativo possui uma equação associada a ser resolvida, os computadores tornam-se essenciais para resolver os sistemas de equações. No entanto, o aumento do número de nós também gera o aumento do tempo computacional (FISH & BELYTSCHKO, 2009).

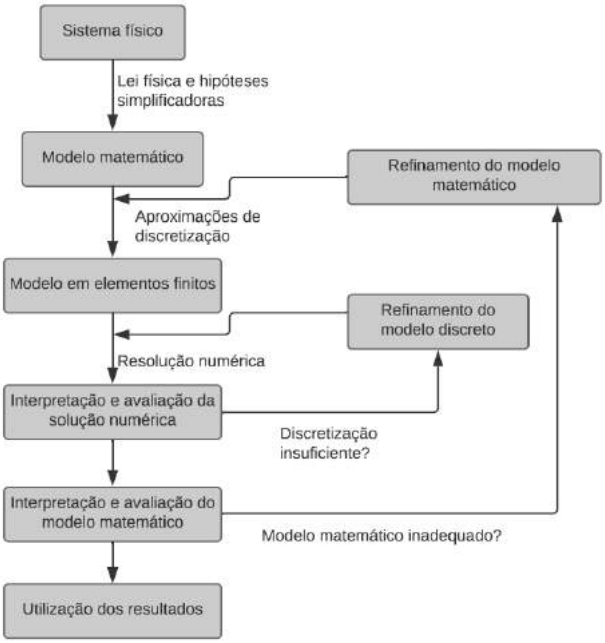
Na construção de um modelo discreto devem-se escolher os tipos, propriedades, formas e distribuição dos elementos em uma malha, além da atribuição das condições geométricas de contorno e da especificação das ações externas (SORIANO, 2009). Os itens a seguir abordam esses fatores que podem interferir na solução aproximada obtida dos modelos em elementos finitos.

3.2.1 MEF – Escolha do Modelo

O estudo de um sistema físico pelo MEF deve ser efetuado de acordo com o esquema da Figura 8, em que este sistema é aproximado para o modelo matemático por meio de leis da

física e hipóteses simplificadoras. O modelo matemático é aproximado para elementos finitos com a discretização da geometria e após a resolução numérica do problema devem ser interpretados e avaliados os resultados e a adequabilidade do modelo.

Figura 8 – Contexto de uso do MEF



Fonte: Adaptado de Soriano (2009).

De acordo com Soriano (2009), é aconselhável iniciar a modelagem numérica em elementos finitos com um modelo simples e, gradativamente sofisticá-lo em função do que se mostrar necessário. Para fundações de aerogeradores, um modelo simplificado pode ser constituído de elementos planos de casca apoiado sobre molas, incorporando assim os comportamentos dominantes da estrutura, sem detalhes que tenham efeitos globais irrelevantes.

Para modelos muito elaborados em elementos finitos, Soriano (2009) cita que:

> O uso de modelo discreto muito elaborado não se justifica na grande maioria dos casos, dado esse modelo ser uma aproximação ao modelo matemático que já é aproximativo ao sistema físico, e por requerer maior esforço de construção do modelo, mais processamento computacional e maior esforço de interpretação e validação dos resultados. (SORIANO, 2009).

Este trabalho será limitado à análise de elementos finitos isoparamétricos lineares, sendo estes, portanto, constituídos de material com comportamento elástico linear com pequenas deformações específicas e deslocamentos.

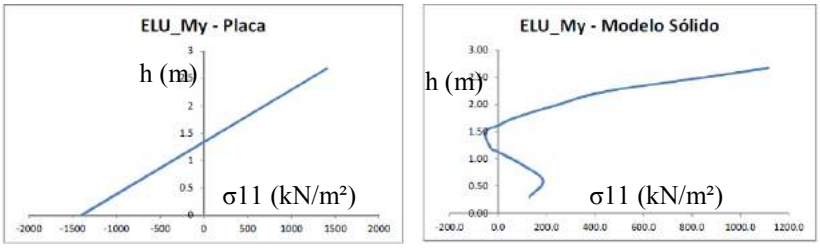
3.2.2 MEF – Escolha do Tipo de Elementos

A escolha dos elementos que representam cada trecho da estrutura constitui um dos pontos centrais da elaboração de qualquer modelo no MEF. Deve-se identificar o comportamento físico da estrutura para avaliar o tipo de elemento que representa esse comportamento (ALVES FILHO, 2000). Elementos finitos unidimensionais, planos ou tridimensionais podem ser combinados para melhor representação do sistema físico a ser modelado.

De acordo com Araújo, Puel, & Candemil (2014), atualmente é muito comum verem-se fundações de aerogeradores analisadas por modelos planos de elementos finitos de casca ou placas suportados por um conjunto de molas não resistentes à tração. Isto ocorre devido basicamente a sua rapidez de modelagem e facilidade para se obterem os resultados dos esforços para dimensionamento da seção de concreto armado. No entanto, para esse tipo de estrutura especial, que possui elevados carregamentos, grandes dimensões e altura da seção central considerável em relação ao seu diâmetro, a simplificação para um modelo plano ao invés de tridimensional com elementos sólidos pode não ser muito condizente com a geometria real do problema. De acordo com Araújo et al. (2014), fundações diretas de aerogeradores modelados com elementos planos podem não proporcionar a melhor solução de projeto em muitos casos.

Araújo et al. (2014) apresentaram resultados comparativos de modelos de fundações diretas de aerogeradores, em que a Figura 9 mostra a diferença entra as distribuições das tensões radiais (σ11) ao longo da altura (h) de uma seção dos modelos de elementos finitos de placa e sólidos.

Figura 9 – Comparativo de tensões radiais [kN/m²] entre modelo de placa e sólido.



Fonte: Adaptado de Araújo, Puel, & Candemil (2014).

Pode-se observar na Figura 9, a grande diferença na distribuição das tensões dos modelos, que devem gerar diferentes esforços normais e de flexão para o dimensionamento da seção de concreto armado.

3.2.3 Elementos Unidimensionais

Os elementos unidimensionais possuem comprimento muito maior que as dimensões de sua seção transversal e são utilizados nos modelos a serem estudados os seguintes elementos:

- Barras de eixo reto: Simulam os parafusos protendidos da "gaiola" de chumbadores na interface torre/fundação, transmitindo apenas forças axiais.
- *Links*: Elementos de conexão entre dois nós que possuem propriedades de transferência de translação de um nó para o outro, sendo utilizados para ligações em *offset*, transmitindo os esforços da torre para o topo da fundação.

3.2.4 Elementos Finitos Planos

Os elementos finitos planos são elementos bidimensionais que possuem dimensão da espessura muito menor que as outras duas dimensões medidas no seu plano médio, sendo utilizados para modelar o comportamento de chapa, placas finas, placas espessas, ou de casca (*shell*).

Os elementos planos podem ser triangulares, retangulares ou quadriláteros (Figura 10 e Figura 11), sendo os elementos quadrangulares mais precisos e os elementos triangulares recomendados apenas para transição de malha (COMPUTERS AND STRUCTURES, INC, 2017).

Figura 10 - Elemento plano triangular- SAP2000

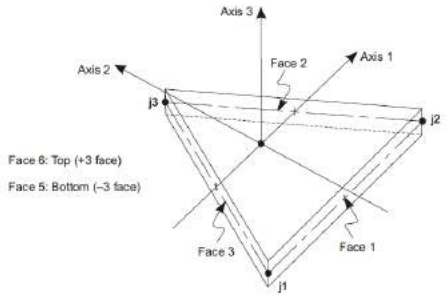
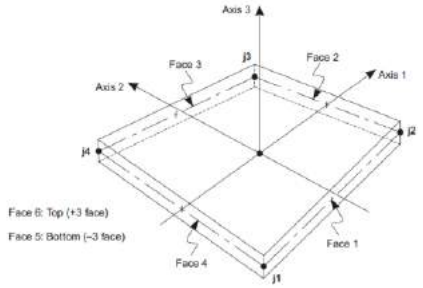


Figura 11 – Elemento plano retangular- SAP2000



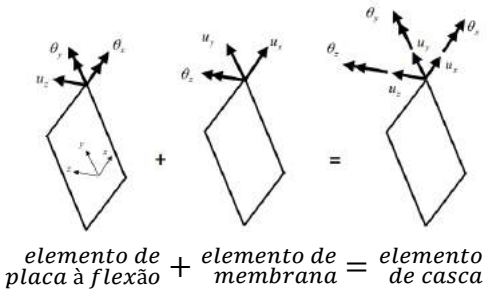
Fonte: Computers and Structures, inc (2017).

O elemento de casca é formado pela superposição do comportamento de placa à flexão, quando sujeito a cargas perpendiculares ao seu plano, e do comportamento de chapa (membrana), quando sujeito a forças agindo no seu plano, que são considerados comportamentos independentes entre si para pequenas deflexões, ou seja, dentro do âmbito linear, as ações de flexão da chapa não afetam as ações axiais (ALVES FILHO, 2000).

O comportamento de elementos de placa pode ser descrito por duas teorias, a teoria de Kirchhoff e a de Mindlin. A primeira é usada para análise de placas delgadas, desconsiderando as deformações por cisalhamento, e a segunda pode ser usada para placas delgadas e espessas (VAZ, 2011). Os modelos planos elaborados neste trabalho consideram apenas elementos espessos (*shell thick*), ou seja, conforme equações da teoria de Mindlin.

A Figura 12 apresenta a formação do elemento de casca plano utilizado no programa computacional SAP2000, em que há superposição dos graus de liberdade dos elementos de placa à flexão e membrana (chapa no Estado Plano de Tensão), apresentando três (3) graus de liberdade de translação e rotação por nó.

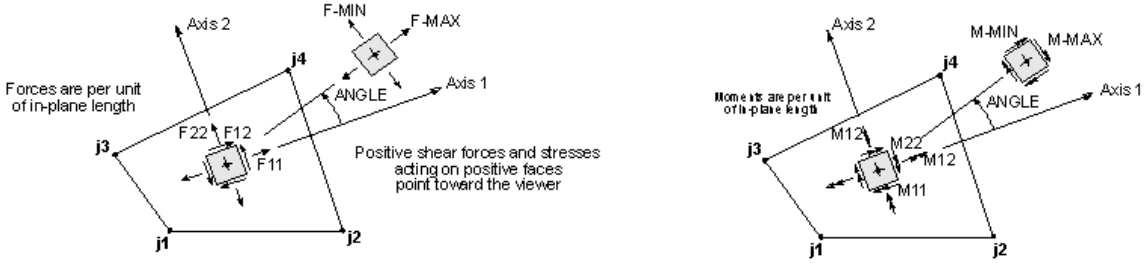
Figura 12 – Formação do Elemento de Casca Plano.



Fonte: Adaptado de Wilson (2002).

A convenção do programa SAP2000 para os esforços internos positivos em elementos planos é apresentada na Figura 13, utilizando a regra da mão direita para os momentos. Na Figura 14 são indicadas as tensões internas positivas normais (S11, S22) e tangenciais (S12) nos elementos planos, sendo as forças e tensões sempre orientadas e identificadas em relação aos eixos locais 1, 2 e 3 dos elementos.

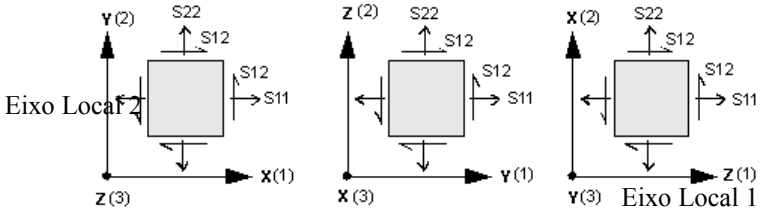
Figura 13 – Forças Internas elementos planos.



Forças internas em membranas Momentos internos em placas

Fonte: Adaptado de Computers and Structures, inc (2017).

Figura 14 – Tensões nos elementos planos



Fonte : Adaptado de Computers and Structures, inc (2017).

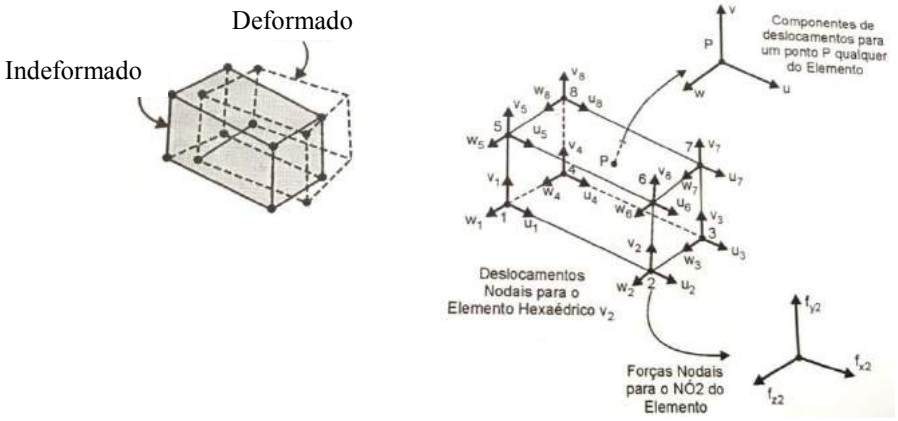
3.2.5 Elementos Finitos Sólidos

Os elementos finitos do tipo sólido são utilizados geralmente na engenharia civil para modelagem de volume de estruturas tridimensionais, como sapatas, blocos de estacas, blocos de fundações de máquinas etc. As análises de sólidos tridimensionais por elementos finitos, ainda hoje é pouco utilizada devido ao maior tempo de modelagem, tempo de processamento e pós-processamento em relação aos elementos planos. Como os elementos sólidos fornecem como resposta apenas as tensões resultantes, outro fator que influencia para que estes não sejam muito utilizados é a necessidade de se realizar o processo de integração das tensões para obtenção dos esforços internos e seguir com a etapa de dimensionamento estrutural.

Elementos finitos sólidos podem ser tipo tetraédrico, hexaédrico ou axisimétricos, sendo utilizados neste trabalho apenas elementos hexaédricos lineares em estado triaxial de tensões, que é um elemento de oito nós com deslocamentos nodais variando linearmente ao longo das faces comuns de dois elementos adjacentes.

O elemento sólido apresenta três (3) graus de liberdade de deslocamentos por nó e o campo de deslocamentos de um elemento sólido hexaédrico com sua deformada sob condições de estado triaxial de tensões é apresentado na Figura 15.

Figura 15 – Campo de deslocamentos do elemento sólido hexaédrico.

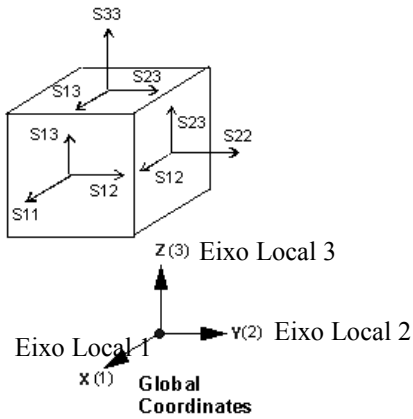


Fonte: Adaptado de Alves Filho (2000).

Como os deslocamentos nodais variam linearmente ao longo das faces comuns de dois elementos vizinhos conectados nos nós, essas faces se mantém planas na condição deformada e não ocorrem vazios entre os elementos. Os elementos sólidos possuem modos de deslocamentos denominados como “incompatíveis”, sendo formulados de forma isoparamétrica, obtendo resultados mais acurados, sem a necessidade de utilizar elementos extremamente pequenos (ALVES FILHO, 2000).

A convenção do programa SAP2000 para as direções positivas das tensões internas em elementos sólidos é apresentada na Figura 16, sendo estas sempre orientadas em relação aos eixos locais 1, 2 e 3 dos elementos. Em modelos circulares em que são utilizadas coordenadas cilíndricas com o eixo local 1 correspondendo à direção radial da estrutura, as tensões radiais são identificadas como S11, as tensões tangenciais são S22, as tensões verticais S33 e as tensões cisalhantes S12, S23 e S13.

Figura 16 - Tensões Internas elementos sólidos - SAP2000.



Fonte: Adaptado de Computers and Structures, inc (2017).

3.2.6 MEF – Escolha da Malha

Como o MEF é um método numérico aproximado, um refinamento mais acurado na malha tende a gerar resultados mais exatos, todavia, os resultados são aproximados. Para a escolha da malha de elementos na análise estrutural, a norma ABNT NBR 6118 (2014) cita que: "no caso de modelos baseados no método dos elementos finitos […], a discretização da estrutura deve ser suficiente para não trazer erros significativos para a análise". (ABNT NBR 6118, 2014, p. 82).

Como forma de atender o item citado da norma, os elementos triangulares planos ou tetraédricos sólidos submetidos à flexão em estado plano devem ser evitados em modelagem de estruturas, pois apresentam deformações específicas e tensões constantes ao longo de todo o elemento, podendo trazer imprecisões ao modelo, conforme Vaz (2011). Nesse trabalho os elementos triangulares e tetraédricos serão utilizados apenas para a transição da malha mais espessa para malha mais fina nas regiões de concentração de tensões.

Como não é possível definir uma malha ou discretização ideal, são adotados critérios que sejam adequados a cada projeto. Para isso, nas regiões em que ocorrem modificações abruptas de espessura, variações acentuadas do panorama de tensões, como nos pontos de aplicação de cargas ou de apoios concentrados, é necessário adotar maior refinamento de malha (SORIANO, 2009). Em grandes estruturas, "convêm modelar apenas a região em que há concentração de tensões com uma malha refinada e o resto da estrutura com uma malha mais grossa, tornando-se necessária uma transição de malhas." (ROVERE, 2002), Assim pode-se tornar o modelo mais racional e reduzir a quantidade de nós, pois o tempo de processamento computacional aumenta em função do número de graus de liberdade da estrutura.

Um indicativo para a necessidade de refinar a malha do modelo é quando na análise dos resultados há uma grande descontinuidade de tensões nos nós entre elementos adjacentes de mesmo material e mesma espessura (ROVERE, 2002).

Certas condições geométricas dos elementos isoparamétricos devem ser consideradas para não haver problemas de singularidade na matriz de rigidez da estrutura (ROVERE, 2002), como os ângulos internos e a razão entre os lados, sendo adotados nos modelos deste trabalho os critérios abaixo:

- Ângulos internos: Em cada vértice do elemento devem ser menores que 180 graus, havendo melhores resultados em elementos de 4 lados com ângulos

internos próximos de 90 graus, ou pelo menos no intervalo de 45 a 135 graus (COMPUTERS AND STRUCTURES, INC, 2017).

- Razão entre os lados: também influencia na exatidão dos resultados, não devendo haver elementos muito alongados, sendo os melhores resultados obtidos para elementos com razão entre os lados próximo da unidade, ou menor que 4, não devendo exceder o valor de 10 (COMPUTERS AND STRUCTURES, INC, 2017).

3.2.7 Condições de Contorno

As condições geométricas de contorno dizem respeito à restrições de deslocamentos nodais e dependem de cada modelo (SORIANO, 2009).

Em modelos de fundações diretas de aerogeradores com interação solo-estrutura de por meio de molas, conforme será visto no item 3.3, o tipo de restrição nodal que permite a deformação dos elementos em base elástica são as molas com coeficientes de rigidez definidos pelo coeficiente de reação vertical (*kv*) e horizontal (*kh*) da fundação.

- **Restrição Vertical**

Para os modelos de fundações diretas solicitadas por carregamento excêntrico, deve-se considerar a orientação da norma ABNT NBR 6122 (2010), em que o solo é um elemento não resistente à tração. Para essa consideração, as molas elásticas simulando a interação solo-estrutura devem ser solicitadas apenas quando submetidas à compressão, tendo portanto, rigidez *kv* apenas à compressão, o que permitirá representar corretamente a perda de contato entre a fundação e o solo durante as ações extremas

No programa SAP2000, a implementação desse tipo de mola com rigidez somente à compressão exige uma análise não-linear da estrutura para possibilitar a liberação das molas tracionadas por iterações.

- **Restrição Horizontal**

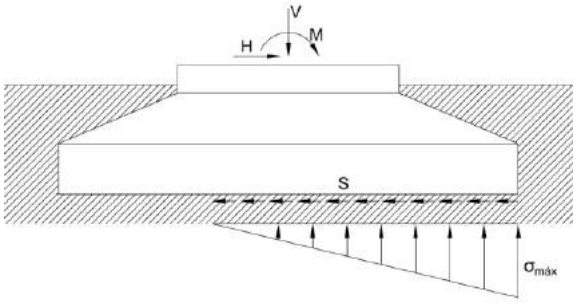
Como a segurança ao deslizamento é realizada na verificação de estabilidade da perda do equilíbrio global da estrutura, a resistência ao cisalhamento equilibra a força horizontal atuante com coeficiente de segurança mínimo requerido na análise do estado-limite último.

Portanto, para considerar o efeito do cisalhamento no contato sapata-solo pode ser utilizada restrição horizontal aplicada nos elementos nodais na base da fundação por meio de molas horizontais com coeficiente de rigidez definido pelo coeficiente de reação horizontal (*kh*), conforme será visto no item 3.3. Para um modelo mais compatível com o sistema físico, essas molas horizontais devem ser aplicadas apenas na área comprimida da fundação, onde ocorre o cisalhamento entre a base e o solo.

Como no *software* SAP2000 não é possível vincular a liberação da mola horizontal à mola vertical não linear, portanto, para idealizar esse comportamento, a mola horizontal deve ser removida manualmente na região não comprimida da base, o que gera a necessidade de cálculo iterativo, tornando esse processo moroso.

A Figura 17 representa a idealização da fundação superficial por sapata sujeita a carregamento excêntrico e lateral, tendo resistência ao cisalhamento (s) no contato sapata/solo apenas na área comprimida da base.

Figura 17 – Tensões na base da sapata sujeita a carregamento excêntrico e lateral.



Fonte: Elaborado pelo autor.

- **Relações de Restrição *(Constraints)***

As relações de restrição entre deslocamentos nodais, conhecidas nos programas computacionais por *constraints*, simulam conexões de dimensões finitas entre elementos e o efeito de partes rígidas. A aplicação de *constraints* nos modelos deve ser justificada pelo conhecimento físico do comportamento estrutural (SORIANO, 2009).

Nos modelos estudados foram utilizados *constraints* tipo *body*, que possuem comportamento de corpo rígido de modo que os nós se deslocam e rotacionam acoplados como um corpo rígido tridimensional. Esse tipo restrição será utilizado para modelar a transmissão das cargas da base da torre para a fundação, onde as cargas são aplicadas em uma placa com comportamento rígido, transmitindo as cargas excêntricas da torre para os nós de contato com a fundação através de elementos tipo *links*.

3.3 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

No passado a interação solo-estrutura foi muitas vezes negligenciada, em grande parte devido à complexidade do problema e dos conhecimentos mais limitados disponíveis nos períodos iniciais da história da engenharia (TSCHEBOTARIOFF, 1978). O desenvolvimento tecnológico possibilitou a adoção modelos que consideram a interação solo-estrutura em *software* de engenharia e assim, atualmente o engenheiro avalia a necessidade de utilizar modelos de cálculo que representam o comportamento do conjunto, a fim de obter respostas que sejam equivalentes à realidade (SOUZA, 2017).

O item 22.6 da norma ABNT NBR 6118 (2014) cita que: "deverá ser avaliada a necessidade de se considerar a interação solo-estrutura" e a hipótese de distribuição plana de tensões no contato sapata-solo deve ser revista no caso de sapata flexível, sendo que a consideração de sapata rígida ou flexível é feita com a verificação da altura da seção em função da dimensão da sapata e do pilar, que no caso de fundações de aerogeradores são o diâmetro da sapata e o diâmetro do pedestal da torre.

Para avaliar os modelos em elementos de casca e sólidos nesse trabalho de forma mais abrangente, é necessário considerar a variabilidade dos parâmetros do solo na interação solo-estrutura, variando assim a rigidez relativa fundação-solo, que influencia nas tensões de contato e nos esforços internos da fundação.

Nos projetos de fundações há sempre incertezas sobre os valores dos parâmetros do solo, sendo as propriedades de engenharia dos solos obtidas geralmente por meio de correlações empíricas dos dados de ensaios *in situ*. Como há diferentes métodos consagrados de correlações, estas apresentam inevitavelmente grande variabilidade nos resultados dos parâmetros do solo (Meyerhof apud Velloso e Lopes, 1997).

Velloso, Lopes, & Santa Maria (1996) frisam que:

> A aplicação da Teoria da Elasticidade e da Plasticidade aos solos constitui uma simplificação radical da realidade. O comportamento tensão-deformação de um solo é, essencialmente, não-linear e anisotrópico e dependente da história de tensões, da tensão confinante etc. As soluções analíticas que essas teorias fornecem são limitadas a casos especiais que estão longe de atender às necessidades práticas.

Para atender essas necessidades práticas surgem os modelos discretos de análise da interação solo-estrutura.

3.3.1 Modelos Discretos de Representação do Solo

Em modelos numéricos utilizando Métodos Discretos, em que o solo e/ou o elemento estrutural de fundação são representados por um conjunto de elementos isolados, de acordo com Velloso & Lopes (1997), os principais modelos para representar o solo na interação solo-estrutura utilizam restrições do tipo mola, conforme hipótese de Winkler, ou simulam o maciço do solo com elementos bi ou tridimensionais. Estes modelos de representação do solo são conhecidos como:

- Modelo de Winkler;
- Modelo por meios contínuos.

Ambos os modelos de análise podem ser simulados com placa sobre base elástica no MEF, considerando com facilidade as condições de contorno, o peso próprio da estrutura, a não linearidade dos efeitos do solo (BERBERIAN, Engenharia de Fundações, 2016).

No caso do Modelo de Winkler, o solo é representado por molas com resposta linear ou não, sendo utilizado o coeficiente de reação vertical *kv* como constante de proporcionalidade entre as pressões de contato na interface solo-estrutura e os recalques produzidos pela aplicação da carga (VELLOSO, LOPES, & SANTA MARIA, 1996).

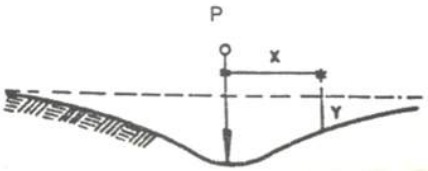
No modelo por Meios Contínuos, o solo é modelado como um meio contínuo semi-infinito elástico-linear ou não e isotrópico, sendo definido pelos parâmetros de módulo de rigidez *Es* (também chamado de deformação ou de elasticidade) e coeficiente de Poisson (ν) de acordo com a Teoria da Elasticidade. Fundações em meio elástico contínuo podem ser representadas em elementos finitos com a malha de elementos modelando tanto a estrutura, como o solo, permitindo levar em conta a sua heterogeneidade espacial. No entanto, de acordo com BERBERIAN (Engenharia de Fundações, 2016), devido à dificuldade de obtenção com boa precisão desses parâmetros elásticos do solo, os métodos simples e rápidos, como o Modelo de Winkler, acabam por apresentar resultados tão confiáveis quanto dos métodos mais sofisticados da solução elástica do meio contínuo.

3.3.2 Modelo Discreto de Meio Contínuo

A fundação apoiada em meio elástico contínuo pode ser modelada em programas computacionais de elementos finitos utilizando análise bi, ou tridimensional, em que é utilizada malha de elementos de placa ou sólido para representar tanto a estrutura, como o solo (VELLOSO & LOPES, 1997), permitindo levar em conta a sua heterogeneidade espacial.

A Figura 18 ilustra o comportamento ideal do solo como um meio elástico- contínuo e isotrópico, em que o recalque ocorre não apenas no ponto de aplicação da carga, mas também em sua vizinhança.

Figura 18 - Hipótese real elástica.



Fonte: BERBERIAN, Engenharia de Fundações (2016).

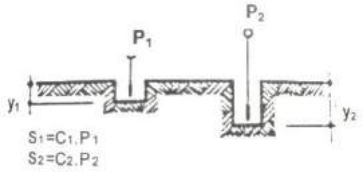
Para análise de fundação de aerogerador por modelo discreto de meio contínuo, o modelo mais recomendado seria uma malha tridimensional do solo com estrutura modelada por uma malha de elementos planos ou sólidos, no entanto, esses modelos são mais complexos e dispendiosos ao projetista.

Como os modelos de interação solo-estrutura utilizando molas para representar de forma simplificada o comportamento do solo são bem mais simples e rápidos, apresentando ao final resultados confiáveis como dos métodos mais trabalhosos de meios contínuos, os modelos estudados neste trabalho serão analisados com interação solo-estrutura por meio de molas, de acordo com o Modelo de Winkler.

3.3.3 Modelo de Winkler

A Figura 19 ilustra a hipótese simplificadora de Winkler, apresentando recalques apenas debaixo do ponto de aplicação da carga, considerando independente o recalque em um ponto e a pressão em um ponto vizinho, que difere da hipótese real elástica representada na Figura 18.

Figura 19 - Hipótese simplificadora de Winkler.



Fonte: Berberian, Engenharia de Fundações (2016).

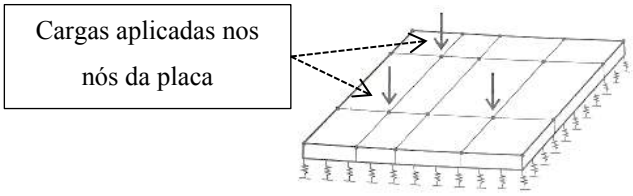
De acordo com o modelo de Winkler, a interação solo-estrutura pode ser constituída por uma série de molas independentes com comportamento elástico e linear, em que a rigidez dessas molas caracteriza uma constante de proporcionalidade entre a pressão aplicada e o deslocamento do solo (CAMPOS, 2015), designado por coeficiente de recalque, coeficiente elástico, módulo de reação ou coeficiente de mola. Nesse trabalho, essa constante será denominada “coeficiente de reação”.

Para compensar a principal deficiência do modelo de Winkler, que não assume interação entre as molas adjacentes, de acordo com o American Concrete Institute (A.C.I. 1988), baseado em estudos em modelos de grande escala, pode-se aumentar em até duas vezes a rigidez das molas no perímetro externo da estrutura, minimizando o efeito da descontinuidade no recalque sob a estrutura e entre os pontos em sua vizinhança.

Em modelos de interação solo-estrutura pela hipótese de simplificadora de Winkler, que não considera a interação de molas adjacentes, a tendência é que os erros sejam maiores no caso de solos pouco rígidos, o que não acontece neste estudo, já que os aerogeradores possuem necessidades especiais de desempenho e rigidez mínima da fundação, a sua principal característica é a alta resistência do solo nas suas camadas superiores, razão pela qual foi adotado estudo de fundações do tipo diretas (superficiais).

Para a solução numérica do modelo de Winkler de uma placa sobre base elástica, a estrutura é discretizada em elementos planos ou sólidos e o solo é representado por um conjunto de molas que representam suas características, conforme Figura 20.

Figura 20 – Placa discretizada sobre molas.



Fonte: Adaptado de Velloso & Lopes (1997).

3.3.4 Propriedades Elásticas do Solo – Coeficiente de Reação

As propriedades elásticas do solo do Modelo de Winkler são definidas pela constante de proporcionalidade das molas, chamada de coeficiente de reação vertical (*kv*) e horizontal (*kh*).

3.3.4.1 Coeficiente de Reação Vertical

O coeficiente de reação vertical corresponde à razão entre a pressão aplicada na superfície do solo por uma placa de dimensões definidas e o seu correspondente recalque produzido pela aplicação da carga naquele ponto. O coeficiente de reação vertical é expresso abaixo pela Equação (2).

$$k_v = \frac{p}{y} \tag{2}$$

onde:

p= pressão de reação do solo;

k_v = coeficiente de reação vertical do meio elástico (unidade de força por unidade de comprimento ao cubo);

y= deslocamento da placa.

3.3.4.2 Coeficiente de Reação Horizontal

O coeficiente de reação horizontal *kh* pode ser obtido por meio da relação do coeficiente de Poisson (ν) e do coeficiente de recalque vertical (*kv*), conforme Equação (3) (ALEXANDRE JÚNIOR, 2017), pois de acordo com Campos (2015 apud Sherif 1974), o coeficiente de reação na direção vertical não pode ser usado na direção horizontal, visto que as condições de deformações do solo nos dois casos não são idênticas.

$$k_h = k_v \cdot \nu \tag{3}$$

De acordo com Campos (2015), o coeficiente de Poisson (ν) apresenta a seguinte variação de acordo com os tipos de solo:

- Solos arenosos: 0,125 a 0,5;
- Solos argilosos: 0,20 a 0,40.

Como a variação para ambos os tipos de solo é bastante grande, principalmente para solos arenosos, ao se adotar um valor pequeno da faixa de variação de ν, obtém-se maiores deformações horizontais e esforços no modelo estrutural da fundação.

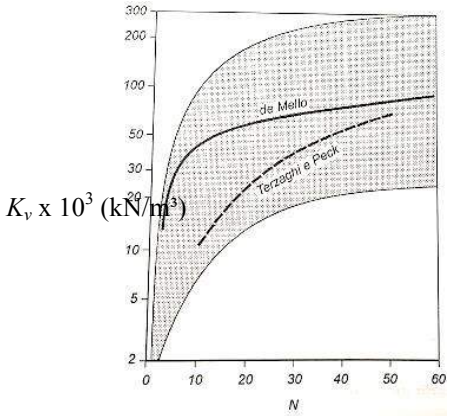
3.3.5 Determinação do Coeficiente de Reação

A determinação do coeficiente de reação *kv* pode ser feita por meio de ensaios de placa em campo de acordo com as prescrições da ABNT NBR 6489 (1988), ou outras normativas internacionais, por meio de ensaios laboratoriais, cálculo de recalques, obtendo *kv* através da Equação (2), ou correlações e tabelas de valores típicos (BERBERIAN, Engenharia de Fundações, 2016).

Na impossibilidade de obter-se o *kv* diretamente por meio de ensaios de placa *in situ*, pode-se lançar mão de correlações semi-kvempíricas (BERBERIAN, Engenharia de Fundações, 2016) propostas por diversos autores com correlações em função do tipo de solo e sua compacidade ou consistência, sendo Terzaghi (1955) um dos mais citados. Existem também diversas correlações entre o ensaio geotécnico *in-situ* de SPT (*standard penetration test*) e o coeficiente de reação, pois o ensaio de SPT tornou-se um dos principais processos de investigação do solo para fins de projeto de fundações (SOUZA, 2017).

As correlações entre *kv* e SPT são apresentadas na Figura 21, contendo valores encontrados por Mello (1971) na literatura de diversos pesquisadores. Pela amplitude da faixa encontrada, em que a escala de *kv* é logarítmica, conclui-se que a correlação é fraca, pois os valores obtidos na faixa mínima e máxima possuem grande discrepância (SOUZA, 2017).

Figura 21 – Correlações entre *kv* e resultados de SPT.



Fonte: Adaptado de Velloso & Lopes (1997).

Como a Figura 21 mostra a grande variação nos valores do parâmetro *kv* obtidos por meio de correlações com SPT, torna-se importante a verificação da influência da sua variabilidade nos modelos de interação solo-estrutura.

Os valores de coeficiente de reação obtidos por meio de ensaios de placa ou tabelados na literatura devem ser corrigidos em função da forma e dimensões da fundação, pois devido às pequenas dimensões da placa utilizada nos ensaios em comparação com a sapata real, o seu bulbo de pressões atinge apenas as camadas mais superficiais do solo, enquanto o bulbo de pressões da sapata atinge camadas mais profundas produzindo maiores deformações.

Como correlações e tabelas de valores típicos de *kv* geralmente fornecem resultados para largura da placa de aproximadamente 30cm, ou seja, os valores tabelados são correspondentes a kv_{30}, será adotada, nesse trabalho, a seguinte convenção para o coeficiente de reação da fundação:

- kv_{30}: Coeficiente de reação vertical de referência para placa de 30cm de lado (1ft);
- *kv*: Coeficiente de reação vertical corrigido para as dimensões reais da fundação.

Serão utilizados neste trabalho, para fins de comparação e análise da sensibilidade da estrutura à variação do coeficiente de reação, os valores propostos por Terzaghi (1955) para o coeficiente kv_{30} de solos arenosos (não coesivos) compactos e solo argiloso (coesivo) duro, pois estes são geralmente os tipos de solo em que são assentadas as fundações diretas de aerogeradores.

Os valores propostos por Terzaghi (1955) para solos arenosos são estimados com base empírica e apresentados na Tabela 1, podendo ser determinada a categoria de compacidade da areia por meio de ensaio SPT ou outros ensaios convenientes.

Tabela 1 – Valores propostos por Terzaghi (1955) para kv_{30} (kN/m³) em solos arenosos.

Areias	Fofa	Medianamente Compacta	Compacta
Areia seca ou úmida	13.000	42.000	160.000
Areia submersa	8.000	26.000	96.000

Fonte: Adaptado de Velloso & Lopes (1997).

Os valores propostos por Terzaghi (1955) para solos argilosos são válidos para a tensão de contato menores que metade da capacidade de carga última do solo (q_u) e são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 - Valores propostos por Terzaghi (1955) para kv_{30} (kN/m³) em solos argiloso.

Argilas	Rija	Muito Rija	Dura
q_u (kN/m²)	100 - 200	200 - 400	> 400
kv_{30} proposto (kN/m³)	24.000	48.000	96.000

Fonte: Adaptado de Velloso & Lopes (1997).

Dos valores propostos acima por Terzaghi (1955), pode-se observar que kv_{30} para uma argila rija é equivalente ao kv_{30} de uma areia média, no entanto, o coeficiente kv corrigido difere razoavelmente para os dois tipos de solo, como será visto adiante.

Apesar da utilização de tabelas de valores padronizados não ser a forma mais adequada para se obter o coeficiente de reação vertical, devido à grande variabilidade de características que este material pode apresentar, esses valores serão utilizados neste trabalho como um indicativo da ordem de grandeza para efeito de comparação entre os modelos estruturais.

3.3.6 Correções do Coeficiente de Reação

A necessidade de correção do valor de kv_{30} se deve ao fato deste coeficiente ser uma resposta do solo a um carregamento aplicado por uma dada estrutura, e não apenas uma propriedade do solo (VELLOSO & LOPES, 1997).

Vários métodos de correção do coeficiente de reação são encontrados na literatura, e Terzaghi (1955) propõe duas equações de correção, levando em conta solos coesivos e não coesivos através de valores de referência do kv_{30} e das dimensões da fundação.

Para solos arenosos, em que o módulo de elasticidade é crescente com a profundidade, Terzaghi (1955) recomenda a seguinte equação para a correção:

$$k_v = kv_{30}\left(\frac{b+B}{2B}\right)^2 \tag{4}$$

onde:

b= lado da placa de ensaio ou 0,30m;

B= lado da fundação.

O cálculo do limite da Equação (4) para *B* tendendo ao infinito produz um valor limite de *kv* corrigido igual a 25% de kv_{30}.

Para solos argilosos, Terzaghi (1955) recomenda a correção do coeficiente de reação kv_{30} decrescendo com a inversa proporção da largura da área carregada, conforme a seguinte equação:

$$k_v = kv_{30}.\frac{b}{B} \tag{5}$$

De acordo com Bowles (1968), para argilas normalmente consolidadas, o valor corrigido de *kv* é tão pequeno para fundações com grandes dimensões, que as estruturas assentadas sobre este material devem ser tratadas como elementos rígidos.

De acordo com Berberian (2016), deve-se realizar a correção da Equação (5) com muita cautela, pois uma vez que kv_{30} é inversamente proporcional a B, ou seja, *kv* para uma viga de largura B=3m, não poderia assumir um valor 1/10 do obtido para uma placa com largura b=0,3m. De acordo com o mesmo autor, o usuário, segundo sua experiência, deve aumentar o valor de kv_{30} como se faz para radiers, em que as dimensões em planta são muito grandes.

O A.C.I. (1988) propõe correção do coeficiente de reação sem distinguir o tipo de solo entre arenoso ou coesivo, considerando apenas a maior dimensão da fundação e um parâmetro *n* de correlação com a espessura da camada compressível do solo.

$$k_v = kv_{30}\left(\frac{b}{B}\right)^{\mathrm{n}} \tag{6}$$

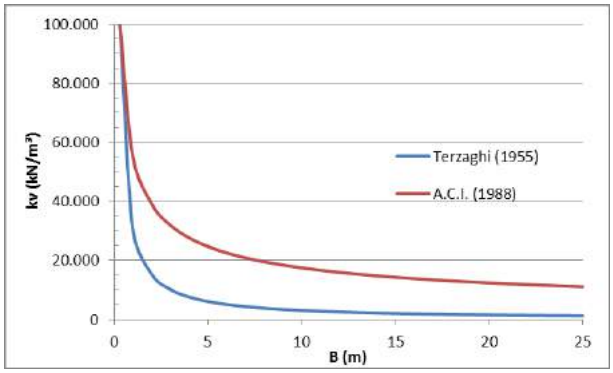
onde:

n= varia entre 0,5 e 0,7. Se a espessura da camada compressível abaixo da fundação for menor que 4B, deve-se adotar n=0,5.

Como fundações diretas de aerogeradores têm necessidades especiais de desempenho, as camadas superiores do solo possuem resistência suficiente para suportar os elevados carregamentos transmitidos da estrutura de fundação para o solo, portanto, o solo de fundação deve ter baixa compressibilidade, podendo-se considerar, na equação, o valor de n=0,5 para espessura da camada compressível menor que 4B.

A Figura 22 mostra a variação do *kv* de acordo com a Equação (5) de Terzaghi e Equação (6) proposta pelo A.C.I. (1988), com esta última apresentando *kv* aproximadamente dez vezes maior para fundações com grandes dimensões.

Figura 22 – Variação do coeficiente de reação *kv* corrigido em função do lado da fundação.



Fonte: Elaborado pelo autor.

De acordo com Terzaghi (1955), utilizando valores de coeficiente de reação de acordo com a Tabela 1 e Tabela 2, e corrigindo esses valores de acordo com as equações (4) e (5), os resultados de tensões e momentos fletores da análise estrutural de fundações e radiers pode ser considerado razoavelmente confiável. No entanto, de acordo com o autor, apesar do Modelo de Winkler fornecer bons resultados de tensões no solo e esforços na estrutura, as teorias de coeficiente de reação não devem ser utilizadas para se estimar recalques e deslocamentos da estrutura.

3.4 FUNDAÇÕES DIRETAS

De acordo com a definição da NBR 6122 (2010), fundações diretas, superficiais, ou rasas, são elementos de fundação em que a carga é transmitida ao terreno, predominantemente pelas pressões distribuídas sob a base da fundação, e em que a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação.

Para a modelagem estrutural de fundações superficiais tipo sapatas deve-se levar em consideração principalmente os seguintes itens:

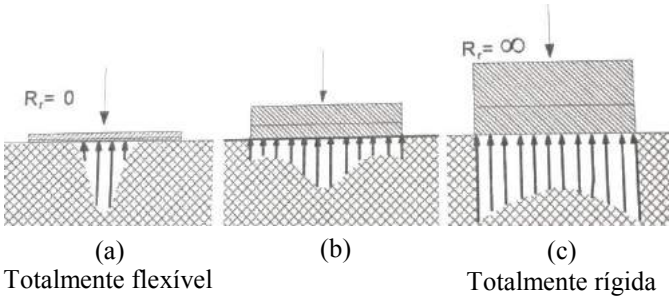
- Propriedades elásticas do solo (apresentados no item 3.3.4);
- Rigidez à flexão da sapata;
- Distribuição das cargas sob a sapata.

3.4.1 Rigidez à Flexão da Sapata

De acordo com Velloso & Lopes (1997), no caso de fundações diretas por sapatas não há uma expressão de caráter geral para definir a rigidez relativa fundação-solo, mas sim algumas propostas, com maior ou menor aceitação. Vários autores apresentam diferentes equações para computar a rigidez solo-estrutura dependendo da forma, dimensões, tipo de fundações e propriedades do solo.

A influência da rigidez entre a fundação e o solo na distribuição das pressões de contato é apresentada na Figura 23, em que para sapatas flexíveis, as deformações da fundação fazem com que, em solos rígidos, a pressão do solo aumente sob o ponto de aplicação da carga e seja menor nas bordas, como apresentado na Figura 23 (a). Para sapatas rígidas em solos deformáveis, a pressão apresenta-se praticamente uniforme (CAMPOS, 2015), como apresentado na Figura 23 (c).

Figura 23 - Influência da rigidez na distribuição de contato.



Fonte: Adaptado de Berberian, Engenharia de Fundações (2016).

De acordo com o item 22.6 da ABNT NBR 6118 (2014), a rigidez à flexão da sapata é avaliada em função das suas dimensões principais pela expressão dada na Equação (7), conforme representado na Figura 24. De acordo a equação abaixo, quando a altura da sapata é maior que um terço do comprimento em balanço, a sapata é considerada rígida, caso contrário, a sapata é considerada flexível.

$$h \geq (a - a_p)/3 \tag{7}$$

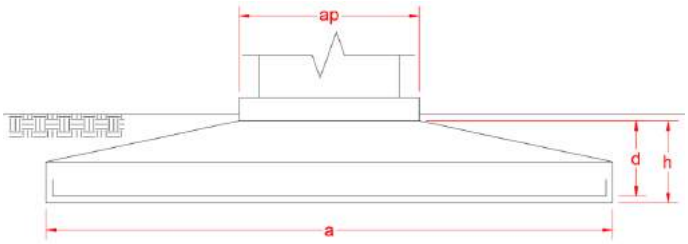
onde:

h: altura da sapata;

a: dimensão da sapata em uma determinada direção. Para sapatas circulares é o diâmetro da base;

ap: dimensão do pilar na mesma direção. Para fundações de torres é o diâmetro do pedestal de apoio da torre.

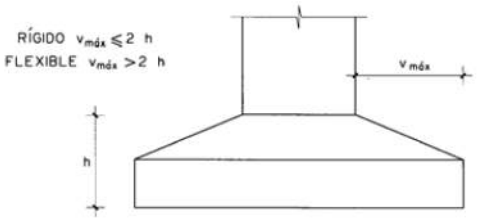
Figura 24 – Dimensões da fundação para verificação da rigidez.



Fonte: Elaborado pelo autor.

De acordo com a Instrução de Concreto Estrutural da Espanha EHE-08 (CPH - Comisión Permanente del Hormigón, 2009), para que a sapata seja considerada rígida, o comprimento livre em balanço *V* deve ser menor que a altura *2h*, conforme representado na Figura 25.

Figura 25 – Dimensões da fundação para verificação da rigidez.



Fonte: EHE-08 - CPH - Comisión Permanente del Hormigón (2009).

Considerando as dimensões *a* e *ap* da Equação (7), $V = \frac{a-ap}{2}$, portanto de acordo com a Instrução EHE-08, $h \geq \frac{a-ap}{4}$ para que a sapata seja rígida.

Outro critério para avaliar a rigidez da sapata pode ser obtido de acordo com Alonso (1983), em que a sapata é rígida e sua armadura pode ser dimensionada pelo método das bielas, caso sua altura útil (d) satisfaça as expressões abaixo:

$$d \geq \begin{cases} \left(a - a_p\right)/4 \\ 1{,}44 \cdot \sqrt{\dfrac{P}{\dfrac{0{,}85 \cdot fck}{1{,}96}}} \end{cases} \tag{8}$$

onde:

d: altura útil da sapata;

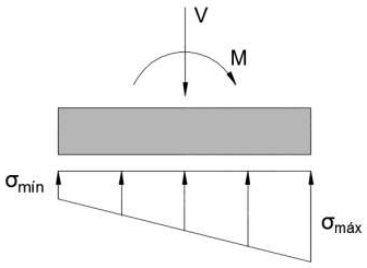
P: carga vertical atuante;

fck: resistência característica à compressão do concreto.

3.4.2 Distribuição das Cargas sob a Sapata –Área Comprimida da Base

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), para a sapata rígida pode-se admitir plana a distribuição de tensões normais no contato sapata-solo (Figura 26), ou seja, a variação linear da distribuição de pressões no solo assume que a estrutura e o solo não interagem.

Figura 26 - Variação linear da distribuição de pressões no solo.

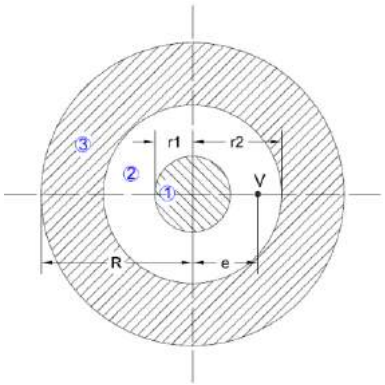


Fonte: Elaborado pelo autor.

Em sapatas circulares de aerogeradores, que são submetidas a cargas de flexão composta oblíqua extremamente elevadas, o cálculo analítico das tensões transmitidas ao solo, é realizado considerando a posição da força resultante com excentricidade.

Em se tratando de base circular, são identificadas as zonas 1, 2 e 3 para a posição da força resultante, considerando dois núcleos centrais de inércia, definidos pelas distâncias r_1 e r_2 do centro, conforme representado na Figura 27 (SPERNAU, 2008).

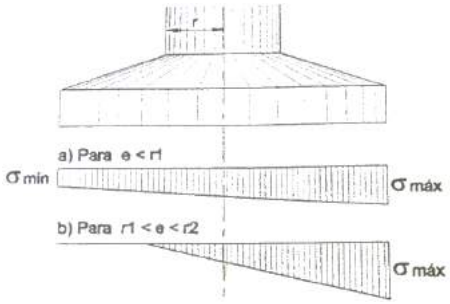
Figura 27 – Excentricidade da carga em sapata circular.



Fonte: Adaptado de Spernau (2008).

A Zona 1 contém as excentricidades $e \leq r_1$, sendo r_1 o limite para se obter a área da base totalmente comprimida. A Zona 2 contém as excentricidades $r_1 < e \leq r_2$, sendo r_2 o limite em que a linha neutra passa pelo centro da seção, ou seja, somente metade da seção é comprimida. A Zona 3 não pode ser utilizada, pois corresponde às excentricidades $e > r_2$, correspondendo à área comprimida da base menor que 50% (SPERNAU, 2008). A Figura 28 representa a distribuição das tensões na base da fundação circular em função da posição da excentricidade da carga.

Figura 28 – Distribuição das tensões na base da fundação circular sob carga excêntrica



Fonte: Spernau (2008).

Quando a força resultante está na Zona 1, toda a seção está comprimida e as tensões máxima e mínima são calculadas de acordo com a equação abaixo da resistência dos materiais, considerando as propriedades geométricas da seção circular.

$$\sigma_{máx,mín} = \frac{V}{A}\left(1 \pm 4\frac{e}{R}\right) \tag{9}$$

onde:

V = esforço vertical

e = excentricidade da carga (M/V)

A = área da base da fundação ($\pi.D^2/4$)

R = raio da seção circular (D/2)

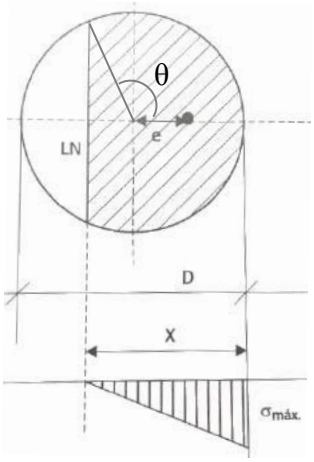
Da equação (9) se obtém o raio r_1 do núcleo central de inércia equivalente a 0,25R.

A tensão máxima no solo para carga vertical nas Zonas 1 ou 2 pode ser dada pela expressão abaixo, com erro de aproximadamente 1% (CAMPOS, 2015).

$$\sigma_{máx} = \frac{V}{A} \cdot \frac{2e}{r_1}\left[1 - 0{,}7\left(\frac{e}{r_1} - 1\right)\left(1 - \frac{e}{r_2}\right)\right] \tag{10}$$

A distribuição das tensões na base da fundação para excentricidade entre r_1 e r_2 é apresentada na Figura 29, desprezando a área tracionada.

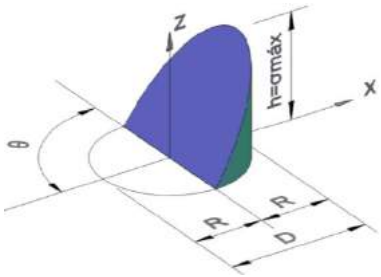
Figura 29 – Zona comprimida na sapata circular



Fonte: Adaptado de Campos (2015).

A distribuição das tensões na base da fundação se traduz geometricamente por um volume de segmento de cilindro, conforme Figura 30. Para haver equilíbrio das forças verticais e equilíbrio de momentos, o volume das tensões na base deve ser igual ao esforço vertical V e o centroide $\bar{x}$ do volume deve coincidir com a excentricidade e da carga vertical.

Figura 30 – Volume definido pela distribuição das tensões na base da fundação 50% comprimida.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Para a fundação com metade da área da base comprimida, a determinação do volume é efetuada pelo cálculo integral por meio de coordenadas polares do segmento de cilindro seccionado pelo plano $\frac{h.r.cos\theta}{R}$, com ângulo $\theta = \pi/2$, conforme abaixo:

$$V = \int_{-\theta}^{+\theta} \int_{0}^{R} \int_{0}^{h.rcos\theta/R} r\, dz.dr.d\theta = \frac{2.h.R^2}{3} = \frac{2\sigma_{max} \cdot R^2}{3} \tag{11}$$

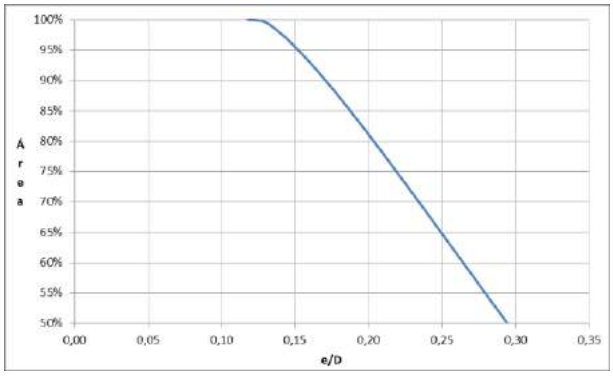
O centroide $\bar{x}$ do segmento de cilindro seccionado pelo plano inclinado, que coincide com o raio do segundo núcleo central (r_2), é determinado pelo cálculo integral, conforme abaixo:

$$\bar{x} = \iiint_V \frac{V_i.x_i.dv}{V.dv} \tag{12}$$

$$r_2 = \bar{x} = \int_{-\theta}^{+\theta} \int_{0}^{R} \int_{0}^{h.rcos\theta/R} \frac{r^2.cos\theta\, dz.dr.d\theta}{2.h.R^2/3} = \frac{3\pi R}{16} \cong 0{,}589.R \tag{13}$$

Realizando os cálculos integrais do volume formado pelas tensões na base da fundação circular, sendo este um cilindro seccionado pelo plano que coincide com z=0 formando ângulo θ para a posição da linha neutra entre 0 e π/2, se pode obter o gráfico da Figura 31 para determinação da área comprimida da base circular em função da relação entre a excentricidade da carga e o diâmetro da fundação (e/D). O gráfico é apresentado apenas para cargas com excentricidade entre 0 e r_2, ou seja, cargas dentro das zonas 1 e 2.

Figura 31 – Correlação entre área comprimida da base circular e excentricidade da carga vertical.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Poucos autores apresentam correlações para se obter a posição da linha neutra (LN), ou o percentual da área comprimida da base, como Campos (2015 apud Dimitrov 1974), que fornece valores relativos da posição da linha neutra ao raio da base (x/R) em função da relação da excentricidade da carga com o raio (e/R), como mostrado na Tabela 3, sendo a posição da *LN* (x) definida na Figura 29.

Tabela 3 – Posição da linha neutra em sapata circular carregada excentricamente.

e/R =	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95
x/R =	2,00	1,82	1,66	1,51	1,37	1,23	1,10	0,97	0,84	0,72	0,59	0,47	0,35	0,24	0,12

Fonte: Adaptado de Campos (2015).

De acordo com Milititsky (2019), as verificações referentes a deformações e área total comprimida na situação ELS e porcentagem mínima na condições ELU são na maior parte dos casos, os critérios que estabelecem as características do projeto de fundação direta de aerogeradores.

Embora o item 7.6.2 da NBR 6122 estabeleça como valor mínimo de área comprimida 2/3 da área total da base da fundação, a recomendação francesa específica para fundações de aerogeradores (CFMS - Comité Français de Mécanique des Sols et de Géotechnique, 2011) limita a zona comprimida mínima da fundação em 50% da área da base para caso de cargas no ELU e 100% da base comprimida para casos de carga no ELS.

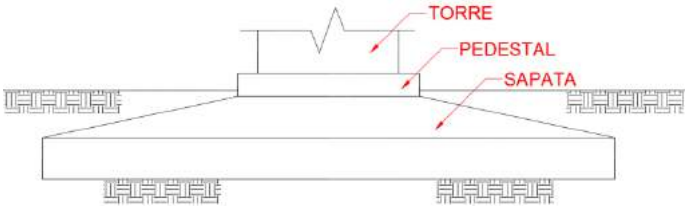
De acordo com MILITITSKY (2019), as especificações para fundações diretas de todos os fabricantes de aerogeradores também requerem 100% da área da base comprimida para cargas no ELS e 50% da área comprimida para carregamento no ELU.

3.4.3 Fundações Diretas de Aerogeradores

De acordo com estudos de Germán (2012), a fundação circular apresenta maior economia de material para um determinado aerogerador em comparação com geometria quadrada, hexagonal e octogonal, sendo, portanto, a fundação circular mais eficiente.

Por este motivo, iremos estudar neste trabalho apenas fundações circulares, sendo compostas pelo pedestal, onde é fixada a torre e pela sapata, também chamada de saia, que distribui as cargas ao solo de fundação, conforme representado na Figura 32.

Figura 32 – Fundação direta de aerogerador.



Fonte: Elaborado pelo autor.

3.4.4 Carregamentos nas Fundações

As cargas na fundação são estáticas e dinâmicas decorrentes de solicitações do vento, ações do rotor, peso próprio, ações sísmicas e considerações de fadiga, sendo extremamente elevadas e com grandes momentos instabilizantes (MILITITSKY, 2014).

As cargas atuantes na interface da torre com a fundação são fornecidas no topo da fundação pelos fabricantes dos aerogeradores de acordo com as condições simuladas do vento para cada caso de carga a ser considerado, sendo estas as cargas anormais (extremas), normais de operação, de fadiga e de transporte.

Para o dimensionamento da estrutura, as cargas devem ser ponderadas pelos seus respectivos coeficientes, que devem ser no mínimo os valores apresentados na tabela abaixo, de acordo com a norma ABNT NBR IEC 61400-1 (2018).

Tabela 4 – Fatores de Segurança.

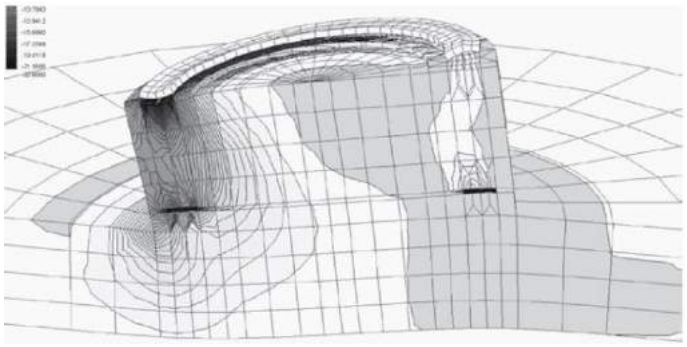
Cargas desfavoráveis			Cargas favoráveis[9]
Tipo de situação de projeto (ver a Tabela 2)			Todas as situações de projeto
Normal (N)	Anormal (A)	Transporte e montagem (T)	
1,35*	1,1	1,5	0,9

Fonte: ABNT NBR IEC 61400-1 (2018).

Para a análise dos esforços internos da estrutura de fundação, as cargas da torre devem ser transmitidas ao bloco por modelo estrutural compatível com o tipo de ligação torre/fundação e adequado aos tipos de elementos finitos utilizados no modelo.

De acordo com Stathopoulos & Baniotopoulos (2007), um estado de tensão complexo é desenvolvido no pedestal e na saia da fundação, resultante das combinações de carga transferidas da torre para a fundação e dos parafusos de ancoragem protendidos. De acordo com os autores, para superar essa dificuldade, um modelo detalhado de elementos hexaédricos deve ser desenvolvido, em que o sistema de ancoragem deve ser tão corretamente quanto possível representado, considerando que os parafusos de ancoragem protendidos na maioria dos casos são modelados como elementos de rigidez nula à compressão, conectando o flange de aço com a fundação. A Figura 33 apresenta, como exemplo, a distribuição das tensões verticais no pedestal do modelo de fundação exibido por Stathopoulos & Baniotopoulos (2007), em que se vê concentração das tensões sob a região comprimida da “gaiola” de parafusos.

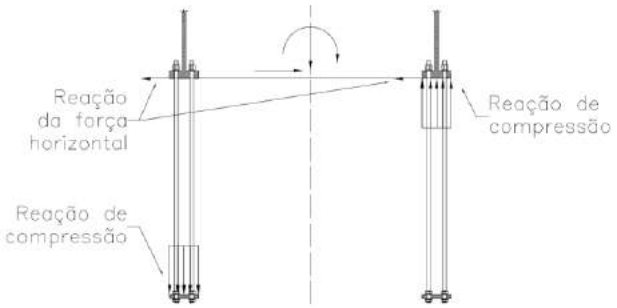
Figura 33 – Distribuição das tensões verticais σz na fundação.



Fonte: Stathopoulos & Baniotopoulos (2007).

A Figura 34 representa a idealização da transmissão dos esforços aplicados pela torre na fundação por meio da "gaiola" de parafusos, em que a reação da força horizontal é distribuída entre todas as barras, e a transmissão do momento é realizada pelo binário formado pelas reações verticais de compressão nas placas de ancoragem superior e inferior.

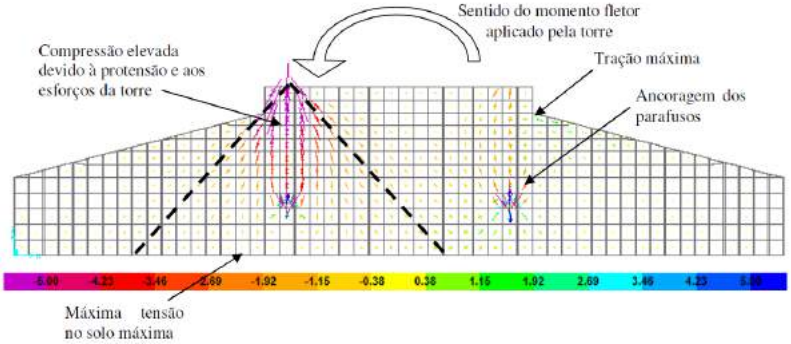
Figura 34 – Seção da "Gaiola" de parafusos – Idealização da transmissão dos esforços.



Fonte: Elaborado pelo autor.

De acordo com a idealização da transmissão dos esforços acima, a Figura 35, apresentada no modelo estudado por Araújo, Puel, & Candemil (2014), representa o comportamento do caminhamento das tensões no interior da fundação, com os parafusos de ancoragem descarregando o esforço de tração na sua extremidade inferior, e as tensões de compressão na interface torre/fundação sendo distribuídas com ângulo de propagação próximo de 45º.

Figura 35 – Fluxo das tensões principais (MPa).



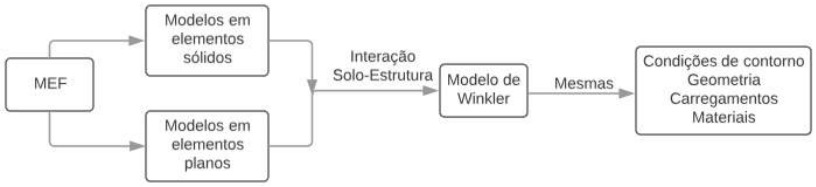
Fonte: Araújo, Puel, & Candemil (2014).

4 MATERIAIS E MÉTODOS

Esse trabalho será desenvolvido com auxílio do *software* comercial SAP2000 (COMPUTERS AND STRUCTURES, INC, 2017) que utiliza em sua base de cálculo a teoria dos elementos finitos e os modelos foram processados em *notebook* com processador Intel Core i7-4500 de 2,4GHz e 6GB de memória física (RAM) instalada.

Para o desenvolvimento desse trabalho, será avaliado o comportamento dos modelos estruturais de fundações diretas de aerogeradores desenvolvidos com elementos finitos tipo sólido, em comparação com a distribuição dos esforços internos e tensões de modelos planos em elementos de casca, utilizando a mesma geometria, carregamentos, materiais e condições de contorno com a base suportada por molas. O fluxograma da Figura 36 resume a metodologia utilizada para a elaboração dos modelos computacionais pelo MEF.

Figura 36 – Metodologia para elaboração dos modelos computacionais.



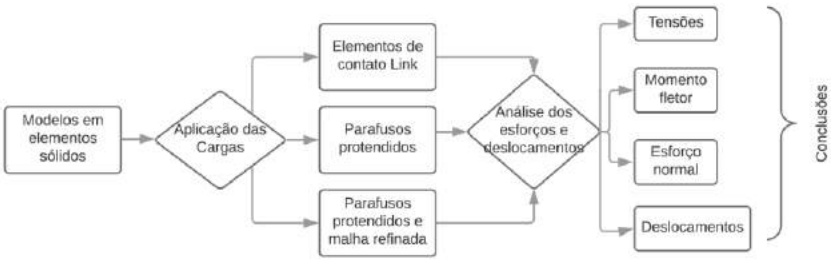
Fonte: Elaborado pelo autor.

Para avaliar a diferença no comportamento dos resultados serão estudados casos com diferentes rigidezes das molas da interação solo-estrutura, diferentes formas de aplicação das cargas e malhas de elementos na região de aplicação dos carregamentos de modelos sólidos.

A malha adotada nos modelos planos possui razão máxima entre os lados dos elementos quadriláteros de 2 e para os modelos sólidos, a malha adotada possui razão máxima entre os lados do elemento hexagonal de 3,2 na borda da fundação, sendo próxima da unidade na região onde ocorre a maior concentração de cargas, próximo da região central da fundação.

Preliminarmente será realizada uma verificação da malha de elementos sólidos na seção de concentração de tensões devido às cargas transmitidas da torre para a fundação. Também será refinada a malha para estudo do modelo de aplicação das cargas da torre na fundação, considerando as cargas transmitidas apenas por elementos de contato tipo *link*, ou modelando a gaiola de parafusos protendidos da interface torre/fundação. O fluxograma da Figura 37 resume a metodologia utilizada para a comparação da malha e forma de aplicação das cargas da torre nos modelos em elementos finitos sólidos.

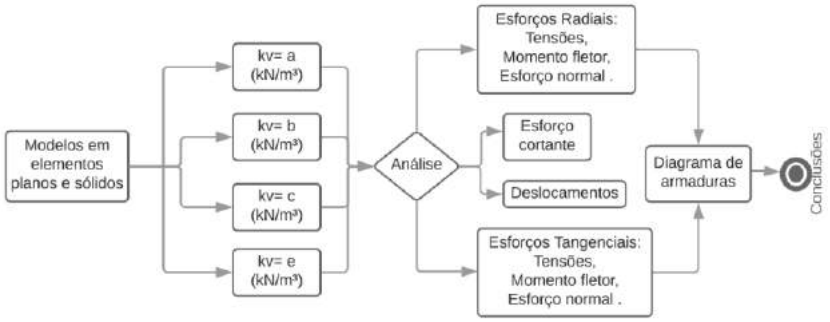
Figura 37 – Metodologia para comparação dos modelos sólidos.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Em seguida, utilizando a forma de aplicação das cargas adotada da análise anterior, será analisada a variabilidade dos coeficientes de reação *kv* e *kh* nas respostas de cada modelo para verificar se os parâmetros de mola influenciam significativamente nos esforços internos resultantes da estrutura. O fluxograma da Figura 38 resume a metodologia utilizada para a comparação dos resultados entre os modelos computacionais de elementos planos e sólidos.

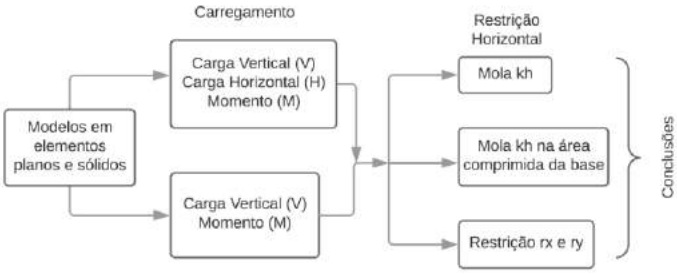
Figura 38 – Metodologia para comparação entre modelos de elementos planos e sólidos.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Para complementar os estudos comparativos, os modelos planos e sólidos serão analisados também com diferentes condições de contorno das restrições horizontais e sem a aplicação da carga horizontal. Esses modelos serão estudados para avaliar a carga normal resultante nas seções analisadas de acordo com a metodologia abaixo.

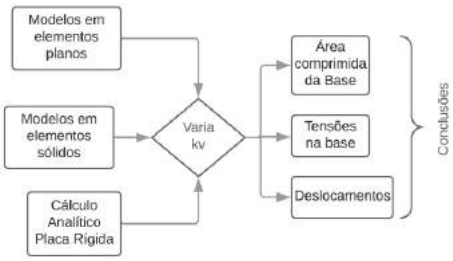
Figura 39 – Metodologia para comparação dos esforços normais.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Para finalizar as análises, será feito um estudo comparativo do diagrama de tensões transmitidas ao solo e da área comprimida da base dos modelos planos e sólidos com variação do coeficiente de reação. Para verificar a influência do coeficiente de reação na rigidez relativa placa/solo, os resultados serão também comparados com o cálculo analítico das tensões e área comprimida da base para uma placa rígida, conforme ilustrado no fluxograma da Figura 40, que resume a metodologia utilizada para a comparação dos resultados.

Figura 40 - Metodologia para comparação da área comprimida e tensões na base.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Para os estudos realizados neste trabalho, serão considerados apenas os parâmetros estáticos do solo, sem considerar carregamentos dinâmicos e parâmetros dinâmicos de fundações de máquinas.

A influência dos parâmetros dinâmicos nos resultados de fundações de aerogeradores é desprezível quando as suas dimensões e requisitos de massa são verificados para atender as rigidezes rotacional e translacional mínimas da fundação requeridas pelo fabricante da máquina, para que a frequência natural do conjunto não influencie na sua resposta estrutural ao carregamento do vento e cargas cíclicas de operação (MILITITSKY, 2019).

4.1 AEROGERADOR CONSIDERADO

A definição da classe do aerogerador é realizada de acordo com a norma ABNT NBR IEC 61400-1 (2018) em função da velocidade de referência média do vento em 10 minutos durante 50 anos e parâmetros de turbulência do local de implantação.

Será considerado nas análises um aerogerador de grande porte da classe IIIA, com rotor de eixo horizontal e três pás, sendo os seus respectivos parâmetros do vento indicados na Tabela 5.

Tabela 5 – Parâmetros do vento para aerogerador classe IIIA.

Classe do aerogerador	IEC-IIIA
Velocidade média anual do vento	7,5 m/s
Intensidade de turbulência	16%
Velocidade do vento de referência (média no intervalo de 10 minutos)	37,5 m/s
Velocidade extrema do vento (rajada) em um período de 50 anos	52,5 m/s

Fonte: Elaborado pelo autor.

O aerogerador considerado nas análises possui as seguintes características básicas indicadas na Tabela 6, peso dos principais componentes indicados na Tabela 7 e principais dimensões representadas na

Figura 41.

Tabela 6 – Características do aerogerador.

Características	Aerogerador
Número de pás	3
Altura do rotor (h)	89 m
Diâmetro do rotor (d)	122 m
Velocidade do rotor	12,25 rpm
Potência nominal	2,7 MW
Tipo de torre	Tubular de aço

Fonte: Elaborado pelo autor.

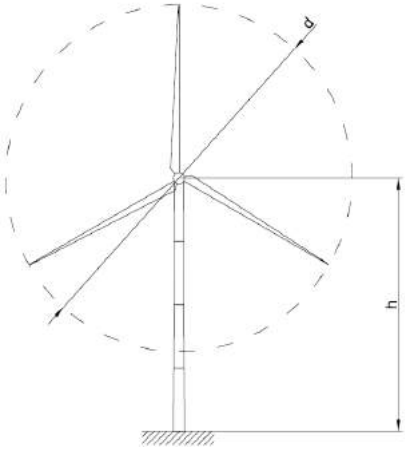
Tabela 7 – Peso dos componentes do aerogerador.

Peso dos Componentes	Aerogerador
Rotor	944 kN
Nacelle	929 kN
Torre	1857 kN

Peso dos Componentes	Aerogerador
Total	3730 kN

Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 41 – Dimensões básicas do aerogerador.



Fonte: Elaborado pelo autor.

4.2 GEOMETRIA DA FUNDAÇÃO

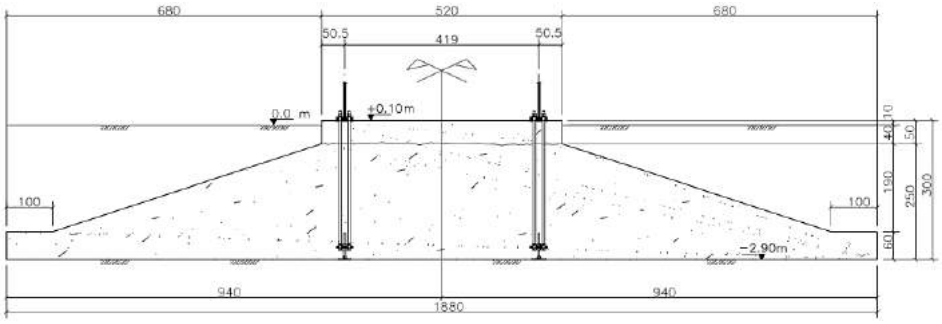
Para o tipo de aerogerador considerado, a fundação direta com base circular a ser analisada possui as propriedades principais indicadas na Tabela 8 e as demais dimensões conforme Figura 42. Com a geometria e dimensões da fundação adotada são atendidos os critérios de estabilidade como corpo rígido para as cargas transmitidas do aerogerador para a fundação.

Tabela 8 – Dimensões das fundações dos aerogeradores considerados nas análises.

Altura (h)	Diâmetro (D)	Área da base	Volume
3,0 m	18,8 m	277,6 m²	375 m³

Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 42 – Fundação direta do aerogerador (dimensões em centímetros).



Fonte: Elaborado pelo autor.

De acordo com os critérios do item 3.4.1 para definir a rigidez da sapata, a altura da fundação deve ser maior que a do critério estabelecido para que seja considerada como rígida, caso contrário, a sapata é considerada flexível. A altura adotada da sapata na Figura 42 é de 2,50m, menor que as alturas mínimas calculadas pelos diferentes métodos, conforme Tabela 9, sendo, portanto classificada como fundação flexível em todos os critérios avaliados.

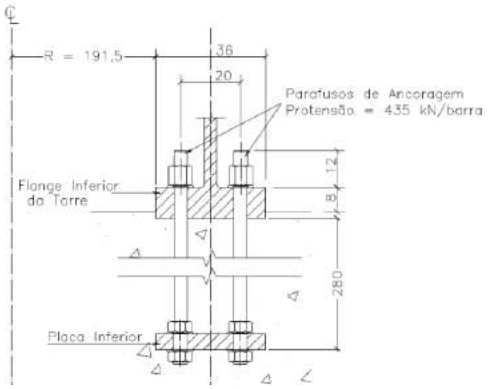
Tabela 9 – Critérios para classificação da sapata rígida ou flexível.

NBR 6118:2014	h ≥ 4,53 m
EHE-08	h ≥ 3,40 m
Alonso (1983)	h ≥ 3,45 m

Fonte: Elaborado pelo autor.

A ligação torre/fundação do aerogerador estudado é do tipo “gaiola” de parafusos e suas principais dimensões são apresentadas na Figura 43.

Figura 43 – Ligação Torre/Fundação (dimensões em centímetros).



Fonte: Elaborado pelo autor.

4.3 PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS DA FUNDAÇÃO

Para os modelos computacionais a serem analisados e o desenvolvimento do diagrama de armadura das fundações, foram adotadas as seguintes propriedades dos materiais da estrutura:

- Concreto Estrutural Base
  - Resistência à compressão fck = 30 MPa
  - Módulo de elasticidade Ec = 30 GPa
  - Coeficiente de Poisson ν = 0,2
  - Peso específico γc = 25 kN/m³

- Concreto Estrutural Pedestal
  - Resistência à compressão fck = 40 MPa
  - Módulo de elasticidade Ec = 32,5 GPa
  - Coeficiente de Poisson ν = 0,2
  - Peso específico γc = 25 kN/m³

- Aço de Armaduras Passivas CA-50
  - Tensão de escoamento fy = 500 MPa
  - Módulo de elasticidade Es = 210 GPa
  - Cobrimento nominal cob = 5,0 cm

- Solo de Fundação e Reaterro
  - Tensão admissível no solo σ_{adm} = 360 kN/m²
  - Peso Específico γ_s = 18 kN/m³

- Parafuso Protendido – Modelo em elementos sólidos
  - Tipo de aço ISO 898-1 classe 10,9
  - Tensão de escoamento fy = 835 MPa
  - Módulo de elasticidade Es = 450 GPa
  - Comprimento L = 2800 mm
  - Diâmetro φ = 36 mm

- Área da seção A = 10,18 cm²
- Força de protensão Prot = 435 kN

- Placa Rígida
  - Espessura e = 25 cm
  - Módulo de elasticidade Ec = $2x10^6$ GPa
  - Módulo de Poisson ν = 0,3
  - Peso específico γc = 15 kN/m³

Os elementos finitos utilizados neste trabalho possuem relações constitutivas formadas por material isotrópico e linear elástico.

4.4 PARÂMETROS DO SOLO – COEFICIENTE DE REAÇÃO

O coeficiente de reação adotado na rigidez das molas da interação solo estrutura dos modelos considera para efeito de comparação, os seus valores integrais e corrigidos de acordo com as equações indicadas para cada tipo de solo.

Considerando o valor adotado no item 3.3.5 para kv_{30} de solos não coesivos seco/úmidos compactos, o seu valor corrigido de acordo com a Equação (4) proposta por Terzaghi (1955) para o diâmetro da fundação de 18,8 m é apresentado na Tabela 10.

Tabela 10 – Coeficiente de reação corrigido para areia seca/úmida.

Solo	B (m)	kv_{30} (kN/m³)	kv (kN/m³)	kv/kv_{30} (%)
Areia seca ou úmida compacta	18,80	160.000	41.308	25,8%

Fonte: Elaborado pelo autor.

Será adotado para fins práticos nos modelos em solos arenosos analisados neste trabalho o valor de *kv* corrigido de 41.500 kN/m³. Para fins de comparação dos resultados e avaliação da influência da variação do coeficiente *kv* nos esforços internos, serão analisados também modelos com valor de *kv* integral de 160.000 kN/m³, desconsiderando a correção quanto às dimensões da fundação, simulando a base apoiada num solo praticamente rígido.

Considerando o valor adotado no item 3.3.5 para kv_{30} de solos tipo argila dura, o seu valor corrigido de acordo com a Equação (6) proposta pelo American Concrete Institute (A.C.I., 1988) para o diâmetro da fundação de 18,8m é apresentado na Tabela 11.

Tabela 11 - Coeficiente de reação corrigido para solos argilosos.

Solo	B (m)	kv_{30} (kN/m³)	kv (kN/m³)	kv/kv_{30} (%)
Argila dura	18,80	96.000	12.228	12,7%

Fonte: Elaborado pelo autor.

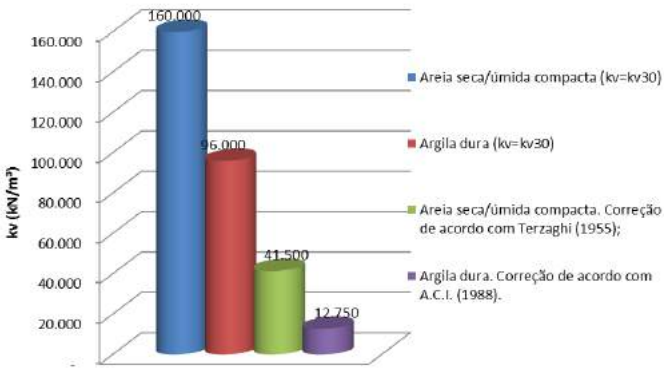
Para fins práticos, será adotado nos modelos em solos argilosos analisados neste trabalho *kv* de 12.750 kN/m³. Para comparação dos resultados e avaliação da influência da variação do coeficiente *kv* nos esforços internos, serão analisados também modelos com valor de *kv* integral de 96.000 kN/m³, desconsiderando a correção de *kv*, simulando a base apoiada num solo praticamente rígido.

Os coeficientes de reação considerados, portanto, correspondem aos seguintes tipos de solos e fatores de correção:

a) kv = 160.000 kN/m³: Areia seca/úmida compacta sem correção de kv_{30} ($kv=kv_{30}$);
b) kv = 96.000 kN/m³: Argila dura sem correção de kv_{30} ($kv=kv_{30}$);
c) kv = 41.500 kN/m³: Areia seca/úmida compacta com correção de *kv* de acordo com Terzaghi (1955);
e) kv = 12.750 kN/m³: Argila dura com correção de *kv* de acordo com A.C.I. (1988).

A Figura 44 representa graficamente a variação dos valores do coeficiente de reação considerados para cada tipo de solo e método de correção.

Figura 44 – Resumo dos coeficientes *kv* utilizados.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Para o coeficiente de reação horizontal foi utilizada a correlação com *kv* de acordo com equação (3), considerando-se o valor mínimo da intersecção do intervalo de ν para solos arenosos e argilosos exibido no item 3.3.4.2, adotando-se coeficiente de Poisson do solo ν=0,2.

4.5 RESTRIÇÕES NODAIS

Como condição de contorno, a interação solo-estrutura foi realizada adicionando molas verticais não resistentes à tração em toda a base de contato com o solo como restrição vertical dos modelos. Para minimizar o efeito de descontinuidade no recalque sob a estrutura e entre os pontos em sua vizinhança, de acordo com recomendação do American Concrete Institute (A.C.I., 1988), o valor do coeficiente *kv* foi considerado duplicado (2*kv*) nos elementos do perímetro externo da fundação.

Para a restrição horizontal foram adicionadas molas lineares nas duas direções, sendo aplicadas em toda a área da base, com exceção dos modelos específicos em que foram aplicadas apenas na área comprimida da base. Para tanto, primeiramente foi considerada a base da fundação totalmente restringida por molas e foi analisada a área descolada da base nos resultados do modelo. Posteriormente foram eliminadas manualmente as molas horizontais dos elementos não comprimidos da base, realizando um processo iterativo.

Para efeito de comparação e verificação da influência das restrições horizontais nos modelos de elementos planos e sólidos serão elaborados também modelos restringidos nas duas direções horizontais.

O programa computacional SAP2000 calcula automaticamente a área de influência de cada nó em elementos de casca e sólidos para computar o seu respectivo coeficiente de reação nodal, ou mola, na unidade de carga/distância (kN/m).

4.6 CARREGAMENTOS E COMBINAÇÕES

As cargas consideradas atuantes nos modelos da fundação são as seguintes:

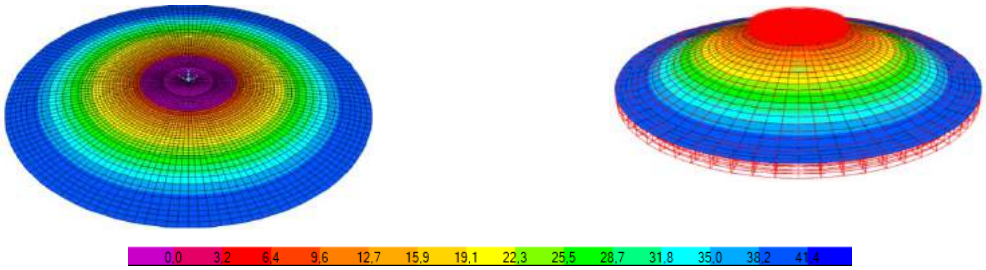
- Peso próprio do concreto
- Peso do reaterro
- Cargas extremas da torre
- Protensão dos parafusos

O peso próprio da estrutura é considerado automaticamente pelo programa computacional, que para o volume de concreto de 375 m³ (Tabela 8) e peso específico do material concreto de adotado no item 4.3, resulta no valor total de 9.362 kN.

O peso do reaterro será considerado linearmente distribuído sobre os elementos da saia da fundação, que para o peso específico do solo de reaterro adotado no item 4.3, resulta no valor total de 7.788 kN. Logo a carga vertical de peso próprio da fundação somando as parcelas do concreto e reaterro sobre a sapata resultam em 17.150 kN. A Figura 45 apresenta a aplicação da carga distribuída de reaterro variando em função da altura dos elementos nos modelos em elementos de casca e sólidos.

Figura 45 – Carga de reaterro (kN/m²).

a) Fundação em elementos de casca b) fundação em elementos sólidos



Fonte: Elaborado pelo autor.

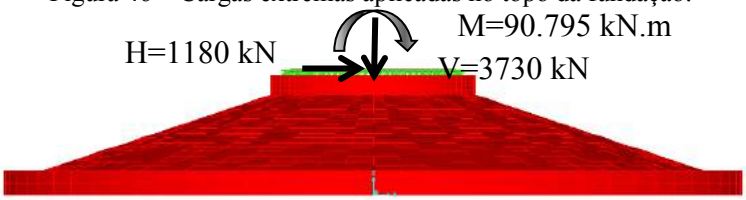
Os carregamentos provenientes da torre aplicados no topo da fundação são equivalentes às cargas extremas (CE) fornecidas pelo fabricante do aerogerador, para as quais as análises devem ser realizadas no estado-limite último. As cargas extremas características transmitidas concomitantemente da torre para o topo da fundação são indicadas na Tabela 12 e representadas na Figura 46.

Tabela 12 – Cargas extremas aplicadas no topo da fundação.

Carga Vertical (V)	Carga Horizontal (H)	Momento (M)
3.730 kN	1.180 kN	90.795 kN.m

Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 46 – Cargas extremas aplicadas no topo da fundação.



Fonte: Elaborado pelo autor.

As cargas aplicadas no topo da fundação serão combinadas com o seu peso próprio, reaterro e protensão dos parafusos, utilizando seus respectivos fatores de ponderação de acordo com a Tabela 4 (pág. 60) para criar as combinações de cálculo.

Para atender aos critérios de segurança do estado-limite último de estruturas, as combinações de cálculo foram criadas majorando as cargas extremas da torre sobre a fundação pelo fator de segurança γ_f de acordo com a norma ABNT NBR IEC 61400-1 (2018), para a qual a carga extrema se refere ao caso de carga (DLC) 2.3. Como este caso de carga é um caso de operação anormal do aerogerador, deve ser aplicado o fator de segurança $\gamma_f = 1{,}10$, indicado na Tabela 4 (pág. 60).

As cargas de peso próprio do concreto e reaterro foram majoradas pelo fator $\gamma_f = 1{,}40$, ou minoradas pelo fator $\gamma_f = 0{,}9$ para assim obter a envoltória dos esforços mais desfavoráveis solicitantes em cada seção analisada.

As combinações últimas consideradas nas análises são as seguintes:

- COMB1d = 1,1 CE + 1,4 Pc + 1,4 Ps + Prot
- COMB2d = 1,1 CE + 0,9 Pc + 0,9 Ps + Prot

Essas combinações últimas foram utilizadas para análise de diferentes seções dos modelos, dependendo de sua posição em relação à torre, sendo estas identificadas no item 4.10.

As análises das tensões transmitidas da estrutura ao solo, área comprimida da base e deslocamentos serão realizadas pela combinação no estado-limite de serviço (ELS), que considera as cargas com seus valores característicos.

- COMB3k = CE + Pc + Ps + Prot

onde:

CE= Carga extrema;

Pc = Peso próprio da fundação de concreto;

Ps = Peso próprio do reaterro sobre a fundação;

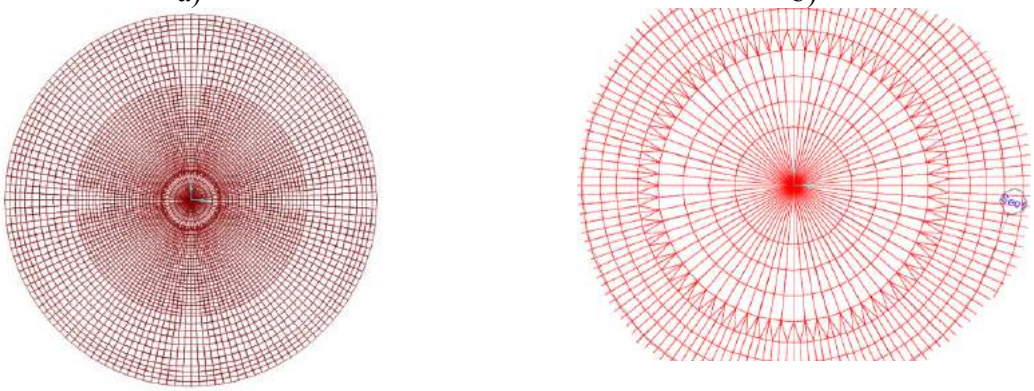
Prot = Protensão dos parafusos (considerado apenas nos modelos em elementos sólidos).

4.7 MODELO EM ELEMENTOS DE CASCA

A geometria e malha do modelo em elementos de planos da fundação é representada na Figura 47 a), com ampliação da região central do modelo na Figura 47 b), sendo a discretização para a geometria curva da estrutura com um elemento a cada arco de 2,5 graus. A discretização do domínio circular no centro do modelo foi realizada com elementos triangulares mais alongados, dando-se preferência aos elementos quadrangulares no restante do modelo.

Figura 47 – Modelo em elementos finitos planos.

a) b)



Fonte: Elaborado pelo autor.

Na região da fundação onde são aplicados os carregamentos concentrados da torre e há variação abrupta da altura da seção, a malha foi refinada para não ocorrer descontinuidades de tensões nos nós entre elementos adjacentes. Ainda assim, para que a razão entre os lados dos elementos seja próxima da unidade, a malha foi mais refinada até a distância de 5,85 m do centro, a partir de onde a malha fica mais aberta até a borda.

Os modelos estudados de elementos de casca para análise no plano possuem os seguintes tipos e quantidade de elementos:

- Casca espessa: 6.480 elementos;
- Nós: 6.338 elementos;
- *Links*: 72 elementos.

Os modelos em elementos de casca analisados possuem identificação, características principais de elementos, restrições e esforço horizontal aplicado apresentados na Tabela 13.

Tabela 13 – Identificação dos Modelos Planos

Modelo	Elementos	*kv* (kN/m³)	*kv* Tipo	*kh* (kN/m³)	*kh* Tipo	Carga Horizontal
C-kva	Casca espessa	160.000	Não-Linear	32.000	Linear	H
C-kvb	Casca espessa	96.000	Não-Linear	19.200	Linear	H
C-kvc	Casca espessa	41.500	Não-Linear	8.300	Linear	H
C-kve	Casca espessa	12.750	Não-Linear	2.550	Linear	H
C-kva-kh	Casca espessa	160.000	Não-Linear	32.000	Não-Linear*	H
C-kva-rxy	Casca espessa	160.000	Não-Linear	Restringido	-	H
C-kva-H0	Casca espessa	160.000	Não-Linear	32.000	Linear	0

* Aplicado somente na área comprimida da base

Fonte: Elaborado pelo autor.

Os quatro primeiros modelos da tabela acima possuem diferença apenas na rigidez dos coeficientes de reação, tendo por objetivo analisar comparativamente os seus esforços internos e deslocamentos. Os demais modelos estudados, com variação das restrições horizontais e ausência da carga horizontal *H* têm por objetivo avaliar a causa dos esforços horizontais resultantes em comparação com os modelos sólidos.

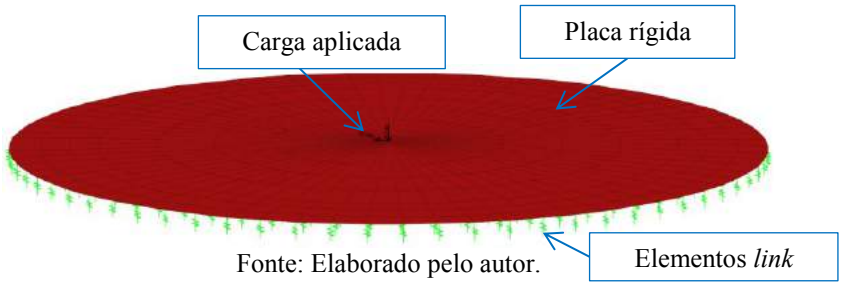
4.7.1 Modelagem de Transferência das Cargas

Nos modelos de casca, as cargas verticais, horizontais e momentos provenientes da torre foram aplicadas pontualmente no nó central de uma placa rígida auxiliar para

distribuição do carregamento no perímetro da torre. A placa rígida foi modelada 10 cm acima do topo da fundação, transmitindo as cargas aos elementos da fundação através de elementos de contato tipo *link,* localizados no contorno da torre, com 2 graus de liberdade (vertical e horizontal) e 1 momento fixos. Para uniformizar os deslocamentos da placa rígida e modelar o comportamento da base da torre com comportamento de corpo rígido, foram utilizados *Constraints* nos nós da placa do tipo *Body*.

A Figura 48 representa a aplicação pontual das cargas da torre no nó central da placa rígida sobre a fundação, em que as cargas aplicadas são interligadas à fundação por elementos tipo *link*.

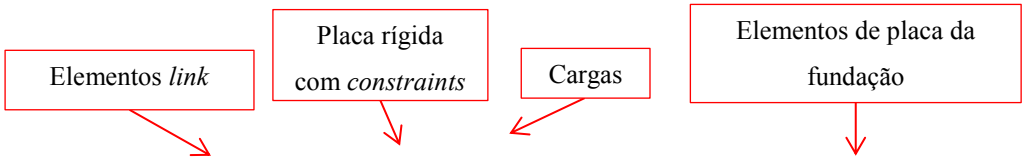
Figura 48 – Modelo em elementos de cascas – transmissão das cargas da torre para a fundação.



Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 49 representa a vista lateral da aplicação pontual das cargas da torre no nó central da placa rígida, ligada por elementos tipo *link* aos elementos do modelo de casca da fundação entre 191,5 cm a 227,5 cm do centro da fundação, conforme dimensões da Figura 43 (página 68). Com essa forma de aplicação das cargas nos modelos de elementos planos, na teoria é como se a carga da torre estivesse aplicada 10 cm acima da altura média dos elementos de casca, desprezando a espessura da fundação na transferência da carga horizontal (H) do topo do pedestal até o eixo dos elementos de placa.

Figura 49 - Modelo em elementos de cascas – vista lateral da transmissão das cargas da torre para a fundação.



Fonte: Elaborado pelo autor.

4.8 MODELOS EM ELEMENTOS SÓLIDOS

Para estudar a influência da malha de elementos sólidos e da forma de aplicação das cargas da torre conforme metodologia da Figura 37, foram estudados três modelos sólidos diferentes, que possuem identificação, idealização da aplicação da carga e nível de refinamento da malha apresentados na Tabela 14.

Tabela 14 – Identificação dos Modelos Sólidos para estudo da aplicação das cargas.

Modelo	Elementos	Aplicação da Carga	Malha Superior	Malha Inferior	*kv* (kN/m³)	*kh* (kN/m³)
MS1-kva	Sólidos	Flange com elementos tipo *Link*	Normal	Normal	160.000	32.000
MS2-kva	Sólidos	Flange com elementos de barra	Refinada	Normal	160.000	32.000
MS3-kva	Sólidos	Flange com elementos de barra	Refinada	Refinada	160.000	32.000

Fonte: Elaborado pelo autor.

O critério utilizado para a geração da malha dos três modelos foi de discretização para a geometria curva da estrutura com um elemento a cada arco de 5 graus. O coeficiente de reação vertical (*kv*) foi considerado resistente somente à compressão, enquanto o coecifiente horizontal (*kh*) com comportamento linear e aplicado em toda a área da base.

O modelo MS1-kva possui malha mais grossa e modela a transmissão das cargas da torre de forma simplificada apenas por elementos tipo *link*. O modelo MS2-kva possui malha mais refinada e modela o efeito da transmissão das cargas da torre da forma idealizada da Figura 34 (pág. 61) por elementos de barra. O modelo MS3-kva, similar ao MS2-kva, possui malha mais refinada apenas na região inferior dos elementos de barra que simulam os parafusos protendidos de ancoragem da torre. As características desses modelos serão mais detalhadas nos itens 4.8.3 a 4.8.5 e a modelagem de transferência das cargas nos itens 4.8.1 e 4.8.2.

Após a análise dos três modelos, foi adotado para as demais análises, conforme metodologias da Figura 38 e Figura 39, o modelo MS3-kva, que possui malha mais refinada e a forma de aplicação das cargas idealizada é mais compatível com o sistema físico da interface torre/fundação, e que se mostrou o modelo mais adequado para a representação das

cargas, conforme será demostrado nos resultados do trabalho. Para essas demais análises comparativas, os modelos sólidos estudados possuem as seguintes identificações, características principais de elementos, restrições e esforço horizontal aplicado.

Tabela 15 – Identificação dos Modelos Sólidos

Modelo	Elementos	*kv* (kN/m³)	*kv* Tipo	*kh* (kN/m³)	*kh* Tipo	Carga Horizontal
MS3-kva	Sólidos	160.000	Não-Linear	32.000	Linear	H
MS3-kvb	Sólidos	96.000	Não-Linear	19.200	Linear	H
MS3-kvc	Sólidos	41.500	Não-Linear	8.300	Linear	H
MS3-kve	Sólidos	12.750	Não-Linear	2.550	Linear	H
MS3-kva-kh	Sólidos	160.000	Não-Linear	32.000	Não-Linear*	H
MS3-kva-rxy	Sólidos	160.000	Não-Linear	Restringido	-	H
MS3-kva-H0	Sólidos	160.000	Não-Linear	32.000	Linear	0

* Aplicado somente na área comprimida da base

Fonte: Elaborado pelo autor.

Os modelos MS3-kva a MS3-kve possuem diferença apenas na rigidez dos coeficientes de reação, tendo por objetivo analisar comparativamente os seus esforços internos e deslocamentos com os modelos planos. Os demais modelos estudados, com variação das restrições horizontais e ausência da carga horizontal *H* têm por objetivo avaliar a causa dos esforços horizontais resultantes em comparação com os modelos planos.

Para análise das tensões verticais transmitidas ao solo e área comprimida da base, conforme metodologia da Figura 40, foram utilizados os modelos S1 da Tabela 16, com as seguintes identificações, características principais de elementos e variação dos coeficientes de reação.

Tabela 16 - Identificação dos Modelos Sólidos para análise da área comprimida da base.

Modelo	Elementos	Aplicação da Carga	Malha Superior	Malha Inferior	kv (kN/m³)	kh (kN/m³)
MS1-kva	Sólidos	Flange com elementos tipo *Link*	Normal	Normal	160.000	32.000
MS1-kvb	Sólidos	Flange com elementos tipo *Link*	Normal	Normal	96.000	19.200
MS1-kvc	Sólidos	Flange com elementos tipo *Link*	Normal	Normal	41.500	8.300
MS1-kve	Sólidos	Flange com elementos tipo *Link*	Normal	Normal	12.750	2.550

Fonte: Elaborado pelo autor.

Esses modelos com transmissão das cargas modeladas por elementos tipo *Link* foram adotados devido a ausência da influência dos parafusos de ancoragem da torre na distribuição das tensões verticais na base da fundação, não havendo assim distorções no diagrama de tensões verticais da base.

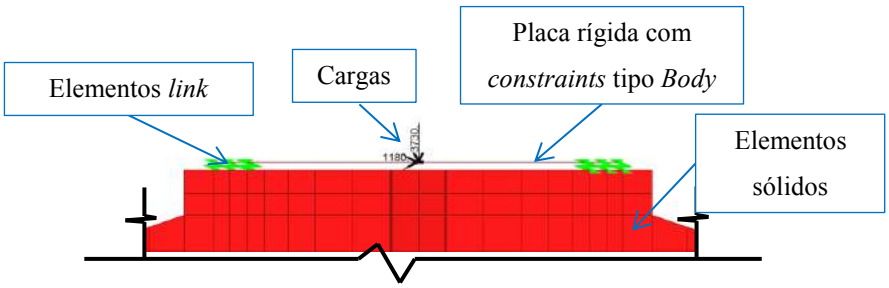
A forma de aplicação das cargas da torre pode gerar resultados diferentes, principalmente para os modelos em elementos sólidos, pois a carga de compressão da torre é aplicada na face superior da fundação, mas os parafusos de protensão tracionados distribuem suas tensões também na extremidade inferior, no interior da massa de concreto (Figura 34, pág. 61). Por esse motivo, nos modelos estudados, a aplicação das cargas provenientes da torre foi modelada de diferentes formas para se avaliar os resultados dos esforços internos.

4.8.1 Modelagem de Transferência das Cargas - Flange com Elementos Tipo *Link*

Esse tipo de modelagem da transmissão das cargas da torre para a fundação será utilizada nos Modelos Sólidos S1, em que as cargas são aplicadas sobre placa rígida auxiliar sobre a fundação, conforme modelagem do item 4.7.1.

A Figura 50 representa a vista lateral da aplicação pontual das cargas da torre no nó central da placa rígida, ligada por elementos tipo *link* aos elementos sólidos da fundação. Os elementos *links* são conectados aos nós superiores da fundação conforme dimensões da Figura 43 (página 68).

Figura 50 – Modelo S1 - vista lateral da transmissão das cargas da torre para a fundação.



Fonte: Elaborado pelo autor.

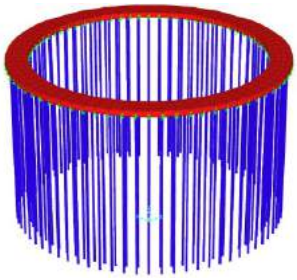
Um modelo em que as cargas da torre são transmitidas diretamente para a face superior da fundação, como apresentado na Figura 50, é uma aproximação da realidade, que pode ser aprimorada modelando os parafusos para distribuir o esforço axial de tração no interior da massa de concreto.

4.8.2 Modelagem de Transferência das Cargas - Flange com Elementos de Barra

Nesta modelagem de transferência de cargas, utilizada nos modelos sólidos SEC2 e S3, os parafusos protendidos para transmissão do esforço de tração na base da torre são modelados com elementos de barra, conectados apenas nos nós superiores à placa rígida, e nos nós inferiores à malha de elementos sólidos, simulando assim elementos não aderentes ao concreto. Nesse modelo, a carga de compressão da torre é aplicada diretamente na face superior da fundação por elementos *links*, que se conectam na malha mais refinada de elementos sólidos na base da torre. Dessa forma, os parafusos tracionados na conexão torre/fundação descarregam o esforço de tração na sua extremidade inferior, distribuindo as tensões no interior da massa de concreto.

A Figura 51 mostra os parafusos modelados com elementos de barra ligados a uma placa rígida auxiliar para simular o comportamento dos parafusos protendidos no flange inferior da torre.

Figura 51 – Modelagem dos parafusos.



Fonte: Elaborado pelo autor.

A carga de protensão nos parafusos é fornecida pelo fabricante do aerogerador e sua aplicação no modelo de elementos sólidos foi realizada por meio de uma deformação equivalente "δ" , que simula o pré-alongamento nas barras devido à carga de protensão P, conforme Equação (14) da resistência dos materiais.

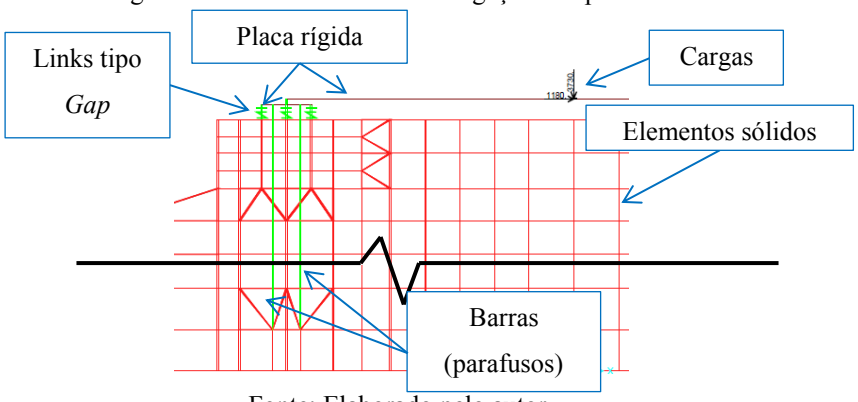
$$\delta = \frac{-P \cdot L}{E \cdot A} \tag{14}$$

onde:

Módulo de elasticidade	E =	450.000	MPa
Comprimento da barra	L =	2.800	mm
Área da seção	A =	1.018	mm²
Carga de protensão	P =	435.000	N
Deformação	δ =	-2,66	mm

A placa rígida foi unida aos parafusos protendidos e aos elementos sólidos por meio de *links* do tipo *Gap*, que funcionam somente à compressão, sendo toda a tração provocada pelo carregamento extremo da torre transmitida diretamente aos parafusos, como representado na Figura 52.

Figura 52 – Modelo MS2-kva - Ligação dos parafusos.

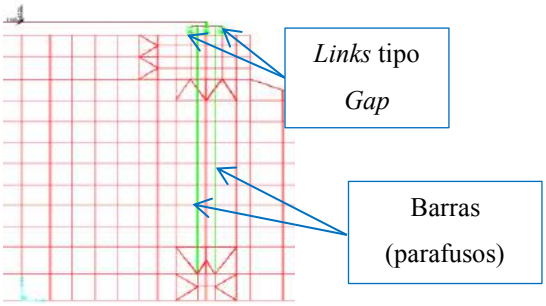


Fonte: Elaborado pelo autor.

Devido à elevada concentração de esforços na extremidade inferior dos parafusos de ancoragem, torna-se necessário o refinamento da malha nessa região, portanto, o modelo MS3-kva difere-se do modelo MS2-kva apenas pelo refinamento da malha na região inferior dos elementos de barra que simulam os parafusos de ancoragem.

Na transição da malha mais grossa para a malha mais refinada na região do pedestal da fundação e na extremidade inferior dos parafusos, foram utilizados elementos sólidos triangulares, como representado na Figura 53.

Figura 53 – Modelo MS3-kva - Ligação dos parafusos com malha refinada.

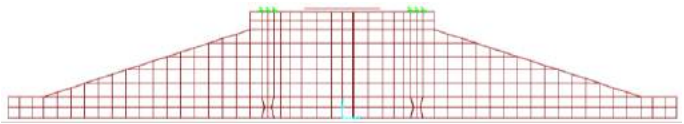


Fonte: Elaborado pelo autor.

4.8.3 Modelo Sólido MS1

A Figura 54 apresenta a seção do modelo MS1 para a visualização da malha adotada de elementos, procurando manter a razão entre os lados dos elementos próximos da unidade no sentido radial. Esse modelo conta com elementos tipo *link* no topo do pedestal transmitindo para os elementos sólidos as cargas da torre aplicadas de forma concentrada na placa rígida posicionada acima da base.

Figura 54 – Modelo MS1– Flange com elementos tipo *link*.



Fonte: Elaborado pelo autor.

O modelo MS1 possui os seguintes tipos e quantidade de elementos:

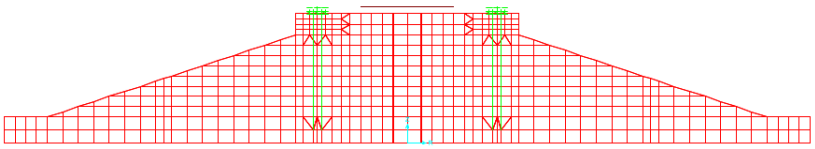
- Sólidos: 11.664 elementos;
- Casca tipo *shell thin*: 576 elementos para modelar o flange e 1.296 elementos para modelar a carga de reaterro;
- Nós: 17.435 elementos;
- *Links*: 216 elementos.

4.8.4 Modelo Sólido MS2

A Figura 55 apresenta a seção do modelo MS2, em que a malha é mais refinada, procurando também manter a razão entre os lados dos elementos próximos da unidade no

sentido radial, sendo ainda mais refinada na região de aplicação das cargas sobre o pedestal. Esse modelo conta com a "gaiola" de parafusos protendidos para ancoragem da torre na fundação.

Figura 55 – Modelo MS2 - Flange com elementos de barra e malha superior refinada.



Fonte: Elaborado pelo autor.

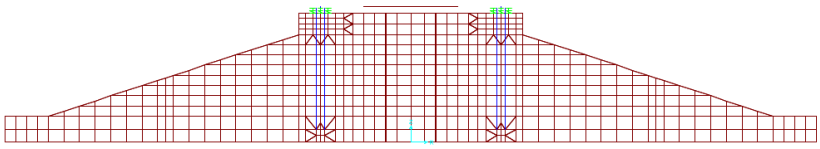
O modelo MS2 possui os seguintes tipos e quantidade de elementos:

- Sólidos: 19.296 elementos;
- Placa tipo *shell thin*: 720 elementos para modelar o flange e 1.512 elementos para modelar a carga de reaterro;
- Nós: 21.351 elementos;
- Barras: 216 elementos;
- *Links*: 216 elementos.

4.8.5 Modelo Sólido MS3

A Figura 56 apresenta a seção do modelo MS3, que se diferencia do modelo MS2 apenas pelo refinamento da malha na região da extremidade inferior dos parafusos de ancoragem da torre.

Figura 56 – Modelo MS3 - Flange com elementos de barra e malha superior e inferior refinada.



Fonte: Elaborado pelo autor.

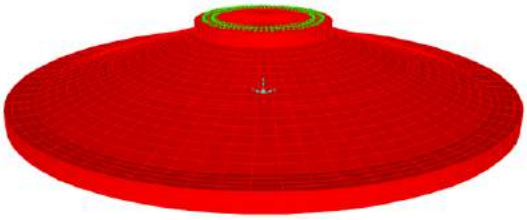
O Modelo Sólido MS3 possui os seguintes tipos e quantidade de elementos:

- Sólidos: 19.728 elementos;
- Placa tipo *shell thin*: 720 elementos para modelar o flange e 1.512 elementos para modelar a carga de reaterro;

- Nós: 21.636 elementos;
- Barras: 216 elementos;
- *Links*: 216 elementos.

A Figura 57 apresenta a visualização em três dimensões do modelo sólido MS3.

Figura 57 – Modelo Sólido MS3.



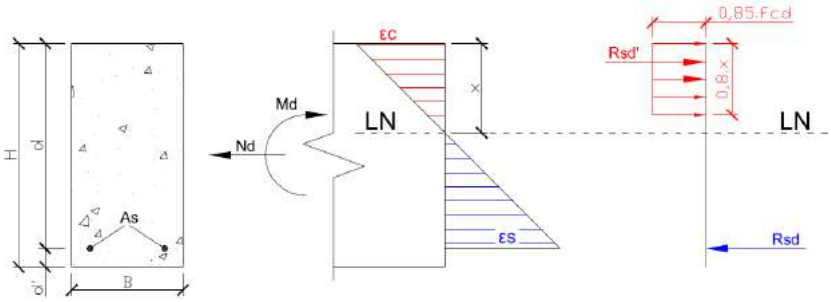
Fonte: Elaborado pelo autor.

4.9 DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS

A partir dos esforços internos solicitantes será realizado o dimensionamento das armaduras principais de flexão para efeito de comparação entre os modelos, considerando a combinação última de cálculo mais desfavorável para cada seção a ser estudada da fundação. Para os modelos em elementos sólidos, em que a análise estrutural fornece tensões como resultado, estas serão integradas por meio da ferramenta computacional INTEG 1.0, desenvolvida para determinar os esforços solicitantes em cada seção e assim possibilitar o dimensionamento das armaduras com esforços axiais, cortantes e momentos fletores.

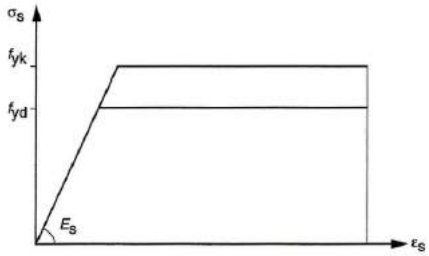
A Figura 58 apresenta as resistências e deformações na seção e o modelo tradicional de dimensionamento à flexão composta de concreto armado de acordo com as prescrições da ABNT NBR 6118 (2014), em que o concreto é caracterizado pelo modelo "parábola-retângulo" simplificado com resistência à tração nula e o aço caracterizado pelo modelo elástico-linear, com patamar de escoamento horizontal, conforme Figura 59.

Figura 58 – Modelo de dimensionamento das armaduras de flexão.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 59 – Diagrama tensão-deformação do aço de armadura passiva.



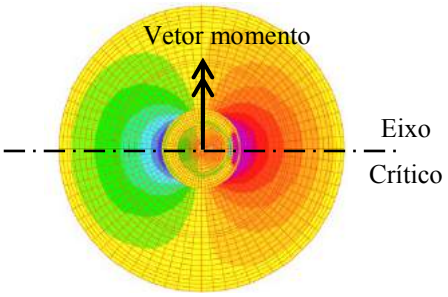
Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

Ressalta-se que como a fundação é submetida às cargas dinâmicas decorrentes de solicitações do vento e ações do rotor, as armaduras a serem adotadas e a resistência do concreto ainda devem ser verificados quanto ao Estado Limite de Fadiga (ELF) para suportar aos danos acumulados durante a vida útil mínima estabelecida pelo fabricante do aerogerador. A verificação ao ELF dos elementos estruturais da fundação foge ao escopo desse trabalho.

4.10 SEÇÕES DE ANÁLISE

A análise das tensões e esforços internos da estrutura foi realizada nas seções transversais ao longo do eixo crítico, onde ocorrem os maiores esforços, sendo este o eixo que passa pelo centro da base e é perpendicular ao vetor momento aplicado pelo esforço do vento na torre, como mostra a Figura 60.

Figura 60 – Eixo crítico para análise dos esforços (vista superior).



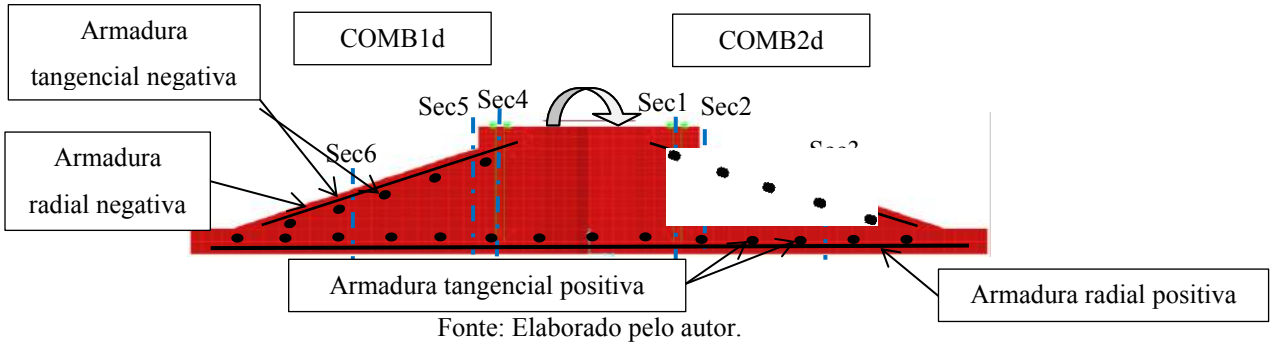
Fonte: Elaborado pelo autor.

No eixo crítico, foram definidas seis seções principais de análise, sendo as seções *Sec1*, *Sec2* e *Sec3*, localizadas à sotavento da torre, submetidas à momento fletor positivo para dimensionamento das armaduras positivas analisadas pela combinação de cargas COMB2d, cujas cargas permanentes são minoradas. As seções *Sec4*, *Sec5* e *Sec6*, localizadas à barlavento da torre, são submetidas à momento fletor negativo para dimensionamento das armaduras negativas analisadas pela combinação de cargas COMB1d, cujas cargas permanentes são majoradas.

As seções analisadas são identificadas e localizadas pela distância "r" em relação ao eixo de simetria da estrutura, indicada na Figura 61, que também indica a altura média da seção, as combinações de ações analisadas em cada seção e o croqui do posicionamento das armaduras principais.

Figura 61 – Seções para análise dos esforços.

Seção	Sec6	Sec5	Sec4	Sec1	Sec2	Sec3
r (m)	-5,69	-2,99	-2,10	2,10	2,99	5,69
Hméd (m)	1,49	2,38	3,00	3,00	2,38	1,49



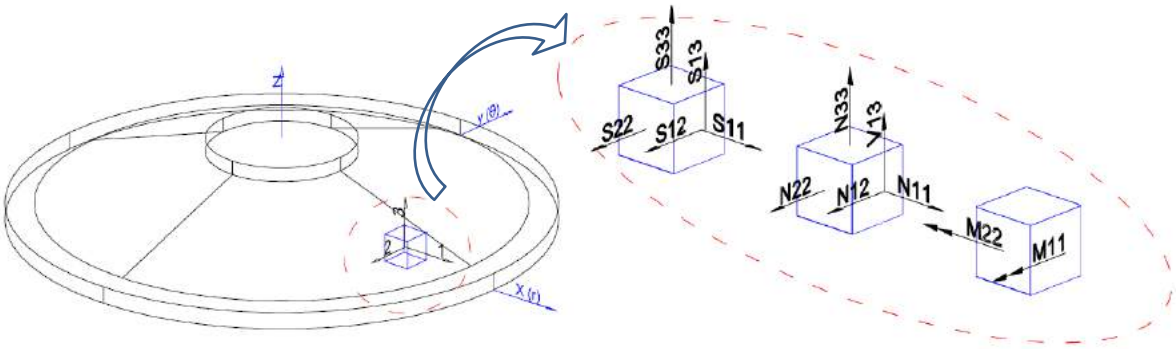
Fonte: Elaborado pelo autor.

Como as seções *Sec1* e *Sec4*, foram definidas no pedestal da fundação, localizadas na seção de aplicação dos carregamentos e entre os chumbadores de ancoragem, essas seções podem apresentar resultados divergentes entre os diferentes modelos devido à variação acentuada nos panoramas de tensões na região de aplicação das cargas. Por isso, apesar dessas seções não serem as mais indicadas para obtenção dos esforços para dimensionamento, estas ainda assim serão estudadas para verificar a variação dos esforços entre os diferentes modelos.

Para os modelos circulares de fundação analisados foram utilizadas coordenadas cilíndricas com os eixos locais dos elementos correspondendo às seguintes direções e com os correspondentes esforços internos, representados também na Figura 62:

- Eixo Local 1- Direção radial:
  - N11 (força normal radial);
  - V13 (força cortante);
  - M11 (momento fletor radial);
  - S11 (tensão normal radial).
- Eixo Local 2 - Direção tangencial:
  - N22 (força normal tangencial);
  - M22 (momento fletor tangencial);
  - S22 (tensão normal tangencial).
- Eixo Local 3: Direção vertical:
  - N33 (força normal vertical);
  - S33(tensão normal vertical).

Figura 62 – Orientação dos eixos locais e esforços internos dos elementos.



Fonte: Elaborado pelo autor.

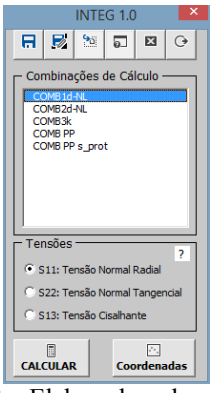
4.11 IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL - PROGRAMA INTEG 1.0

Para obtenção dos esforços para dimensionamento das seções em concreto armado da fundação nos modelos em elementos sólidos foi criada uma ferramenta computacional para permitir a extração dos resultados do *software* de elementos finitos e conversão nos esforços para dimensionamento das seções (esforço normal, momentos fletores e esforços cortantes) com maior rapidez e confiança nos dados.

A ferramenta computacional desenvolvida foi criada na forma de planilha eletrônica automatizada para importar os resultados do *software* de elementos finitos (SAP2000) e integrar as tensões normais nas seções em estudo da estrutura para cada caso de carregamento, obtendo assim os esforços axial, cortante e momento fletor resultantes. Para isso, acrescentaram-se rotinas de cálculo na linguagem BASIC de programação usando as equações das teorias clássicas da resistência dos materiais. O programa desenvolvido, denominado INTEG 1.0, apresenta entrada de dados, processamento de rotinas numéricas interligadas e apresentação dos resultados dos esforços e gráfico da distribuição de tensões.

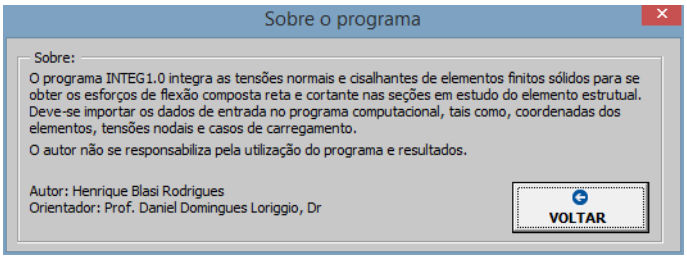
A tela inicial do programa é apresentada na Figura 63, onde, após importar os dados, seleciona-se a combinação desejada e o tipo de tensão a ser integrada. A tela de descrição do programa é apresentada na Figura 64.

Figura 63 – INTEG 1.0 - Tela inicial



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 64 – Descrição do programa INTEG 1.0.



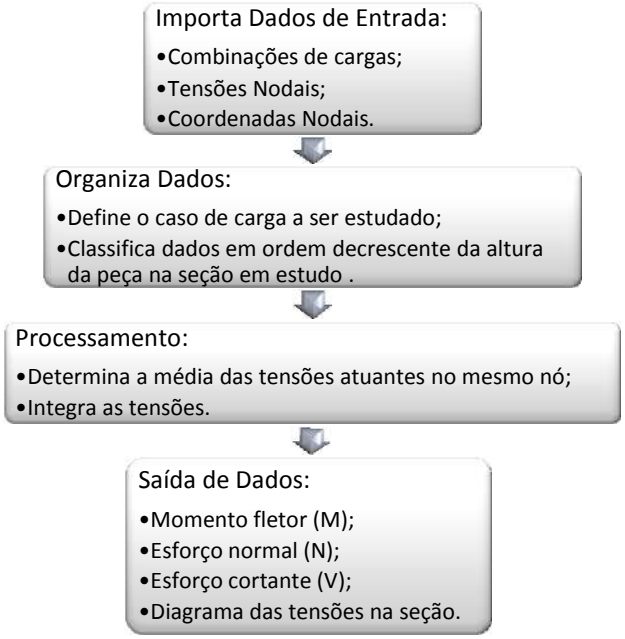
Fonte: Elaborado pelo autor.

4.11.1 Módulos do Programa

As rotinas computacionais são dispostas em diferentes módulos para cada conjunto de tarefas do processo numérico de integração das tensões, gerenciando a entrada e organização dos dados, processamento e a saída dos dados.

No Fluxograma simplificado da Figura 65 são sintetizadas as tarefas do projeto a serem executadas em cada um dos módulos do programa computacional.

Figura 65 – Fluxograma dos Módulos do Programa INTEG 1.0.



Fonte: Elaborado pelo autor.

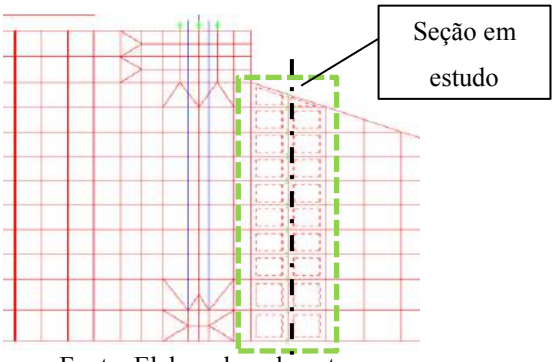
4.11.2 Módulo de Importação dos Dados de Entrada

A entrada de dados é realizada no programa por meio da planilha eletrônica dos resultados do modelo estrutural exportada do programa SAP2000, que fornece os seguintes dados:

- Tensões nodais radiais, tangenciais e cisalhantes de cada caso de carga;
- Coordenadas nodais.

A tabela de saída de dados do modelo no SAP2000 deve ser obtida selecionando os nós e os elementos sólidos que concorrem em cada nó da seção em estudo, conforme Figura 66, devendo ser extraída separadamente para a análise de cada seção.

Figura 66 – Seleção dos elementos da seção em estudo.



Fonte: Elaborado pelo autor.

A importação dos dados no programa é realizada automaticamente ao selecionar o arquivo da planilha extraída do programa SAP2000 salva na memória do computador. Os dados são então copiados da planilha extraída e colados automaticamente nos seus devidos espaços na planilha do programa de integração de tensões.

A Tabela 17 apresenta de forma truncada a tela de entrada de dados das tensões nodais, onde é selecionado na tela inicial do programa (Figura 63) apenas um caso de carga (OutputCase) para a integração das tensões isoladamente.

Tabela 17 – INTEG 1.0 - Tela de entrada de dados – Tensões nodais.

TABLE: Input Stresses							
Joint	OutputCase	S11	S22	S33	S12	S13	S23
Text	Text	KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2
5197	COMB ELU EXT Mres max	-2323,89	-843,7	84,64	-96,03	119,34	14,96
5199	COMB ELU EXT Mres max	-2329,94	-969,99	118,37	-91,38	119,78	23,74
5198	COMB ELU EXT Mres max	-1395,33	-460,63	78,39	-57,18	119,24	15,17
5200	COMB ELU EXT Mres max	-1389,12	-537,77	124,4	-53,83	119,71	23,53
5072	COMB ELU EXT Mres max	-2322,21	-843,17	82,39	-92,12	120,41	25,64
5074	COMB ELU EXT Mres max	-2328,77	-969,75	115,77	-88,2	120,12	13,11
5073	COMB ELU EXT Mres max	-1394,02	-460,94	75,91	-60,98	120,49	25,87
5075	COMB ELU EXT Mres max	-1388,25	-538,22	121,61	-56,91	120,2	12,9
5197	COMB SLS Crack	-724,26	-120,65	35,61	-39,49	48,91	7,28
5199	COMB SLS Crack	-726,44	-169,86	48,85	-37,69	49,17	8,86
5198	COMB SLS Crack	-419,66	-33,91	33,35	-23,84	48,87	7,37
5200	COMB SLS Crack	-417,4	-65,26	51,05	-22,47	49,15	8,78

Fonte: Elaborado pelo autor.

A Tabela 18 apresenta a tela de entrada de dados das coordenadas nodais, que é limitada à quantidade máxima de 20 nós nas seções em estudo, o que deve ser de conhecimento do engenheiro antes da elaboração do modelo. Essa limitação da quantidade de nós auxilia a evitar modelos em que o tempo de processamento computacional no SAP2000 se torne excessivo.

Tabela 18 – INTEG 1.0 - Tela de entrada de dados – Coordenadas nodais.

TABLE: Joint Coordinates									
Joint	CoordSys	CoordType	XorR	T	Z	SpecialJt	GlobalX	GlobalY	GlobalZ
Text	Text	Text	m	Degrees	m	Yes/No	m	m	m
7	GLOBAL	Cylindrical	2,095	0	3	No	2,095	0	3
8	GLOBAL	Cylindrical	2,095	0	0	No	2,095	0	0
72	GLOBAL	Cylindrical	2,095	0	2,2625	No	2,095	0	2,2625
78	GLOBAL	Cylindrical	2,095	0	0,6	No	2,095	0	0,6
96	GLOBAL	Cylindrical	2,095	0	2,5	No	2,095	0	2,5
100	GLOBAL	Cylindrical	2,095	0	0,3	No	2,095	0	0,3
119	GLOBAL	Cylindrical	2,095	0	2,875	No	2,095	0	2,875
135	GLOBAL	Cylindrical	2,095	0	2,75	No	2,095	0	2,75
138	GLOBAL	Cylindrical	2,095	0	2,625	No	2,095	0	2,625
141	GLOBAL	Cylindrical	2,095	0	2,025	No	2,095	0	2,025
144	GLOBAL	Cylindrical	2,095	0	1,7875	No	2,095	0	1,7875
146	GLOBAL	Cylindrical	2,095	0	1,55	No	2,095	0	1,55
149	GLOBAL	Cylindrical	2,095	0	1,3125	No	2,095	0	1,3125
156	GLOBAL	Cylindrical	2,095	0	1,075	No	2,095	0	1,075
158	GLOBAL	Cylindrical	2,095	0	0,8375	No	2,095	0	0,8375

Fonte: Elaborado pelo autor.

4.11.3 Módulo Organiza Dados

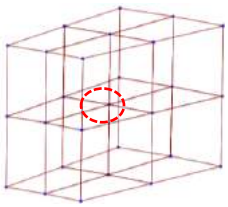
Este módulo organiza os dados de entrada das tensões e coordenadas dos nós, realizando as seguintes operações:

- Associa os nós às suas respectivas tensões;
- Organiza os dados em ordem decrescente das coordenadas nodais verticais;
- Determina a média das tensões normais obtidas nos elementos que concorrem a cada nó;

Para os elementos que concorrem no mesmo nó, o programa SAP2000 representa em escala de cores a média das contribuições das tensões nodais calculadas em cada elemento ligado a esses nós, no entanto a tabela com os resultados extraídos do modelo computacional fornece os valores exatos calculados nesses elementos, que geralmente são diferentes.

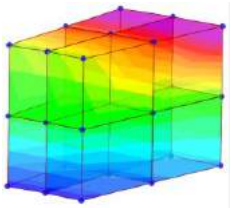
A Figura 67 representa como exemplo um conjunto de 8 elementos sólidos que concorrem no mesmo nó. A Figura 68 representa em escala de cores a média das contribuições das tensões nodais calculadas em cada elemento e a Figura 69 representa as mesmas tensões, porém sem considerar a média, onde se pode observar a variação mais acentuada entre elementos vizinhos, sendo essas tensões representadas de forma independente em cada nó.

Figura 67 – Elementos concorrentes no mesmo nó.



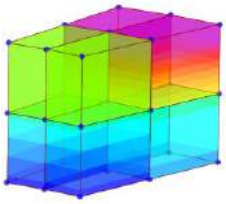
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 68 – Elementos finitos sólidos – Média das tensões dos nós concorrentes.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 69 – Elementos finitos sólidos – Tensões independentes em cada nó.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Para os nós de elementos concorrentes, o programa INTEG 1.0 calcula a média entre as tensões obtidas nos nós desses elementos, reduzindo assim a variabilidade dos resultados, pois condiciona a distribuição dos esforços a sua média.

A Figura 70 apresenta a tela truncada de organização dos dados com a média das tensões nodais determinadas para a integração das tensões e o seu desvio padrão para possibilitar a avaliação da discretização da malha de elementos do modelo.

Figura 70 – Tela de organização dos dados.

Organiza Dados							
Joint	OutputCase	S11				Média	Desv Pad
Text	Text	KN/m2	XorR	T	Z	S11	S11
7	COMBd Ext1-NL	-5631,83	2,10	0,00	3,00	-5098,8	613,356
7	COMBd Ext1-NL	-4568,51	2,10	0,00	3,00		
7	COMBd Ext1-NL	-5628,21	2,10	0,00	3,00		
7	COMBd Ext1-NL	-4566,81	2,10	0,00	3,00		
119	COMBd Ext1-NL	-3334,23	2,10	0,00	2,88	-3342,2	765,9454
119	COMBd Ext1-NL	-4202,46	2,10	0,00	2,88		
119	COMBd Ext1-NL	-2227,24	2,10	0,00	2,88		
119	COMBd Ext1-NL	-3607,52	2,10	0,00	2,88		
119	COMBd Ext1-NL	-3337,05	2,10	0,00	2,88		
119	COMBd Ext1-NL	-4201,6	2,10	0,00	2,88		
119	COMBd Ext1-NL	-2225,52	2,10	0,00	2,88		
119	COMBd Ext1-NL	-3602	2,10	0,00	2,88		
135	COMBd Ext1-NL	-1720,01	2,10	0,00	2,75	-1360,8	455,3166

Fonte: Elaborado pelo autor.

4.11.4 Módulo Processamento

Este módulo processa as operações para integração das tensões, realizando os seguintes cálculos:

- Determina a posição da linha neutra na seção;
- Calcula o esforço normal resultante e sua posição vertical em cada elemento por meio da área do trapézio formado pela diferença de tensão em cada nó do elemento ao longo de sua altura;
- Determina o esforço normal resultante na seção por meio da soma dos esforços de cada elemento;
- Calcula o momento fletor em cada elemento pelo produto entre a sua resultante e a diferença de altura entre a resultante e o centro geométrico da seção;
- Determina o momento fletor atuante na seção pela soma dos momentos em cada elemento.

A integração das tensões no módulo de processamento do programa computacional é realizada de acordo com as equações abaixo conforme a convenção de sinais usuais da Teoria das Placas para obtenção do momento fletor (M), esforço normal (N) e cortante (V), sendo os limites de integração ao longo da altura da peça.

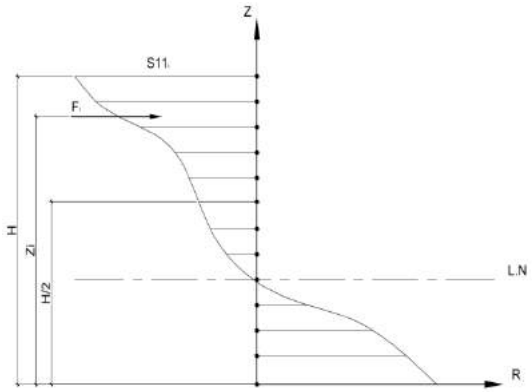
$$N = \begin{Bmatrix} N_x \\ N_y \\ N_{xy} \end{Bmatrix} = \int_{-h/2}^{h/2} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} dz \tag{15}$$

$$M = \begin{Bmatrix} M_x \\ M_y \\ M_{xy} \end{Bmatrix} = \int_{-h/2}^{h/2} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} z \cdot dz \tag{16}$$

$$V = \begin{Bmatrix} Vx \\ Vy \end{Bmatrix} = \int_{-h/2}^{h/2} \begin{Bmatrix} \tau_{xz} \\ \tau_{yz} \end{Bmatrix} dz \tag{17}$$

A Figura 71 representa a distribuição de tensões normais (S11) em uma seção genérica formada por “n” nós e “n-1” elementos, para os quais são determinadas as forças resultantes (Fi) e seu ponto de aplicação (zi) em cada elemento da seção.

Figura 71 – Esforços na seção – Integração das tensões.



Fonte: Elaborado pelo autor.

A integração é realizada numericamente pelo cálculo da área do trapézio formado pela diferença de tensão em cada nó do elemento ao longo de sua altura, portanto, quanto maior o número de nós, maior será a exatidão nos resultados.

A Tabela 19 apresenta como exemplo a integração das tensões radiais pelo programa computacional numa determinada seção submetida a tensões normais, como representado na Figura 71, e em seguida são somadas as forças resultantes (Fi) e o momento fletor resultante (Mi) de cada elemento em relação ao centro da seção, obtendo então os esforços resultantes dessa seção.

Tabela 19 – Exemplo de integração das tensões.

Nó	Caso de Carga	Z (m)	S_{11} (KN/m^2)	F_i (KN/m)	z_i (m)	M_i (KN.m/m)
202	COMBd Ext1	2,38	-6331	-618,8	2,3	702,6
314	COMBd Ext1	2,26	-4090	-813,1	2,2	781,2
315	COMBd Ext1	2,03	-2757	-545,6	1,9	394,8
316	COMBd Ext1	1,79	-1838	-340,8	1,7	166,7
317	COMBd Ext1	1,55	-1032	-153,1	1,5	40,5
318	COMBd Ext1	1,31	-257	-9,5	1,3	0,9
LN		1,24	0	46,7	1,1	2,9
319	COMBd Ext1	1,08	571	249,1	0,9	62,9
291	COMBd Ext1	0,84	1527	485,4	0,7	233,9
52	COMBd Ext1	0,60	2561	889,0	0,4	664,4
19	COMBd Ext1	0,30	3366	995,2	0,2	1034,9
201	COMBd Ext1	0,00	3269	**184,5**		**4085,7**

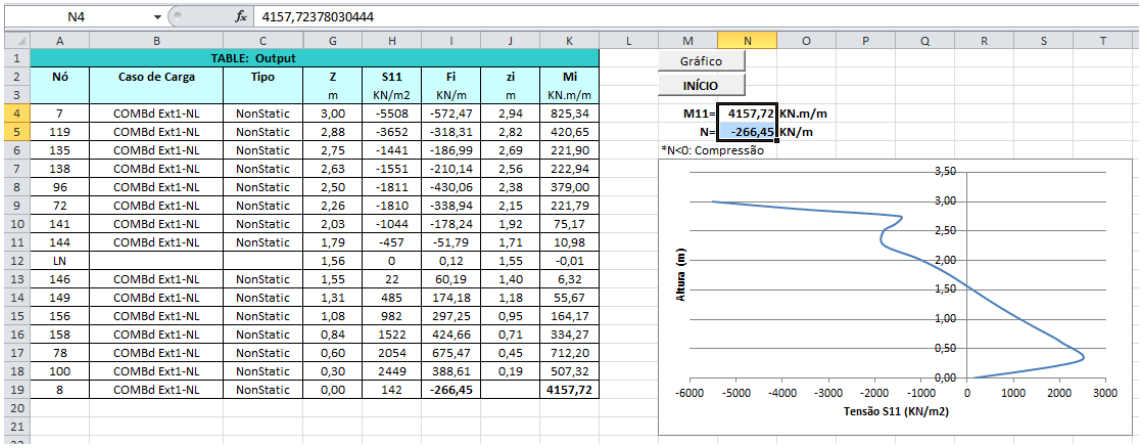
Fonte: Elaborado pelo autor.

É importante ressaltar que as tensões, esforços e momentos resultantes são expressos por unidade de comprimento.

4.11.5 Módulo Saída de Dados

A tela de saída de dados do programa INTEG 1.0 é mostrada na Figura 72, onde são apresentadas as tensões normais médias obtidas em cada nó (S11), o esforço normal resultante em cada elemento (Fi), a posição da linha neutra, a posição do esforço resultante (zi) e o momento resultante em relação ao centro da seção (Mi). A soma dos esforços normais (N) e do momento resultantes (M) são os esforços de flexão composta-reta resultados da análise, sendo apresentados em destaque próximo ao gráfico da distribuição das tensões ao longo da altura da seção.

Figura 72 – INTEG 1.0 - Tela de saída de dados.



N4 | 4157,72378030444

TABLE: Output

Nó	Caso de Carga	Tipo	Z	S11	Fi	zi	Mi
			m	KN/m2	KN/m	m	KN.m/m
7	COMBd Ext1-NL	NonStatic	3,00	-5508	-572,47	2,94	825,34
119	COMBd Ext1-NL	NonStatic	2,88	-3652	-318,31	2,82	420,65
135	COMBd Ext1-NL	NonStatic	2,75	-1441	-186,99	2,69	221,90
138	COMBd Ext1-NL	NonStatic	2,63	-1551	-210,14	2,56	222,94
96	COMBd Ext1-NL	NonStatic	2,50	-1811	-430,06	2,38	379,00
72	COMBd Ext1-NL	NonStatic	2,26	-1810	-338,94	2,15	221,79
141	COMBd Ext1-NL	NonStatic	2,03	-1044	-178,24	1,92	75,17
144	COMBd Ext1-NL	NonStatic	1,79	-457	-51,79	1,71	10,98
LN			1,56	0	0,12	1,55	-0,01
146	COMBd Ext1-NL	NonStatic	1,55	22	60,19	1,40	6,32
149	COMBd Ext1-NL	NonStatic	1,31	485	174,18	1,18	55,67
156	COMBd Ext1-NL	NonStatic	1,08	982	297,25	0,95	164,17
158	COMBd Ext1-NL	NonStatic	0,84	1522	424,66	0,71	334,27
78	COMBd Ext1-NL	NonStatic	0,60	2054	675,47	0,45	712,20
100	COMBd Ext1-NL	NonStatic	0,30	2449	388,61	0,19	507,32
8	COMBd Ext1-NL	NonStatic	0,00	142	-266,45		4157,72

Fonte: Elaborado pelo autor.

Como convenção de sinais dos esforços internos solicitantes, os esforços normais (N) com sinal negativo indicam compressão e com sinal positivo indicam tração. Os momentos fletores (M) negativos tracionam as fibras superiores e os momentos positivos tracionam as fibras inferiores da seção.

5 RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentados os resultados dos estudos realizados para analisar as modelagens e a influência da interação solo-estrutura nos esforços internos da fundação direta do aerogerador estudado.

Primeiramente foram estudados os modelos em elementos sólidos para comparar a modelagem de aplicação das cargas da torre e escolher o melhor modelo. Em seguida são comparados os resultados do modelo de elementos sólidos escolhido com os modelos de elementos de casca com variação do coeficiente de reação vertical e restrições horizontais.

Nos modelos foi considerada a restrição horizontal com molas em toda a área da base da fundação. A análise dos modelos desprendendo as molas horizontais na área não comprimida da base foi realizada no item 5.2.2.

Para efeito de comparação do tempo computacional de processamento obtido para os principais modelos planos e sólidos, esses são apresentado na Tabela 20, onde se observa que o processamento dos modelos planos pode ser até 8 vezes mais rápido que o modelo sólido mais sofisticado (MS3-kva). Somando-se isso ao tempo de modelagem, sucessivas reanálises até se chegar aos resultados definitivos e pós-processamento dos modelos sólidos pela integração das tensões, os modelos planos possuem a vantagem de serem muito mais rápidos desde a modelagem até a obtenção dos resultados para o dimensionamento.

Tabela 20 – Tempo computacional de processamento dos modelos

Modelo	**Tempo processamento** (min:seg)
C-kva	05:35
MS1-kva	21:55
MS2-kva	43:15
MS3-kva	44:51

Fonte: Elaborado pelo autor.

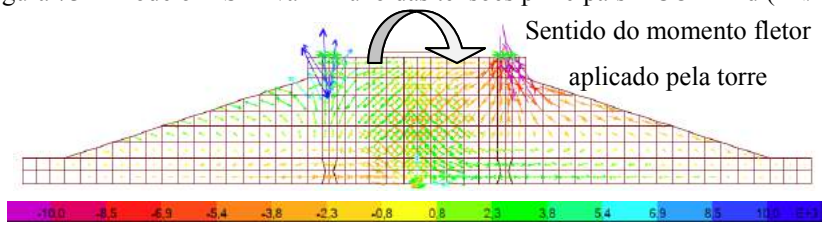
5.1 COMPARAÇÃO ENTRE MODELOS DE APLICAÇÃO DAS CARGAS DA TORRE NA FUNDAÇÃO EM ELEMENTOS SÓLIDOS

A comparação entre os seguintes modelos de aplicação das cargas foi realizada nas respectivas seções para a envoltória das combinações de cargas extremas COMB1d e COMB2d:

- Modelo MS1-kva – Flange com elementos tipo *Link*
- Modelo MS2-kva – Flange com elementos de barra e malha superior refinada
- Modelo MS3-kva – Flange com elementos de barra e malha refinada superior e inferior

A Figura 73 apresenta o fluxo das tensões principais no modelo MS1-kva em elementos sólidos com o flange modelado em elementos tipo *link*, em que pode ser observada a elevada concentração de tensões de tração e compressão na interface torre/fundação, não simulando adequadamente o efeito dos parafusos no flange inferior da torre para a transmissão dos esforços para o concreto.

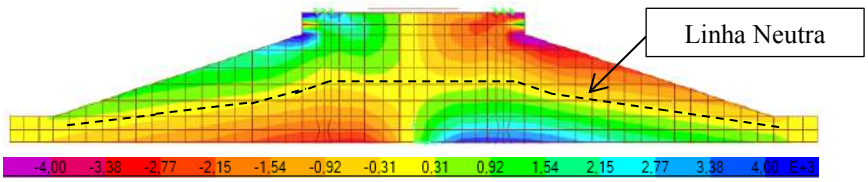
Figura 73 – Modelo MS1-kva – Fluxo das tensões principais – COMB1d (kN/m²)



Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 74 apresenta a distribuição das tensões radiais no pedestal da fundação representada pelo Modelo MS1-kva, em que se pode observar a o comportamento oposto entre as tensões de tração e compressão em relação ao eixo da fundação. Observa-se também que a Linha Neutra das tensões acompanha a geometria da seção, estando aproximadamente na linha de altura média das seções.

Figura 74 – Modelo MS1-kva – Tensão radial S11- COMB1d (kN/m²).

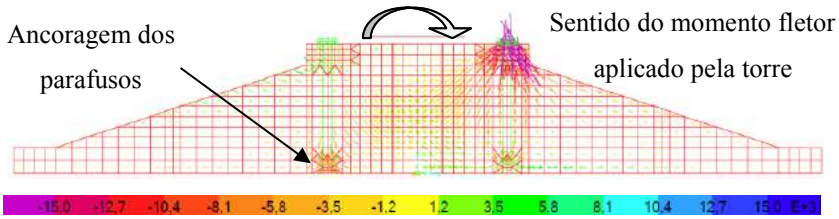


Fonte: Elaborado pelo autor.

Na interface entre a saia e o pedestal da fundação, região da direita do eixo, pode ser observada a flexão da estrutura caracterizada pelas tensões de compressão na face superior e tração na face inferior, resultando em momento positivo devido ao maior esforço da reação do solo. O oposto ocorre na região da esquerda do eixo de simetria, com tração na face superior e compressão na face inferior, resultando em momento negativo devido às cargas de peso próprio e peso do reaterro sobre a saia da fundação e ausência de reação do solo.

A Figura 75 apresenta o fluxo das tensões principais no Modelo MS3-kva, com flange modelada por elementos de barra e malha refinada, em que pode ser observada a redução da concentração de tensões de compressão transmitida da torre para o pedestal da fundação e a ausência de tensões de tração no flange, assim como a distribuição dos esforços na extremidade dos elementos de barra do flange para a massa de concreto.

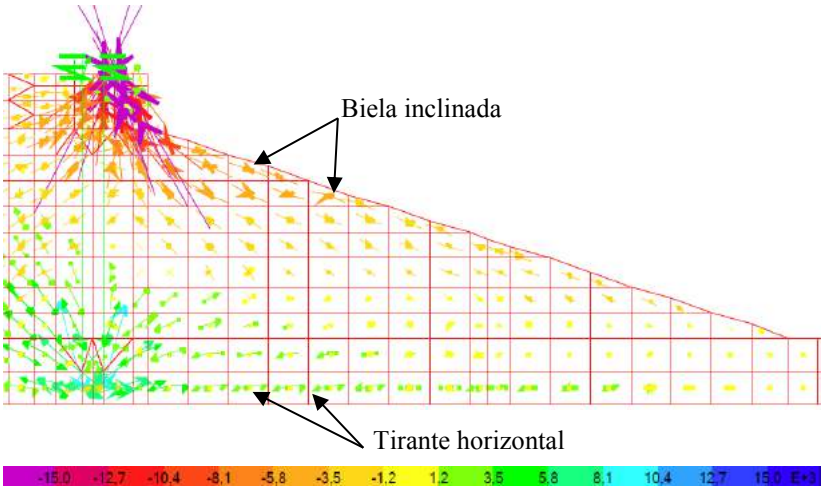
Figura 75 – Modelo MS3-kva – Fluxo das tensões principais – COMB1d (kN/m²).



Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 76 apresenta a ampliação do fluxo de tensões na região comprimida do modelo MS3-kva, em que se pode observar o comportamento tridimensional do modelo à flexão pela formação de bielas inclinadas na face superior da saia e tirantes horizontais na face inferior. Os esforços nas bielas e tirantes são maiores na região próxima ao pedestal, apresentando redução aparentemente uniforme quanto mais próximo da borda da fundação devido à distribuição das reações em toda a superfície inferior comprimida do bloco.

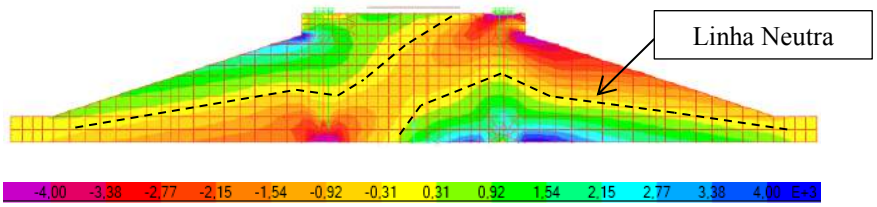
Figura 76 – Modelo MS3-kva – Ampliação do fluxo das tensões principais – COMB2d (kN/m²).



Fonte: Elaborado pelo autor.

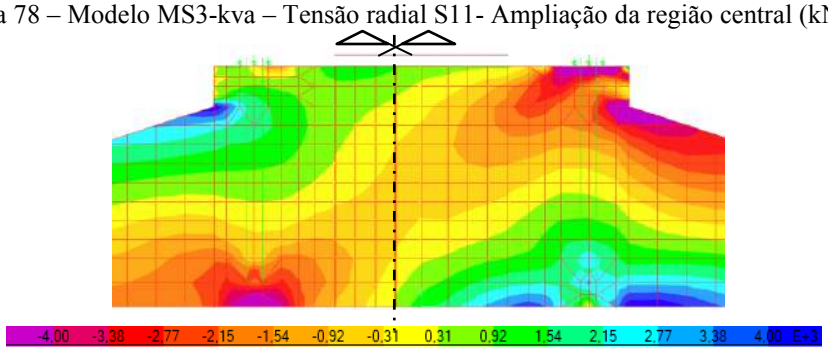
A Figura 77 apresenta a distribuição das tensões radiais da fundação representada pelo Modelo MS3-kva, sendo ampliada na Figura 78 a região central do pedestal da fundação, onde ocorre a maior concentração de tensões devido a aplicação das cargas da torre. Comparando a Figura 77 com a Figura 74, observa-se como a modelagem dos parafusos protendidos do flange altera o fluxo das tensões radiais nas ancoragens e influencia no caminhamento da Linha Neutra na região central da fundação. Nas seções da saia da fundação, a Linha Neutra encontra-se aproximadamente na metade da altura da peça, porém na região do pedestal, a posição da Linha Neutra sofre desvios.

Figura 77 – Modelo MS3-kva – Tensão radial S11- COMB1d (kN/m²).



Fonte: Elaborado pelo autor.

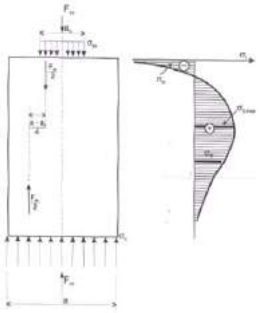
Figura 78 – Modelo MS3-kva – Tensão radial S11- Ampliação da região central (kN/m²).



Fonte: Elaborado pelo autor.

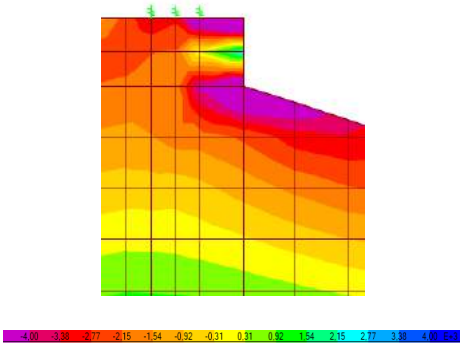
O elevado esforço de compressão transmitido pela torre no pedestal da fundação pode causar um efeito secundário de tensões de tração na borda do pedestal, como se pode observar nos elementos tracionados logo abaixo do flange comprimido na Figura 80, sendo idealizado pelo modelo de tensões transversais de tração da Figura 79.

Figura 79 – Tensões transversais de tração



Fonte: Fusco, 1995.

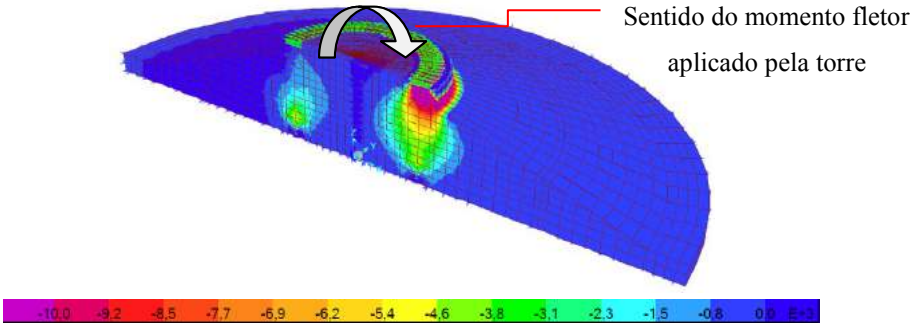
Figura 80 – Tensões transversais sob o pedestal (kN/m²).



Fonte: Elaborado pelo autor.

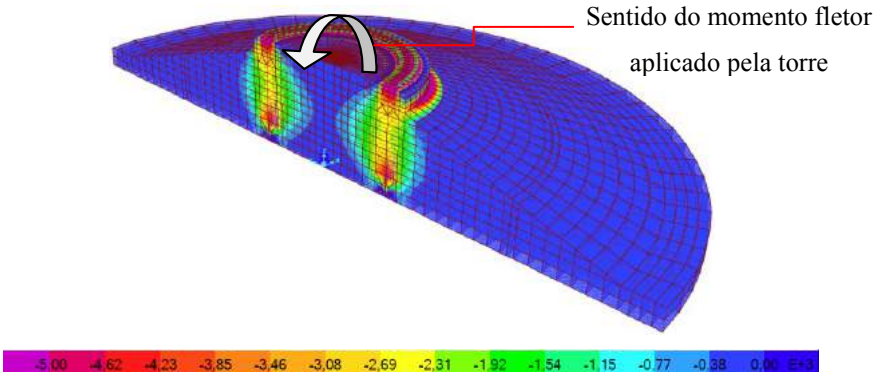
A Figura 81 apresenta a distribuição das tensões verticais em um corte passando pelo eixo crítico e a Figura 82 apresenta a distribuição das tensões verticais em um corte passando pelo centro da fundação e perpendicular ao eixo crítico. Nessas figuras se observa a concentração das tensões verticais na região de interface torre/fundação e extremidade inferior dos parafusos de ancoragem, conforme idealização da Figura 34 (pág. 61). Nas regiões distantes do centro, as tensões verticais são da ordem de 3 MPa ou próximas de zero.

Figura 81 – Modelo MS3-kva – Seção no eixo crítico – Tensões verticais S33 – Comb1d (kN/m²).



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 82 – Modelo MS3-kva - Seção perpendicular ao eixo crítico – Tensões verticais S33 – Comb1d (kN/m²).



Fonte: Elaborado pelo autor.

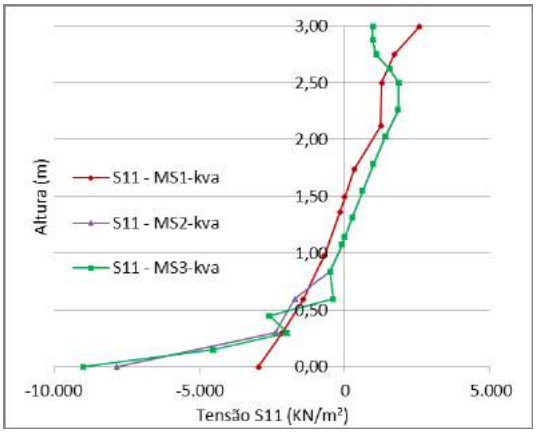
5.1.1 Esforços Radiais

O comparativo da distribuição das tensões radiais nos modelos estudados (MS1-kva, MS2-kva e MS3-kva) é apresentado a seguir para a envoltória das combinações COMB1d e COMB2d, onde se pode observar a grande diferença nas seções próximas ao pedestal da fundação, em que os esforços transmitidos pela torre são mais concentrados.

Nas seções *Sec1* e *Sec4*, pode-se observar que as tensões do Modelo MS1-kva apresentam tendência de linearização, não apresentando grandes desvios ao longo da altura, diferentemente dos demais modelos que simulam os parafusos de ancoragem.

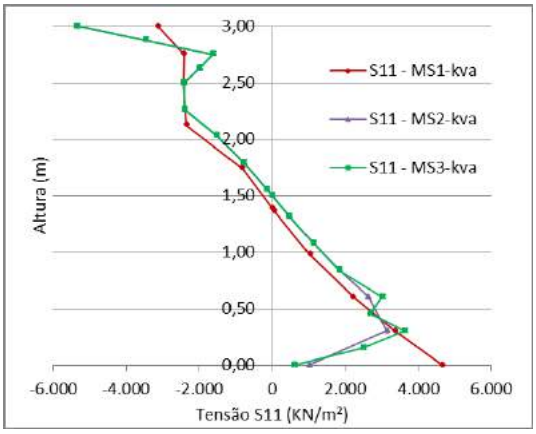
Nos Modelos MS2-kva e MS3-kva, a distribuição das tensões é influenciada pela extremidade inferior dos parafusos de ancoragem, que são restringidas nos nós inferiores nos elementos sólidos. Nesses modelos, em que a única diferença é a malha refinada na região inferior dos parafusos, conforme esperado, a distribuição das tensões apresenta variação apenas na região inferior das seções *Sec1* e *Sec4*. Nas demais seções a distribuição das tensões é praticamente sobreposta.

Figura 83 – Tensões radiais – Seção *Sec4* (kN/m²).



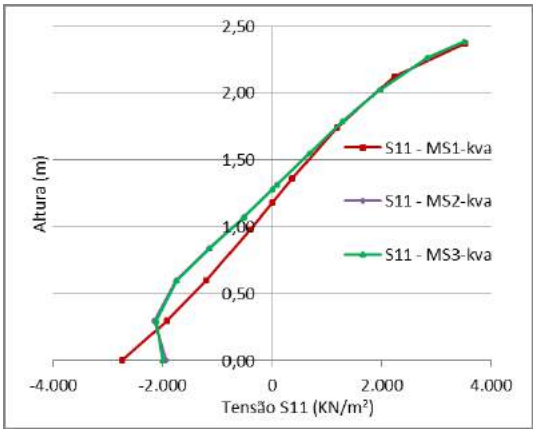
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 84 – Tensões radiais – Seção *Sec1* (kN/m²).



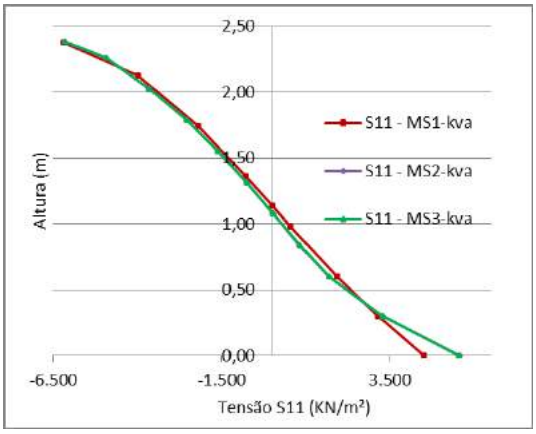
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 85 – Tensões radiais – Seção *Sec5* (kN/m²).



Fonte: Elaborado pelo autor.

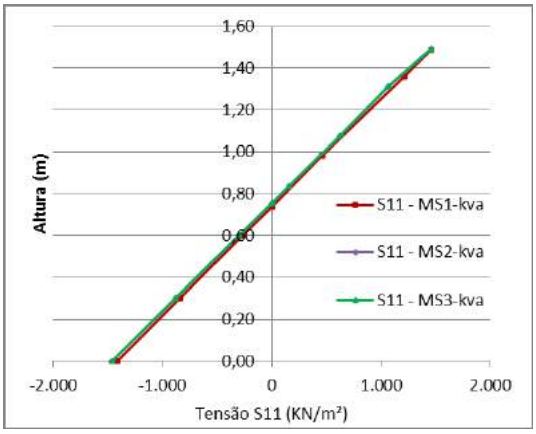
Figura 86 – Tensões radiais – Seção *Sec2* (kN/m²).



Fonte: Elaborado pelo autor.

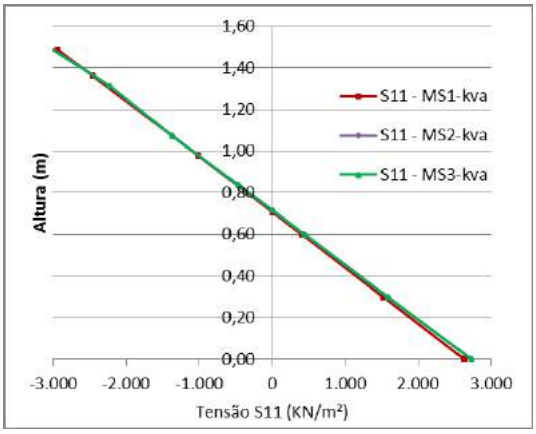
Nas seções *Sec3* e *Sec6*, localizadas na metade da saia da fundação, portanto, longe dos pontos de aplicação das cargas, os resultados obtidos são praticamente os mesmos para os três modelos, como se vê na Figura 87 e Figura 88.

Figura 87 – Tensões radiais – Seção *Sec6* (kN/m²).



Fonte: Elaborado pelo autor.

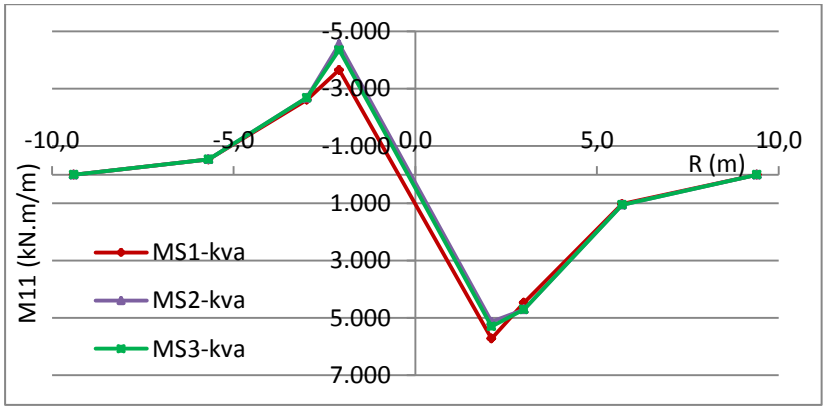
Figura 88 – Tensões radiais – Seção *Sec3* (kN/m²).



Fonte: Elaborado pelo autor.

Com a integração das tensões radiais, são obtidos os esforços internos nas seções estudadas para os três modelos, sendo apresentada na Figura 89 a envoltória de momentos fletores na direção radial.

Figura 89 – Envoltória de momentos fletores radiais M11 (kN.m/m).



Fonte: Elaborado pelo autor.

Pode-se observar no diagrama da Figura 89 que o Modelo MS1-kva, com flange modelado por elementos tipo *link,* apresenta maior momento fletor positivo na seção *Sec1*, e o menor momento negativo na seção *Sec4*, ambas localizadas no pedestal da fundação. Nas demais seções, distantes dos pontos de concentração de cargas do pedestal, os momentos obtidos apresentam pouca diferença entre os modelos estudados. A Tabela 21 e Tabela 22 apresentam a diferença percentual dos esforços de momento fletor radial dos modelos MS1-kva e MS2-kva em relação ao modelo MS3-kva.

Tabela 21 – Diferença percentual do momento fletor radial em relação ao Modelo MS3-kva – Seções Sec1 a Sec3.

Modelo	Sec1	Sec2	Sec3
MS1-kva	8,0%	-4,9%	-2,6%
MS2-kva	-3,1%	0,0%	0,0%

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 22 – Diferença percentual do momento fletor radial em relação ao Modelo MS3-kva – Seções Sec4 a Sec6.

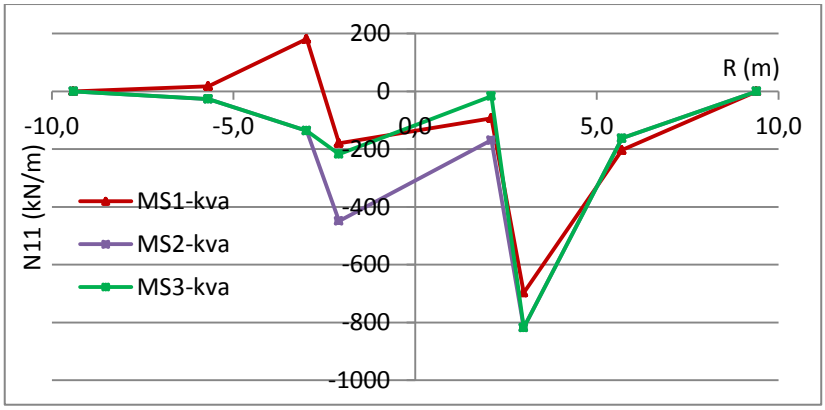
Modelo	Sec6	Sec5	Sec4
MS1-kva	-1,0%	-2,6%	-15,8%
MS2-kva	0,0%	0,0%	4,6%

Fonte: Elaborado pelo autor.

Pode-se observar que nas seções localizadas na saia da fundação, os valores de momentos radiais obtidos não apresentam grande divergência, com a diferença máxima de 4,9%.

No diagrama de esforços normais radiais apresentado na Figura 90 observa-se uma maior variação entre nos esforços, principalmente nas seções no pedestal e próximas deste, onde há grande concentração de tensões. Nas seções *Sec3* e *Sec6*, localizadas na saia da fundação, os esforços normais obtidos apresentam pouca variação. Na seção *Sec5* há inversão dos esforços de compressão e tração entre o Modelo MS1-kva e os demais.

Figura 90 – Envoltória de esforços normais radiais N11 (kN/m).



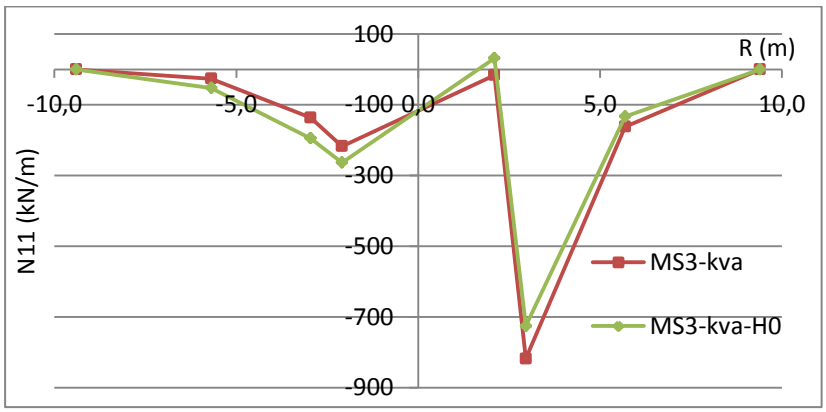
Fonte: Elaborado pelo autor.

Pode-se observar que a variação das tensões visualizadas nas Figura 83 a Figura 88 entre cada modelo não gera grandes dispersões nos momentos fletores resultantes, no entanto,

o esforço normal resultante de cada modelo apresenta variações maiores, principalmente nas seções próximas à concentração de cargas provenientes da torre.

Para verificar a influência da carga horizontal (H) proveniente do vento na torre nos esforços normais dos modelos em elementos sólidos, a Figura 91 apresenta a envoltória dos esforços normais radiais comparando o Modelo MS3-kva com o mesmo modelo, porém sem a aplicação da carga horizontal do vento na torre (MS3-kva-H0).

Figura 91 – Envoltória de esforços normais radiais N11 (kN/m).



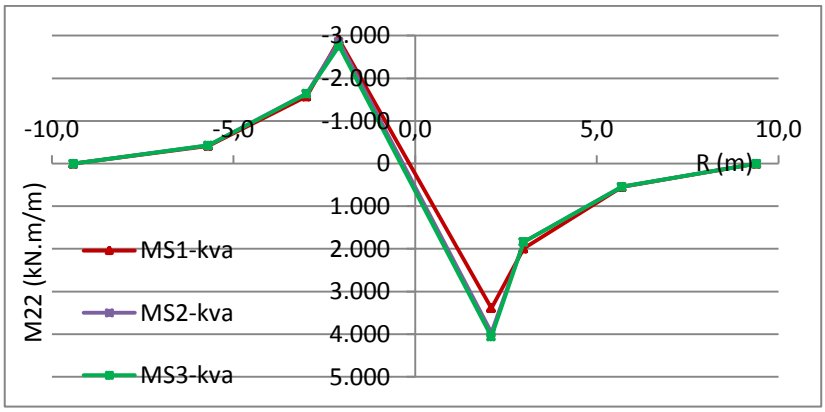
Fonte: Elaborado pelo autor.

Pode-se verificar o diagrama acima que o modelo MS3-kva-H0, sem aplicação da carga horizontal "H" ainda apresenta elevado esforço normal, tendo pouca variação dos resultados entre os modelos, havendo uma pequena redução nas seções submetidas a momento fletor positivo e um pequeno aumento nas seções submetidas à momento fletor negativo. Pode-se, portanto, constatar que o esforço horizontal do vento na torre não influencia significativamente nos esforços normais resultantes dos modelos em elementos sólidos.

5.1.2 Esforços Tangenciais

Com a integração das distribuições das tensões tangenciais, são obtidos os esforços internos nas seções estudadas para os três modelos, sendo apresentada na Figura 92 a envoltória de momentos fletores na direção tangencial.

Figura 92 – Envoltória de momentos fletores tangenciais M22 (kN.m/m).



Fonte: Elaborado pelo autor.

Observa-se no diagrama da Figura 92 que, diferentemente dos momentos radiais, o modelo MS1-kva apresenta maior momento fletor positivo na seção *Sec1*, e o menor momento negativo na seção *Sec4*, ambas localizadas no pedestal da fundação. Nas demais seções, distantes dos pontos de concentração de cargas do pedestal, os momentos obtidos apresentam pouca diferença entre os modelos estudados. A Tabela 23 e Tabela 24 apresentam a diferença percentual dos esforços de momento fletor tangencial dos modelos S1-kva e MS2-kva em relação ao Modelo MS3-kva.

Tabela 23 – Diferença percentual do momento fletor tangencial em relação ao modelo MS3-kva – Seções Sec1 a Sec3.

Modelo	Sec1	Sec2	Sec3
MS1-kva	-16,4%	8,4%	1,4%
MS2-kva	-2,3%	-0,1%	0,0%

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 24 – Diferença percentual do momento fletor tangencial em relação ao modelo MS3-kva – Seções Sec4 a Sec6.

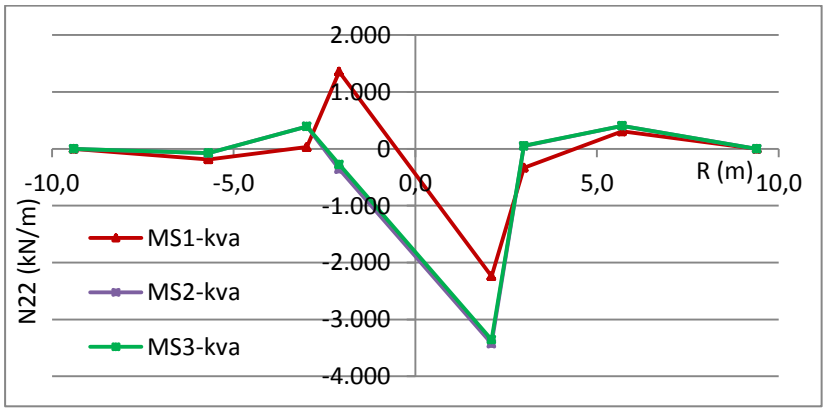
Modelo	Sec6	Sec5	Sec4
MS1-kva	-1,9%	-4,0%	5,4%
MS2-kva	0,0%	0,0%	3,6%

Fonte: Elaborado pelo autor.

Pode-se observar que nas seções localizadas na saia da fundação, os valores obtidos não apresentam grande divergência, com a diferença máxima de 8,4%.

No diagrama de esforços normais tangenciais apresentado na Figura 93 observa-se a grande escala dos valores na seção *Sec1* e a queda brusca na seção vizinha *Sec2*. Observa-se também uma variação considerável entre nos esforços dos diferentes modelos, principalmente nas seções no pedestal e próximas deste, onde há grande concentração de tensões. Nas seções *Sec4* e *Sec5* há inclusive inversão dos esforços de compressão e tração entre o Modelo MS1-kva e os demais. Nas seções *Sec3* e *Sec6*, localizadas na saia da fundação, os esforços normais obtidos apresentam pouca variação.

Figura 93 – Envoltória de esforços normais tangenciais N22 (kN/m).



Fonte: Elaborado pelo autor.

Pode-se observar que a variação das tensões entre cada modelo não gera grandes dispersões nos momentos fletores resultantes, e o esforço normal resultante do modelo MS1-kva apresenta variações consideráveis em relação aos outros somente nas seções centrais de concentração de cargas provenientes da torre.

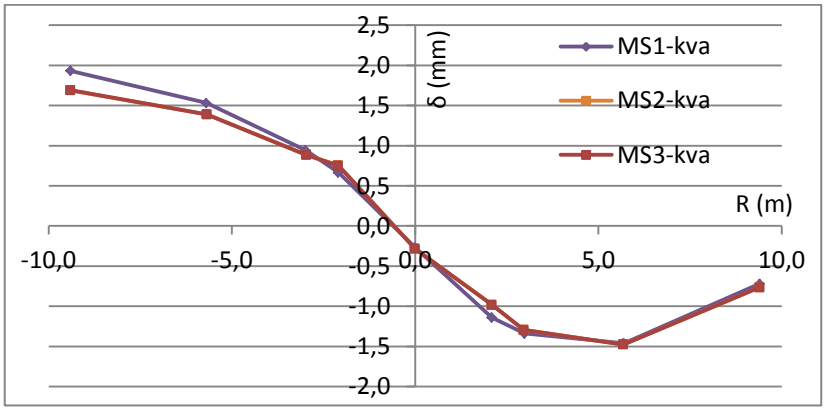
5.1.3 Comparação dos Deslocamentos

A comparação dos deslocamentos na interface solo/estrutura entre os modelos de aplicação das cargas foi realizada para a combinação de cargas extremas com valores característicos (COMB3k), com interação solo-estrutura simulada pelo coeficiente de reação vertical *kv*=160.000 kN/m³ resistente somente a compressão.

A Figura 94 apresenta os deslocamentos na interface fundação/solo do eixo crítico dos modelos MS1-kva, MS2-kva e MS3-kva. Pode-se verificar que a forma de aplicação dos carregamentos e o refinamento da malha nos pontos de concentração maior de tensões nos modelos apresenta variação desprezível dos deslocamentos da seção analisada, sendo as configurações deformadas praticamente sobrepostas nas seções mais carregadas. A maior

diferença nas deformações entre os modelos estudados ocorre nas seções de descolamento no contato solo-estrutura, em que no modelo MS1-kva há um levantamento maior do bordo, porém, com diferença máxima de 0,24mm ou 12,5% em relação ao modelo MS3-kva.

Figura 94 – Modelos MS1-kva, MS2-kva e MS3-kva – Deslocamentos δ (mm).



Fonte: Elaborado pelo autor.

Observa-se ainda que a linha da deformada dos modelos MS2-kva e MS3-kva são sobrepostas, ou seja, o refinamento da malha inferior na seção dos parafusos de ancoragem não apresenta diferença nos deslocamentos na interface fundação/solo do eixo crítico.

5.1.4 Considerações sobre os Modelos de Transmissão dos Esforços da Torre na Fundação em Elementos Sólidos

O modelo MS1-kva, apesar de ser o mais simplificado, tendo malha menos refinada e não representando a idealização do sistema físico de transmissão dos esforços da torre para a fundação, apresenta resultados de momentos fletores sem grande variação em relação aos demais modelos, no entanto para os esforços normais nas seções mais próximas ao pedestal, o modelo MS1-kva apresenta resultados com as maiores diferenças.

Como os diagramas de tensões e momentos fletores para os modelos MS2-kva e MS3-kva são semelhantes, assim como os deslocamentos nos diferentes modelos de aplicação de carga, será adotado para os cálculos subsequentes o modelo que melhor representa a transmissão das cargas da torre para a fundação, sendo o flange da torre modelado por parafusos protendidos e malha refinada na região superior e inferior (modelo MS3-kva).

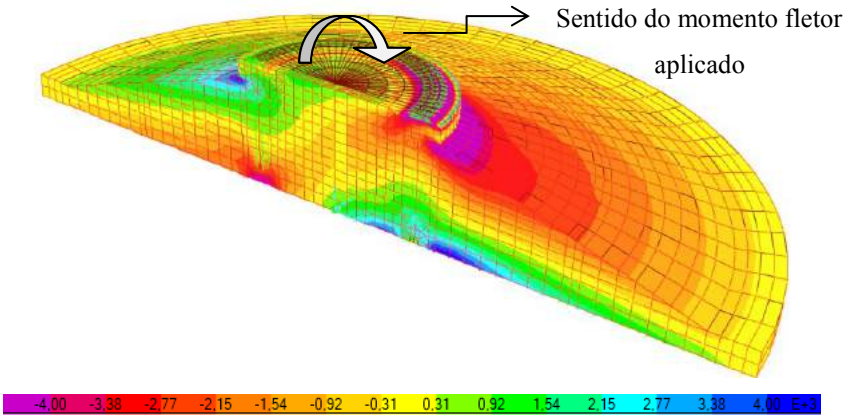
5.2 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS – MODELOS DE CASCA E SÓLIDOS

Os modelos em elementos de casca e sólidos estudados para a análise das tensões, esforços internos, influência da interação solo-estrutura, tensões e deslocamentos na base são os indicados na Tabela 13 (pág. 76) e Tabela 15 (pág. 78).

5.2.1 Análise dos Esforços Radiais

A Figura 95 apresenta um corte no eixo crítico da fundação em elementos sólidos com as tensões radiais, em que se observa a distribuição das tensões de compressão e tração ao longo da altura da peça caracterizando a flexão da estrutura, que ocorre em maior intensidade no eixo crítico.

Figura 95 – Corte no eixo crítico – Tensões Radiais na estrutura (kN/m²) – Comb1d.



Fonte: Elaborado pelo autor.

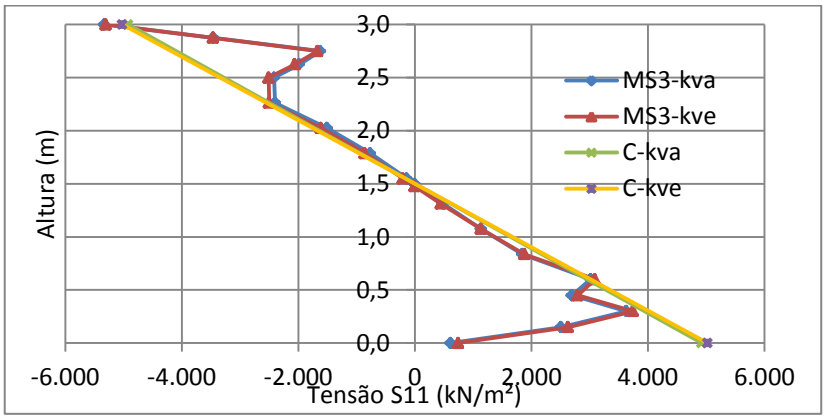
A comparação do resultado da distribuição de tensões radiais ao longo da altura da estrutura nas seções de estudo dos modelos de elementos de casca e sólidos é apresentada nos gráficos da Figura 96 a Figura 101 para os coeficientes de reação definidos como kv_a e kv_e.

Nas seções próximas ao pedestal (Sec1, Sec2, Sec4 e Sec5) se observa que as tensões nas extremidades superior e inferior da estrutura nos modelos em elementos sólidos têm uma variação muito acentuada, desviando da tendência de linearização das tensões ao longo da altura da seção, como apresentada nos modelos de elementos planos, resultando em diferentes esforços de flexão reta entre os modelos sólidos e planos.

Nas seções submetidas a momentos positivos (Sec1, Sec2 e Sec3) se observa a rotação do diagrama de tensões ao redor do ponto médio da altura da seção, podendo ser visualizado mais claramente na seção *Sec3*, caracterizando a variação do momento fletor resultante entre os modelos com diferentes coeficientes de reação. Nas demais seções (Sec4,

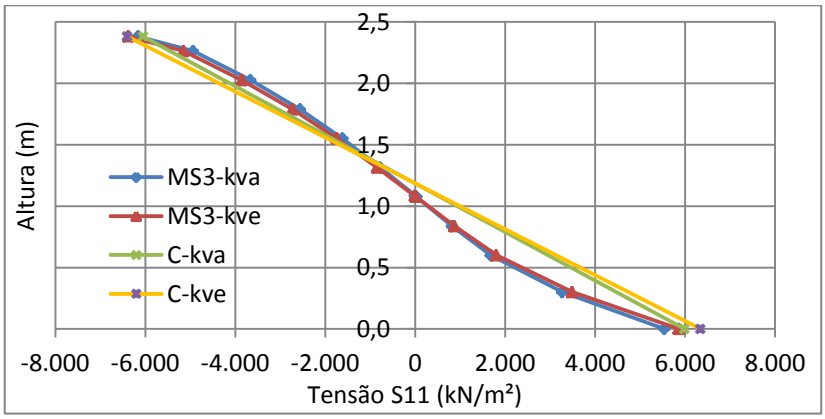
Sec5 e Sec6), a variação das tensões nos modelos planos em função do coeficiente de reação do solo é praticamente nula devido ao descolamento no contato solo-fundação.

Figura 96 – Tensões radiais – Seção *Sec1*.



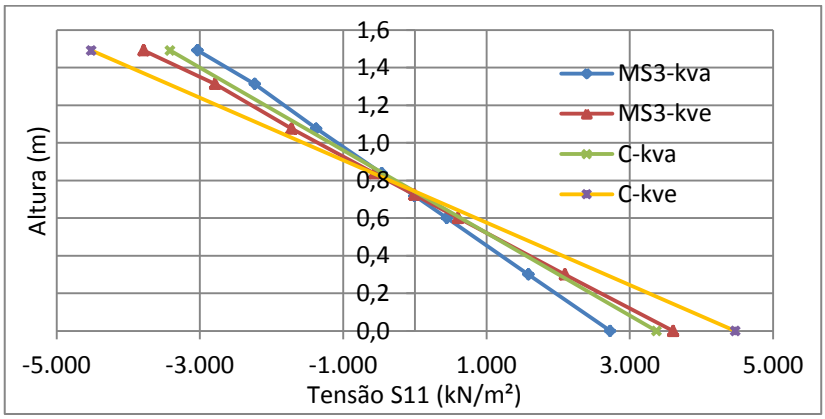
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 97 – Tensões radiais – Seção *Sec2*.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 98 – Tensões radiais – Seção *Sec3*.

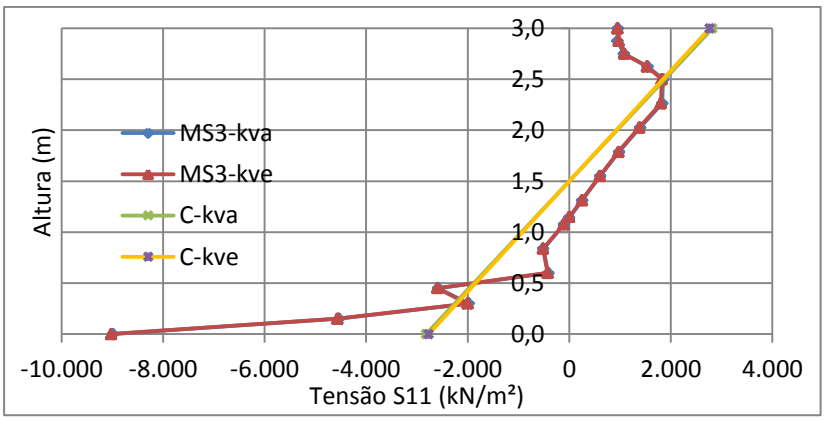


Fonte: Elaborado pelo autor.

Na seção *Sec3* e observa a diferença das tensões também entre os modelos planos e sólidos, com panorama de tensões similar entre os modelos com coeficientes de reação bastante díspares MS3-kve e C-kva, caracterizando maiores momentos fletores nos modelos planos, como será visto adiante.

Nas seções *Sec4* a *Sec6*, se observa que os diagramas de tensões dos modelos sólidos são praticamente sobrepostos, assim como para os modelos planos, evidenciando que a influência da variação do coeficiente de reação é praticamente nula para os momentos negativos nas seções localizadas à barlavento da torre, onde há descolamento no contato solo-estrutura. Na seção *Sec4* a distribuição das tensões radiais revela-se bastante diferente entre os modelos planos e sólidos, com os modelos planos apresentando distribuição linear de tensões, enquanto nos modelos sólidos as tensões apresentam-se bastante irregulares, com um crescimento importante da compressão nas fibras inferiores, abaixo dos parafusos de ancoragem.

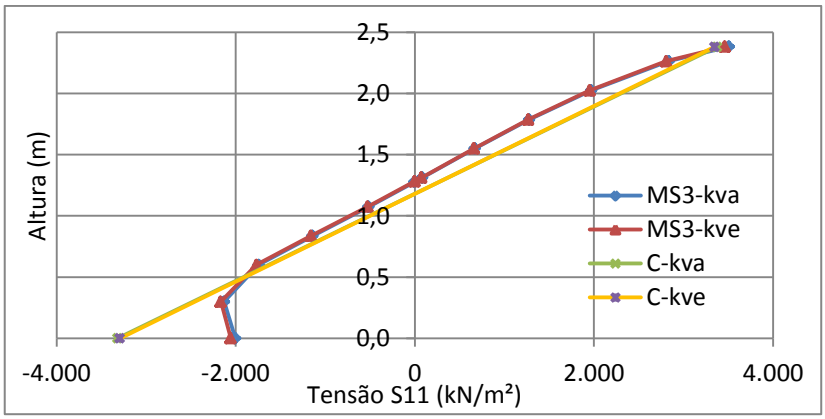
Figura 99 – Tensões radiais – Seção *Sec4*.



Fonte: Elaborado pelo autor.

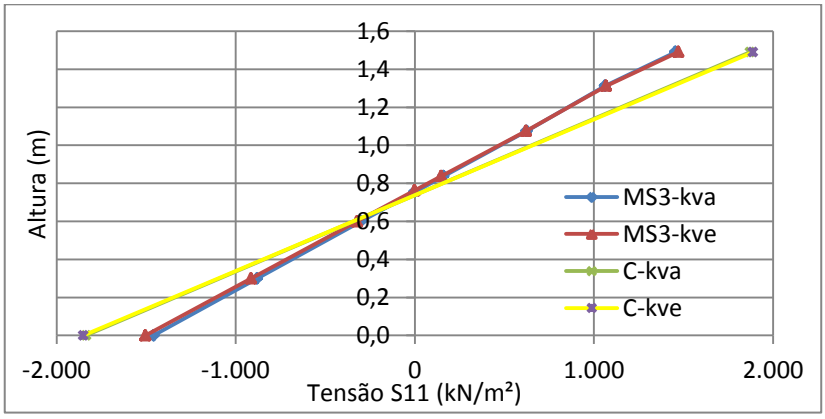
Nas seções *Sec5* e *Sec6*, observa-se ainda que nos modelos planos há maior rotação do diagrama de tensões ao redor do ponto médio da altura da seção, caracterizando maior momento fletor resultante entre os modelos.

Figura 100 – Tensões radiais – Seção *Sec5*.



Fonte: Elaborado pelo autor.

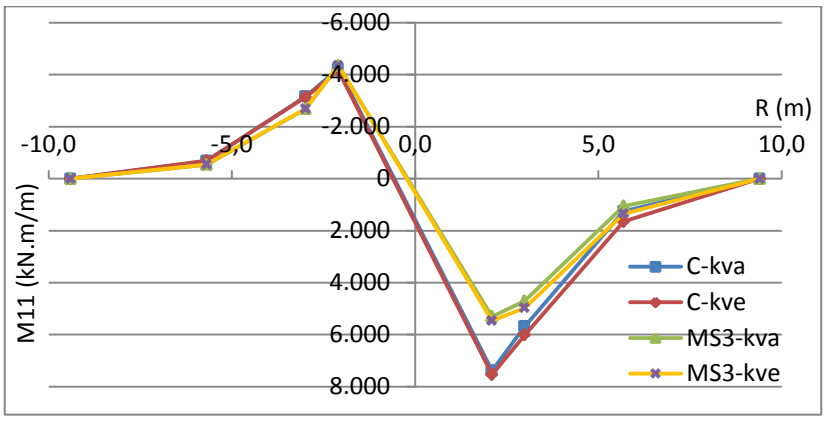
Figura 101 – Tensões radiais – Seção *Sec6*.



Fonte: Elaborado pelo autor.

A envoltória comparativa dos esforços obtidos nos modelos de elementos planos de casca e sólidos na direção radial da fundação é apresentada nos diagramas da Figura 102 a Figura 104.

Figura 102 – Envoltória de momentos fletores radiais M11 – (kN.m/m).

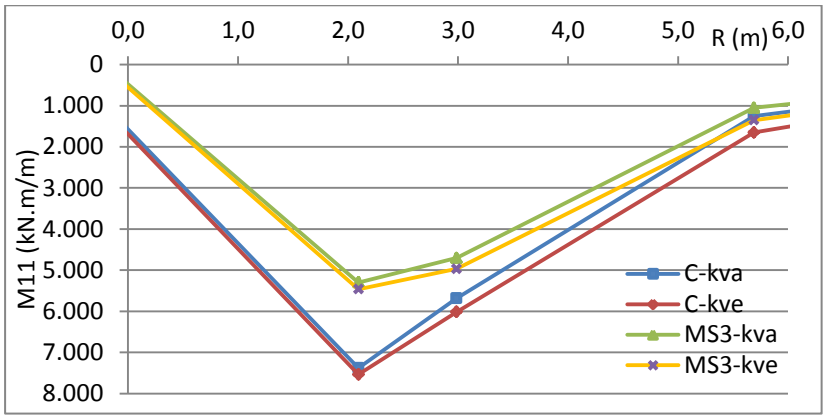


Fonte: Elaborado pelo autor.

Realizando a comparação entre os modelos em elementos planos e sólidos com diferentes coeficientes de reação, observa-se na Figura 102 que os momentos radiais sofrem grande influência dos tipos de elementos e pouca influência do coeficiente de reação. Observa-se também que o comportamento do diagrama de momentos radiais do modelo MS3-kve, apresenta menores valores que o modelo C-kva, principalmente na seção *Sec1*, mesmo possuindo *kv* 92% menor,

O diagrama da Figura 102 é apresentado truncado na Figura 103 para apresentar em detalhe os momentos fletores radiais positivos nas seções *Sec1* a *Sec3*, que mostra, conforme esperado, os menores esforços para os modelos com maior rigidez do coeficiente de reação, tendo o modelo sólido MS3-kva os menores momentos nas seções *Sec1* a *Sec3*.

Figura 103 – Envoltória de momentos fletores radiais M11 – Seções *Sec1* a *Sec3* (kN.m/m).



Fonte: Elaborado pelo autor.

A grande diferença de momentos nas seções *Sec1* e *Sec2* entre os modelos planos e sólidos com mesmo *kv* ocorre devido ao comportamento tridimensional com formação de bielas nos modelos sólidos, enquanto os modelos planos trabalham basicamente à flexão. Com o comportamento tridimensional e formação de bielas nos modelos sólidos, reduzem-se os momentos e surgem esforços normais mais elevados, como será visto adiante.

A diferença percentual dos esforços de momento fletor radial entre o modelo de C-kva em relação ao modelo de sólidos MS3-kva é apresentada na Tabela 25 e Tabela 26, onde se pode observar que o modelo de elementos sólidos apresenta os menores esforços de momento fletor radial em cinco das seis seções estudadas, chegando a uma diferença de até 39% para os momentos positivos e de até 28% para os momentos negativos. Na seção *Sec4* o modelo de elementos planos obteve momento fletor apenas 2,8% inferior ao modelo sólido.

Tabela 25 – Diferença percentual do momento fletor radial entre os modelos de C-kva e MS2-kva – Seções *Sec1* a *Sec3*

Esforços Internos		Seção		
		Sec1	Sec2	Sec3
C-kva	Md (kN.m)	39,3%	20,8%	18,6%

Fonte: Elaborado pelo autor.

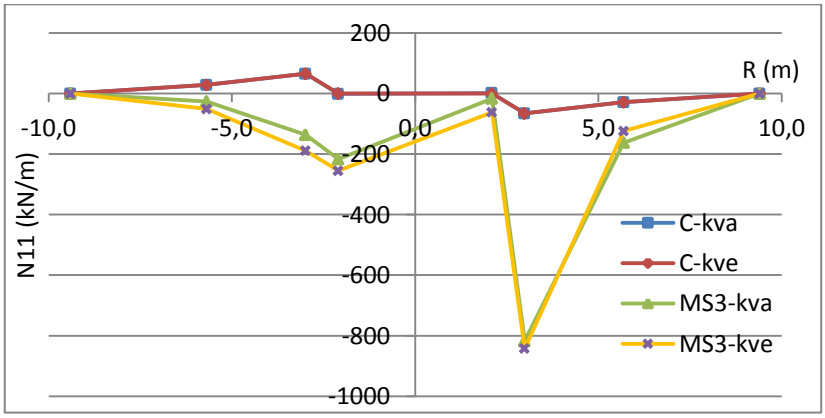
Tabela 26 – Diferença percentual do momento fletor radial entre os modelos de C-kva e MS2-kva – Seções *Sec4* a *Sec6*

Esforços Internos		Seção		
		Sec4	Sec5	Sec6
C-kva	Md (kN.m)	-2,8%	17,8%	28,0%

Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 104 apresenta a envoltória de esforços normais e mostra a variação insignificante entre os modelos planos, com valores na faixa de -65 a 65 kN/m, enquanto nos modelos sólidos ocorrem elevados esforços de compressão, principalmente na seção *Sec2*. Na comparação entre os modelos planos e sólidos há inclusive inversão de esforços nas 3 seções submetidas à momento negativo, sendo comprimidas nos modelos sólidos e levemente tracionadas nos modelos planos.

Figura 104 – Envoltória de esforços normais radiais N11 (kN/m).

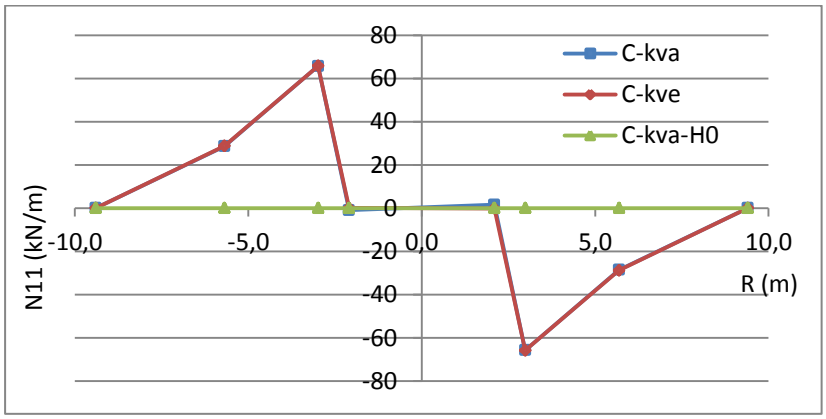


Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 105 presenta a envoltória dos esforços normais radiais apenas dos modelos de elementos de casca para poder visualizar a trajetória dos esforços obtidos. No diagrama abaixo é acrescentando o modelo C-kva-H0, sem a aplicação da carga horizontal “H”, para a

verificação da influência da carga horizontal proveniente do vento na torre nos esforços normais dos modelos em elementos de casca.

Figura 105 – Envoltória de esforços normais radiais N11 dos modelos em elementos de casca – (kN/m).



Fonte: Elaborado pelo autor.

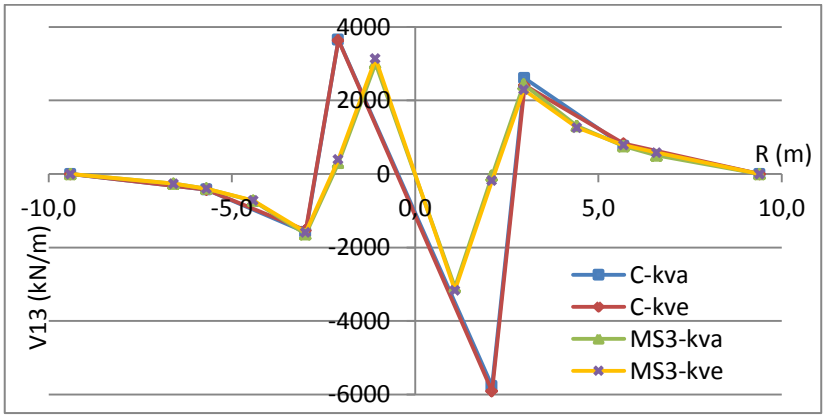
Pode-se verificar no diagrama de esforços acima que os coeficientes de reação vertical e horizontal não influenciam nos resultados, sendo os diagramas de esforços normais dos modelos C-kva e C-kve praticamente sobrepostos. Observa-se também que os diagramas obtidos são espelhados em relação ao centro da fundação, sendo tracionada a região de momentos negativos e comprimida a região de momentos positivos da estrutura, sendo os valores das seções opostas iguais em módulo. O modelo sem aplicação da carga horizontal não apresenta esforços normais, estando em flexão simples, logo nos modelos planos a carga horizontal influencia diretamente no esforço normal obtido nas seções em estudo.

Com a envoltória de momento fletor e esforço normal obtidos na direção radial, em que os modelos sólidos apresentam menores momentos e seções comprimidas, logo as armaduras a serem dimensionadas para esses esforços de flexão composta-reta serão menores que para os modelos em elementos planos, portanto, gerando mais economia de aço, como será visto no item 5.2.5.

A Figura 106 apresenta a envoltória do diagrama de esforços cortantes da estrutura para os modelos de casca e sólido. Para se obter melhores resultados na região do pedestal dos modelos sólidos, foram extraídos esforços também nas seções adicionais de coordenada x= -1,085m e x=1,085m. No diagrama se pode observar que a maior variação nos resultados entre os modelos está nas seções do pedestal da fundação (Sec1 e Sec4), onde são aplicados os esforços da torre. Na seção *Sec1* se observa que os modelos planos apresentam esforço 87% maior que nos modelos sólidos, enquanto nas demais seções ocorre diferença máxima de 10%

entre os esforços dos diferentes modelos. Pode-se observar também que o coeficiente de reação vertical *kv* pouco influencia nos esforços cortantes, pois os diagramas dos modelos com mesmo tipo de elementos e *kv* diferentes são praticamente sobrepostos.

Figura 106 – Envoltória de esforços cortantes V13 (kN/m).



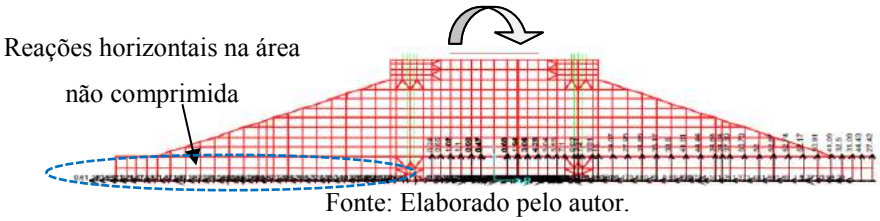
Fonte: Elaborado pelo autor.

5.2.2 Análise da Variação das Restrições Horizontais

A análise dos modelos desprendendo as molas horizontais na área não comprimida da base foi realizada para os esforços radiais do modelo plano e sólido com coeficiente de reação vertical *kv*=160.000 kN/m³.

A Figura 107 apresenta as reações de apoio do modelo MS3-kva no eixo crítico, em que se observam as reações horizontais na região não comprimida da base.

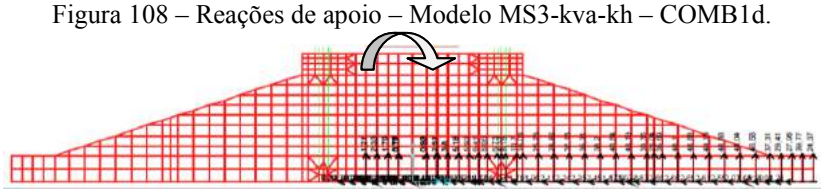
Figura 107 – Reações de apoio – Modelo MS3-kva – COMB1d.



Fonte: Elaborado pelo autor.

O modelo MS3-kva-kh, considerando a liberação das molas horizontais na área não comprimida da base, apresenta as reações de apoio do eixo crítico na Figura 108.

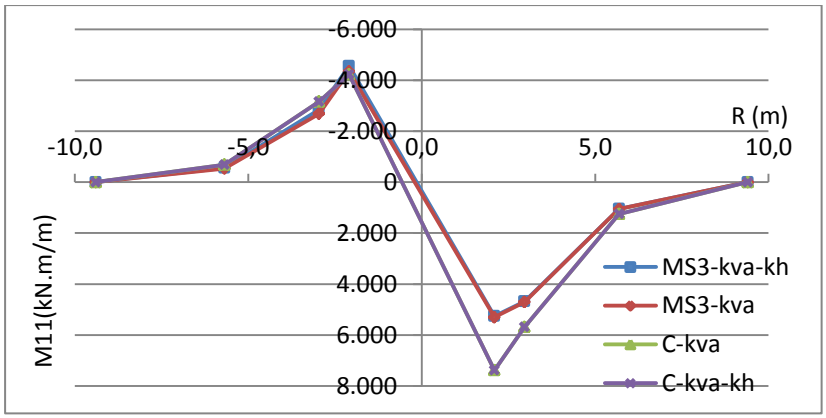
Figura 108 – Reações de apoio – Modelo MS3-kva-kh – COMB1d.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Para a verificação da influência da variação das restrições horizontais nos esforços internos dos modelos, a Figura 109 apresenta a envoltória de momentos fletores radiais dos modelos sólidos MS3-kva, MS3-kva-kh e modelos planos C-kva e C-kva-kh.

Figura 109 – Envoltória de momentos fletores radiais (M11) para variação do coeficiente de reação *kh* (kN.m/m).

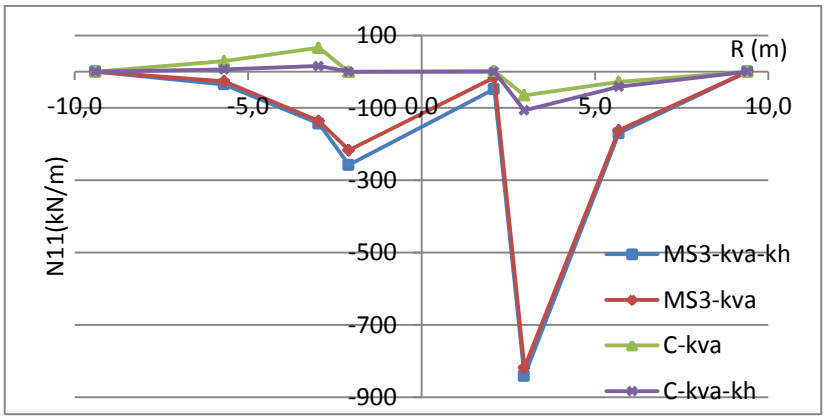


Fonte: Elaborado pelo autor.

No diagrama de momentos acima se vê que os resultados de momentos radiais dos modelos de casca não apresentam variação com a eliminação das molas horizontais na região não comprimida da base, apresentando exatamente os mesmos resultados. Para os modelos sólidos, a liberação das molas horizontais ocasiona uma redução de apenas 0,8% nos momentos fletores radiais da seção *Sec1* e 0,5% na seção *Sec2*.

A Figura 110 apresenta a envoltória do esforço normal radial dos modelos, em que se observa no modelo MS3-kva-kh um aumento mais significativo do esforço de compressão nas seções próximas ao pedestal da fundação.

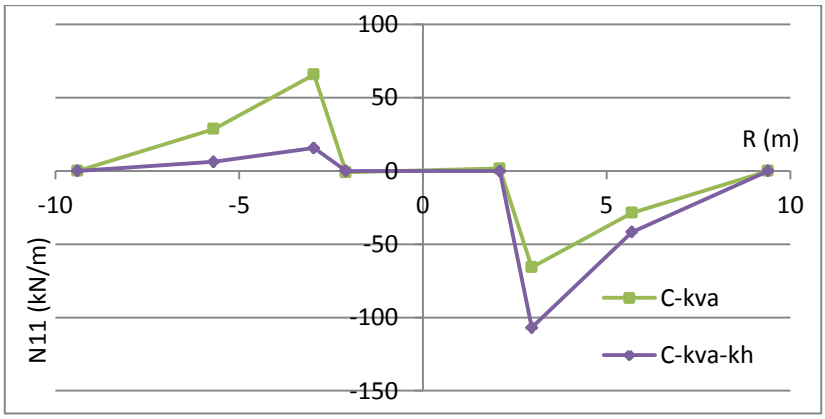
Figura 110 – Envoltória de esforços normais radiais (N11) para variação do coeficiente de reação *kh* (kN/m).



Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 111 apresenta a envoltória dos esforços normais radiais apenas dos modelos de elementos de casca para poder visualizar a trajetória dos esforços obtidos. Pode-se verificar no diagrama de esforços abaixo que os esforços normais do modelo C-kva são espelhados em relação ao centro, diferentemente do modelo com variação do coeficiente de reação horizontal, em que se vê a redistribuição dos esforços da região não comprimida da base para a região de base comprimida.

Figura 111 – Envoltória de esforços normais radiais (N11) para variação do coeficiente de reação *kh* nos modelos planos (kN/m).



Fonte: Elaborado pelo autor.

A Tabela 27 e Tabela 28 apresentam a diferença percentual dos esforços radiais do modelo MS3-kva-kh nas seções *Sec1* a *Sec6*, em que as restrições horizontais são liberadas na área não comprimida da base, em relação ao modelo MS3-kva.

Tabela 27 – Diferença percentual dos esforços radiais do modelo MS3-kva-kh em relação ao modelo MS3-kva – Seções *Sec1* a *Sec3*.

Esforços Internos		Sec1	Sec2	Sec3
MS3-kva-kh	M11 (kN.m/m)	-0,8%	-0,5%	-0,3%
	N11 (kN/m)	192,0%	2,8%	5,1%

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 28 – Diferença percentual dos esforços radiais do modelo MS3-kva-kh em relação ao modelo MS3-kva – Seções *Sec4* a *Sec6*.

Esforços Internos		Sec4	Sec5	Sec6
MS3-kva-kh	M11 (kN.m/m)	4,9%	6,0%	4,8%
	N11 (kN/m)	18,9%	5,6%	33,5%

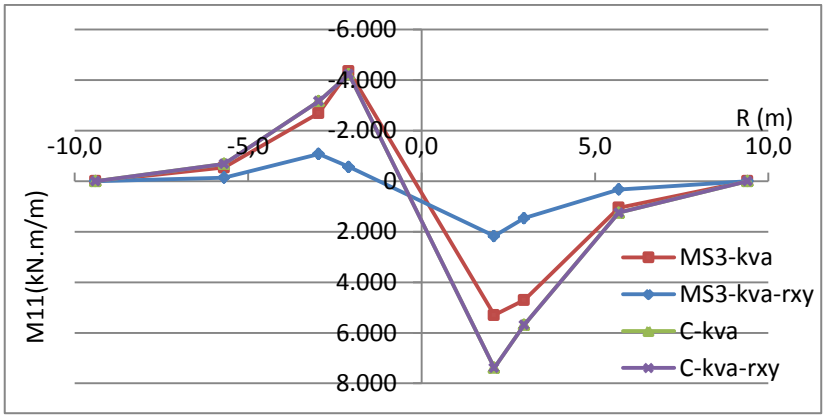
Fonte: Elaborado pelo autor.

Das tabelas acima se observa que nas seções de momento positivo a liberação das molas horizontais resultou na redução dos momentos fletores radiais de apenas 0,8% nas seções próximas ao pedestal. Nas seções de momento negativo, onde a mola horizontal foi liberada, o modelo MS3-kva-kh apresenta aumento do momento radial de até 6%. Já os esforços normais apresentam um aumento significativo em todas as seções, chagando a quase 200% na seção *Sec1*, que, no entanto é a região onde os esforços são menores em termos absolutos.

5.2.3 Análise dos Modelos Horizontalmente Restringidos

Os modelos de elementos planos e sólidos restringidos nas duas direções horizontais e com coeficiente de reação vertical *kv*=160.000 kN/m³, foram analisados para a verificação da influência das restrições horizontais nos esforços internos. A Figura 112 apresenta a envoltória de momentos fletores radiais dos modelos sólidos e planos

Figura 112 – Envoltória de momentos fletores radiais (M11) para variação do coeficiente de reação *kh* (kN.m/m).

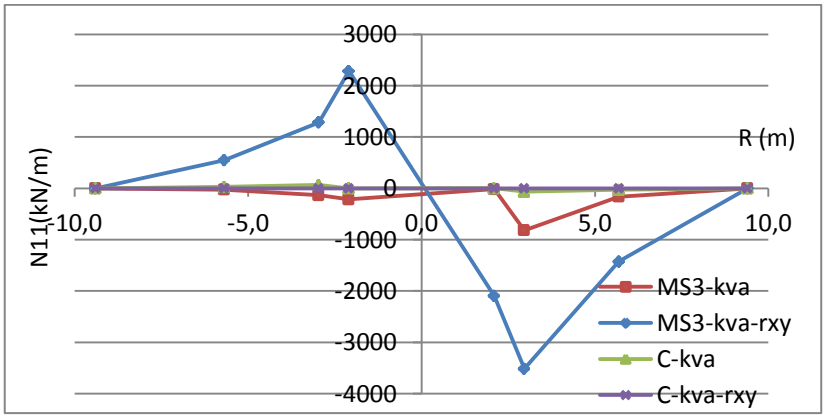


Fonte: Elaborado pelo autor.

No diagrama de momentos acima se vê que os resultados de momentos radiais dos modelos de casca não apresentam variação com a restrição horizontal, tendo os diagramas sobrepostos para os dois modelos planos, enquanto que o modelo sólido restringido apresenta redução média nos momentos de 70%, ou seja, as restrições horizontais claramente interferem nos resultados dos modelos sólidos, limitando as deformações.

A Figura 113 apresenta a envoltória do esforço normal radial dos modelos, em que se observa no modelo MS3-kva-rxy, devido à restrição horizontal, um grande aumento do esforço nas seções próximas ao pedestal da fundação, enquanto no modelo C-kva-rxy os esforços normais são nulos.

Figura 113 – Envoltória de esforços normais radiais (N11) para variação do coeficiente de reação *kh* (kN/m).



Fonte: Elaborado pelo autor.

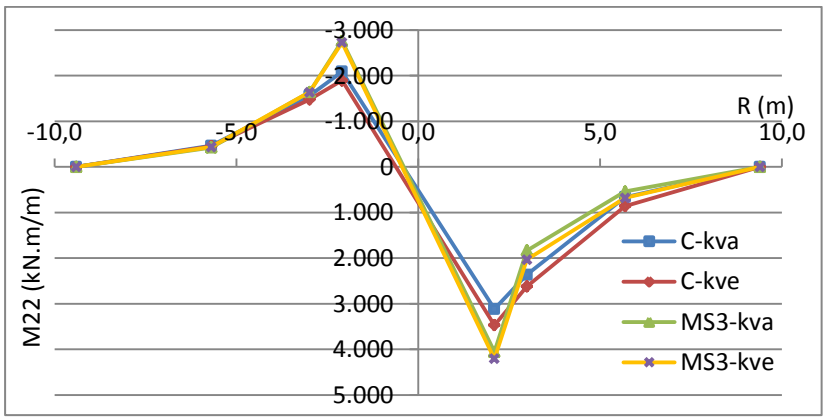
As restrições horizontais nos modelos sólidos impedem as deformações na base da estrutura, influenciando nas tensões horizontais dos elementos, que tendem a zero no contato solo/estrutura, sem interferência na distribuição das tensões na região superior. Com isso, o diagrama de tensões em cada seção apresenta apenas esforços em uma direção, aumentando assim os esforços normais e reduzindo os momentos em cada seção.

Como nos modelos planos os esforços horizontais resultantes são praticamente insignificantes frente aos momentos, nesses modelos pode-se considerar como submetidos à flexão pura, em que o eixo geométrico deformado, representado pela placa de elementos planos, apresenta deslocamentos somente no eixo vertical. Nos modelos volumétricos de elementos sólidos, as fibras superiores e inferiores na seção fletida apresentam deslocamentos na direção horizontal devido à sua curvatura, e, por isso esses modelos sólidos sofrem maior influência das restrições horizontais, que descaracterizam o seu comportamento de flexão.

5.2.4 Análise dos Esforços Tangenciais

A Figura 114 apresenta a envoltória dos momentos fletores obtidos nos modelos de elementos de cascas e sólidos na direção tangencial da fundação, onde se observa que nos modelos sólidos o momento tem um aumento abrupto nas seções do pedestal *Sec1* e *Sec4*.

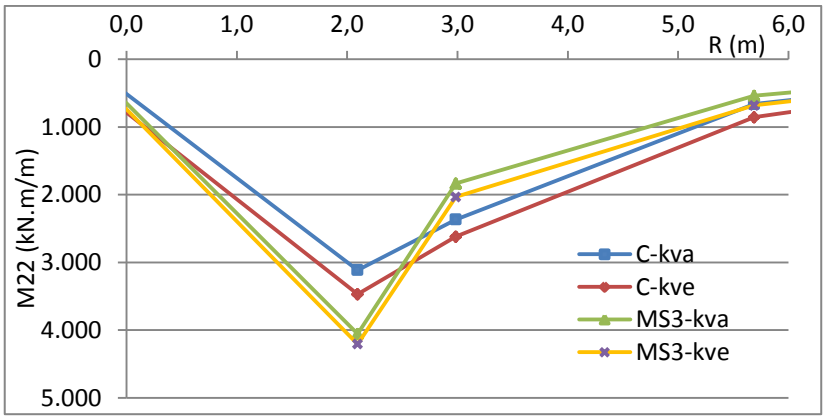
Figura 114 – Envoltória de momentos fletores tangenciais (M22) –(kN.mm).



Fonte: Elaborado pelo autor.

O diagrama da Figura 114 é apresentado truncado na Figura 115 para apresentar em detalhe o diagrama de momentos fletores tangenciais nas seções *Sec1* a *Sec3*, em que os modelos em elementos sólidos apresentam menores momentos apenas nas seções fora do pedestal.

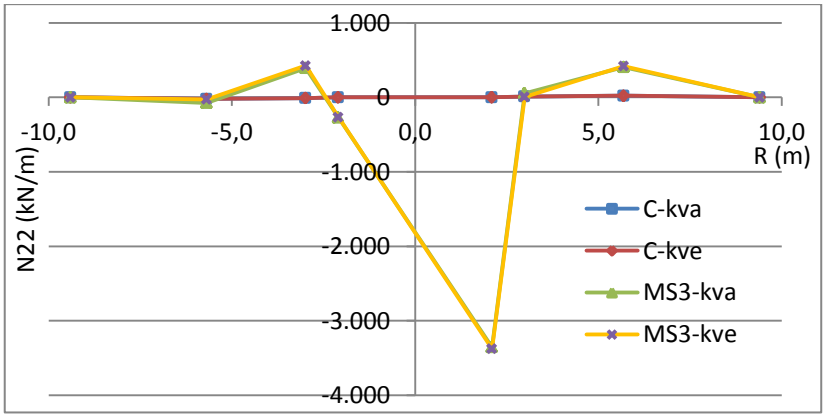
Figura 115 – Envoltória de momentos fletores tangenciais M22 – Seções *Sec1* a *Sec3* (kN.m/m).



Fonte: Elaborado pelo autor.

Os esforços normais tangenciais obtidos nos modelos de casca variam na faixa de apenas -22 a 22kN/m, enquanto nos modelos em elementos sólidos apresenta grande esforço de compressão na região do pedestal, variando de -3350 a 405 kN/m, como apresentado na Figura 116. O diagrama abaixo ainda mostra que os coeficientes de reação vertical e horizontal não influenciam nos resultados do esforço normal tangencial, sendo os diagramas dos dois modelos de diferentes tipos de elementos praticamente sobrepostos.

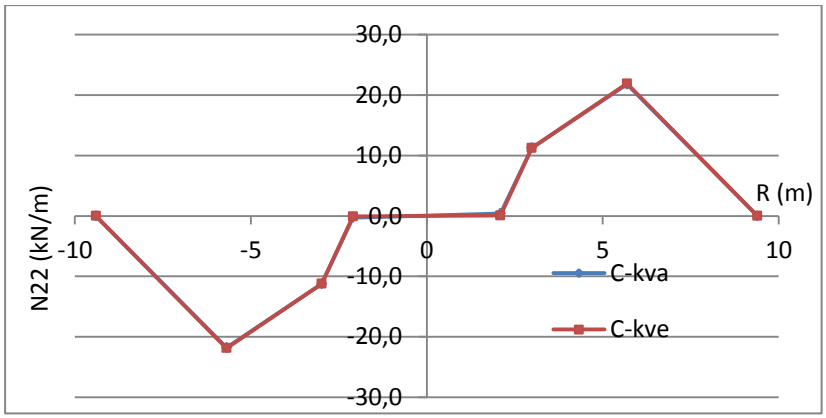
Figura 116 – Envoltória de esforços normais tangenciais N22 (kN/m).



Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 117 apresenta a envoltória dos esforços normais tangenciais apenas dos modelos de elementos de casca para poder visualizar a trajetória dos esforços obtidos, em que se observa que os diagramas são espelhados em relação ao centro da fundação, sendo tracionada a região de momentos positivos e comprimida a região de momentos negativos da estrutura, sendo os valores das seções opostas iguais em módulo.

Figura 117 – Envoltória de esforços normais tangenciais (N22) dos modelos em elementos de casca (kN/m).



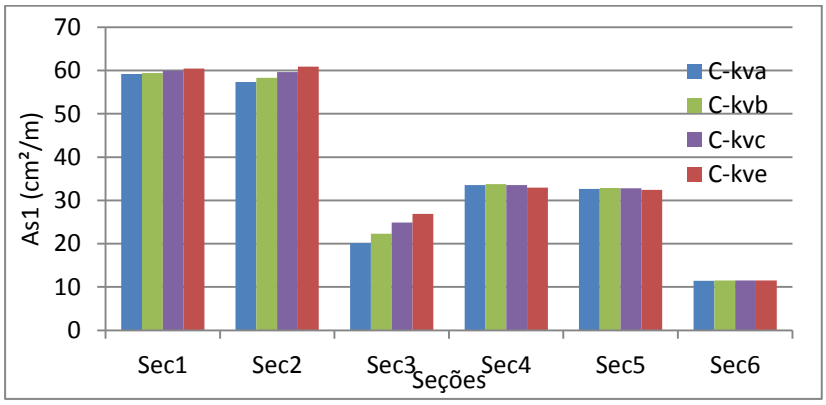
Fonte: Elaborado pelo autor.

5.2.5 Análise do Diagrama de Armaduras

Com os esforços normais e momentos fletores obtidos nos modelos para a combinação última de cálculo mais desfavorável de cada seção, são apresentados a seguir os diagramas de armaduras radiais dimensionadas no ELU para os modelos planos e sólidos, considerando as propriedades dos materiais de acordo com o item 4.3. Cabe ressaltar que essas armaduras calculadas ainda devem ser verificadas no Estado Limite de Fadiga, que foge ao escopo desse trabalho. Destaca-se ainda que o detalhamento das armaduras na fundação deve posicionar as armaduras positivas das seções *Sec1* a *Sec3* na face inferior sobrepondo com as negativas das seções *Sec4* a *Sec6* na face superior, como representado na Figura 61.

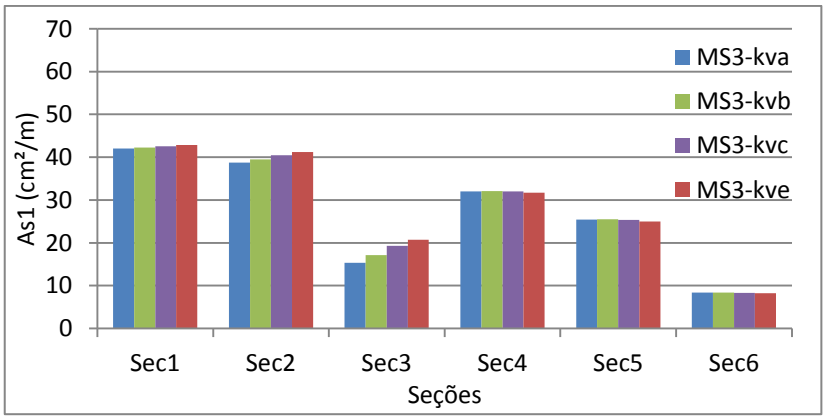
A Figura 118 apresenta o diagrama das armaduras radiais positivas e negativas dos modelos planos em função da variação do coeficiente de reação, enquanto a Figura 119 apresenta o mesmo diagrama para os modelos sólidos.

Figura 118 – Modelos Planos – Diagrama de armaduras radiais.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 119 – Modelos Sólidos – Diagrama de armaduras radiais.

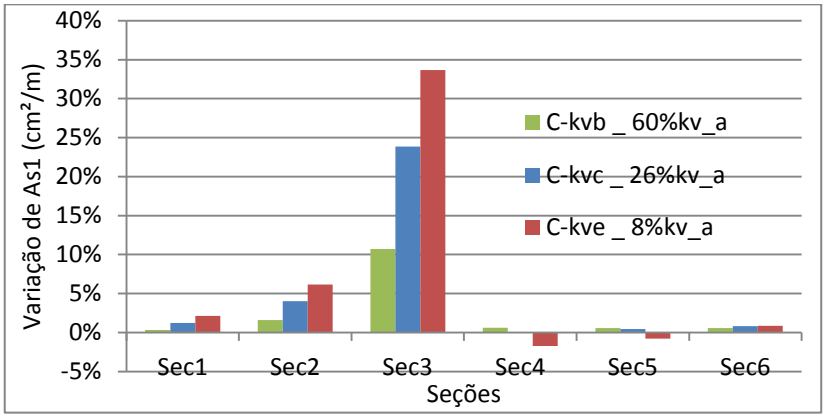


Fonte: Elaborado pelo autor.

Nos diagramas de armaduras acima se observa a mesma tendência nos modelos planos e sólidos, tendo uma pequena diferença da área de aço requerida para a grande variação do coeficiente de reação. Observa-se também que conforme esperado, nos modelos com coeficiente de reação mais flexível as armaduras necessárias são maiores nas seções *Sec1*, *Sec2* e *Sec3*. A seção *Sec3* é a que mais sofre influência do coeficiente de reação, com maior variação da armadura radial necessária entre os modelos, pois está localizada mais próxima da região onde ocorrem as maiores tensões transmitidas ao solo, como será visto adiante, portanto, sofrendo maiores deslocamentos. No entanto, nas seções *Sec4* a *Sec6*, onde ocorre o descolamento no contato solo-estrutura, o coeficiente de reação praticamente não influencia nas armaduras negativas, pois não há compressão do solo, havendo inclusive casos com armadura requerida menor nos modelos com *kv* mais flexível.

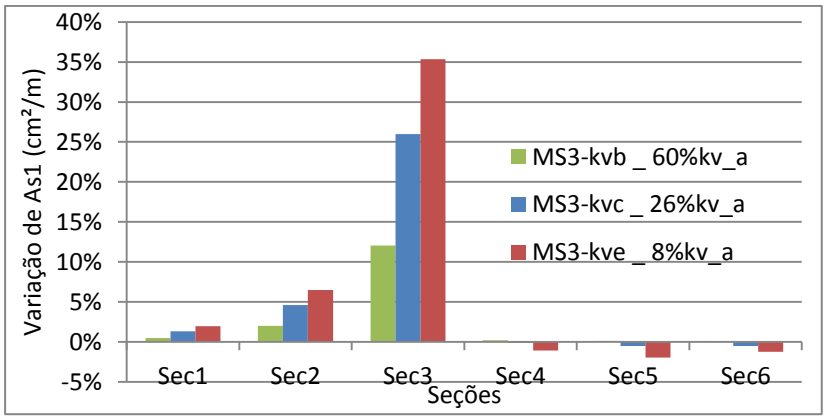
A Figura 120 e Figura 121 representam a variação percentual das armaduras radiais para a variação do coeficiente vertical dos modelos planos e sólidos respectivamente.

Figura 120 – Modelos Planos – Variação percentual das armaduras radiais.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 121 – Modelos Sólidos – Variação percentual das armaduras radiais.



Fonte: Elaborado pelo autor.

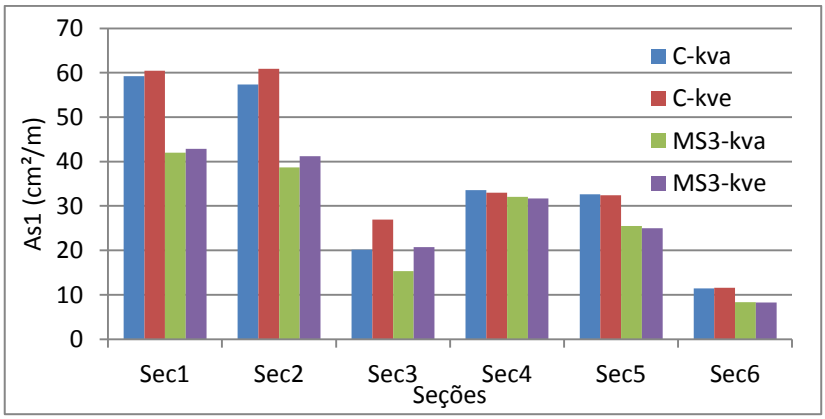
Na seção *Sec1*, submetida aos maiores esforços e onde há maior concentração de armadura, se observa que para uma variação de 92% do coeficiente de reação *kv*, há uma diferença máxima de apenas 1,9% na armadura radial requerida entre os modelos sólidos e 2,1% entre os modelos planos com diferentes coeficientes de reação. Nesta seção a diferença e máxima da armadura requerida para os modelos sólidos com coeficiente de reação para solos arenosos (MS3-kva e MS3-kvc) foi de 1,3% e para solos argilosos (MS3-kvb e MS3-kve) foi de 1,4%.

A maior diferença ocorre na seção *Sec3*, mais sensível à variação do coeficiente de reação, em que os esforços resultantes são menores, e como as armaduras requeridas são proporcionais, ocorre que para uma pequena diferença em valores absolutos das armaduras há uma diferença considerável em valores relativos.

Como os modelos com coeficiente de reação *kv* sem correção apresentam armadura requerida menor que nos modelos com *kv* corrigidos, mesmo sendo uma diferença pequena, nas seções mais carregadas *Sec1* e *Sec2*, acabam apresentando resultado contra a segurança.

A Figura 122 apresenta a comparação das armaduras radiais dos modelos planos e sólidos com os coeficientes de reação mais rígido e mais flexível.

Figura 122 – Diagrama de armaduras radiais.



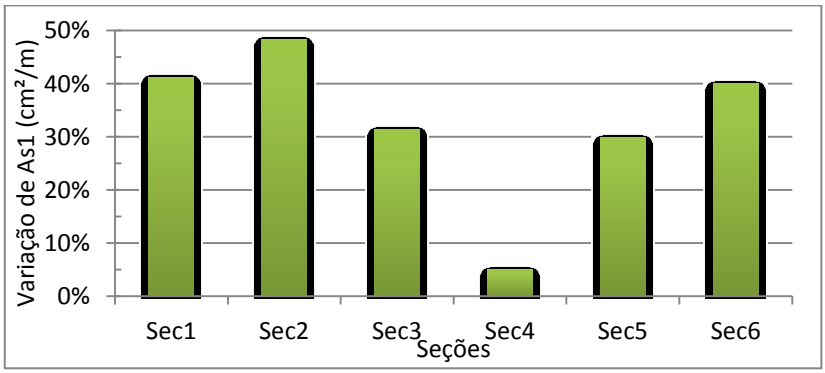
Fonte: Elaborado pelo autor.

A comparação das armaduras radiais obtidas mostra que os modelos sólidos são mais econômicos que os respectivos modelos planos em todas as seções estudadas. Pode-se constatar ainda que a variação de até 92% do coeficiente de recalque vertical ocasiona numa diferença de 2% a 6,5% no cálculo de armaduras das seções mais solicitadas *Sec1* e *Sec2*.

Observa-se também que o modelo MS3-kve, com coeficiente de reação 92% mais flexível que o modelo plano C-kva, é mais econômico que este em 5 das 6 seções analisadas, sendo a exceção na seção *Sec3*, em a armadura requerida do modelo sólido é apenas 3% maior.

A Figura 123 apresenta a variação percentual máxima de armaduras radiais requeridas nas seções dos modelos planos em relação aos modelos sólidos Pode-se observar que nas seções submetidas a momento fletor positivo (Sec1 a Sec3), os modelos sólidos apresentam economia entre 31% a 48% nas armaduras radiais. Nas seções *Sec5* e *Sec6* a diferença varia entre 30% a 40%, e na seção *Sec4* a diferença é menor, da ordem de 5%.

Figura 123 – Variação percentual máxima das armaduras radiais dos modelos planos em relação aos modelos sólidos.



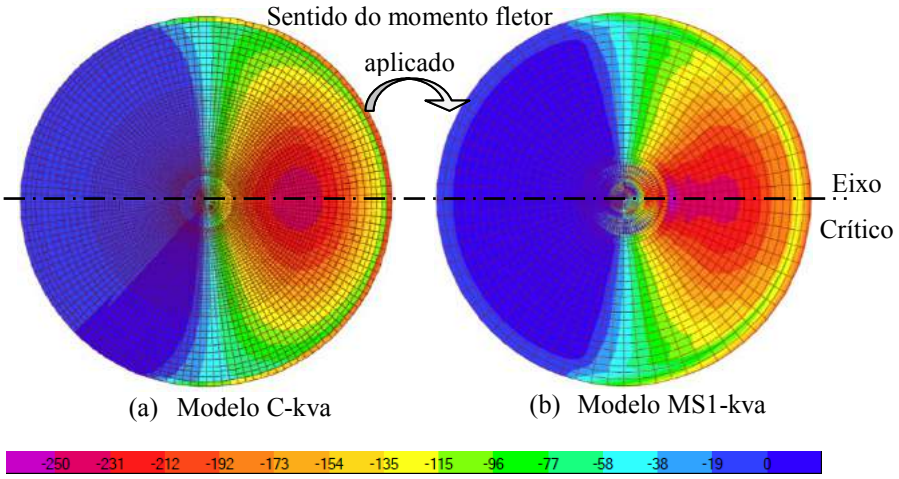
Fonte: Elaborado pelo autor.

5.2.6 Análise das Tensões Transmitidas ao Solo

A análise das tensões transmitidas da estrutura para o solo demonstra a rigidez do conjunto solo-estrutura. Para essa análise foram utilizados os modelos planos e sólidos S1, com aplicação da carga proveniente da torre por meio de elementos do tipo *link*.

A Figura 124 a) e b) apresentam respectivamente a distribuição das tensões verticais (S33) na base da fundação modelada por elementos de casca e sólidos, considerando a combinação de cargas características (COMB3k) e coeficiente de reação *kv*=160.000 kN/m³, que simula um solo de fundação mais rígido.

Figura 124 – Tensões na base da fundação (kN/m²).

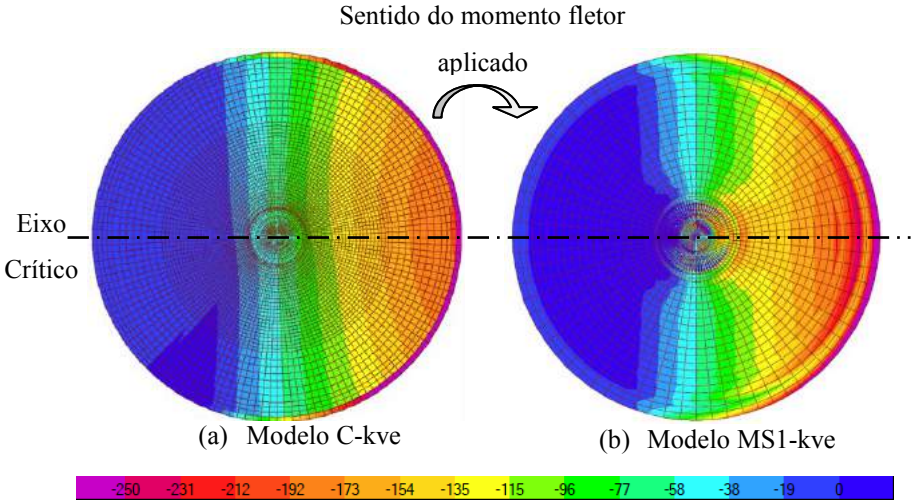


Fonte: Elaborado pelo autor.

Na Figura 124 se observa que a semelhança na distribuição das tensões na base do modelo em elementos planos e sólidos com coeficiente de reação kv_a, tendo pouco mais de 50% da base da fundação comprimida e as maiores pressões concentradas entre o pedestal e o bordo da fundação. Como os modelos com coeficiente de reação kv_a possuem menor rigidez relativa à flexão entre placa circular e solo, as tensões na base se concentram sob a região de aplicação da carga vertical excêntrica, a aproximadamente de R/2 do centro.

A Figura 125 a) e b) apresentam respectivamente a distribuição das tensões verticais (σ_z) na base da fundação dos modelos em elementos de casca e sólidos para a combinação de cargas características e coeficiente de reação kv_e, que representa um solo de fundação mais deformável.

Figura 125 – Tensões na base da fundação (kN/m²).

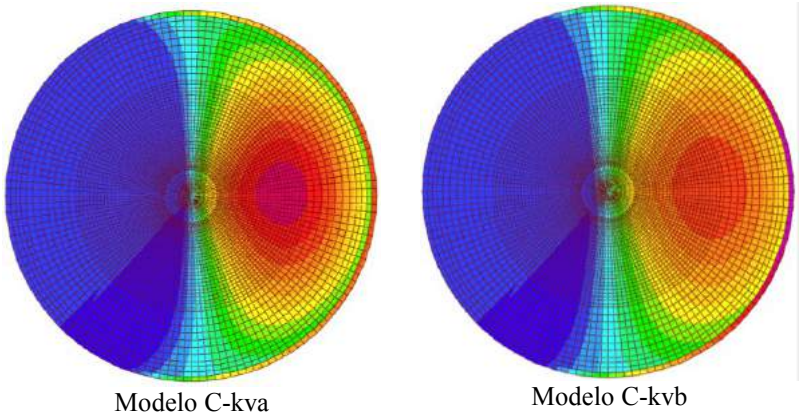


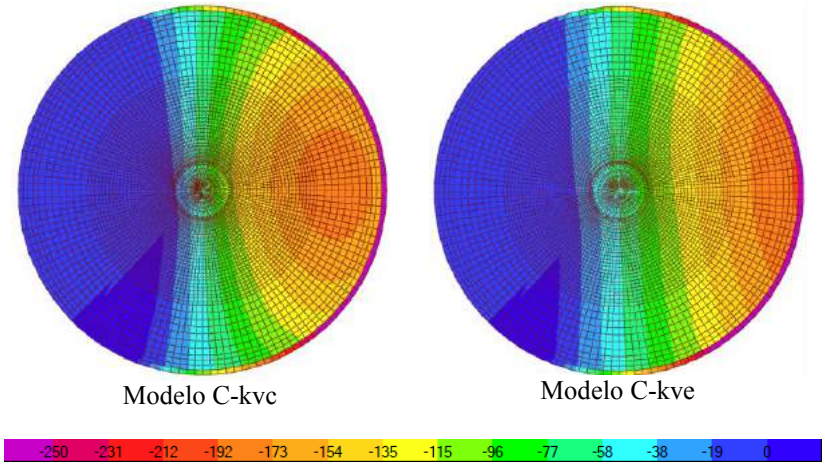
Fonte: Elaborado pelo autor.

Na Figura 125 se observa que as pressões se distribuem de forma aparentemente linear no eixo crítico, tendo as maiores tensões na borda da fundação, pois o coeficiente de reação mais deformável torna o conjunto com maior rigidez relativa placa/solo, tornando a distribuição das tensões na base equivalente à de uma fundação rígida.

A Figura 126 abaixo apresenta os diagramas de tensões transmitidas ao solo dos modelos planos C-kva a C-kve em que se observa no modelo C-kva que as tensões máximas ocorrem com valores da ordem de 250 kN/m² e próximo ao centro da peça. Já no modelo C-kve, que apresenta maior rigidez relativa placa/solo, as tensões máximas ocorrem próximo da borda e com valores da ordem de 190 kN/m².

Figura 126 – Modelos planos - Tensões na base da fundação (kN/m²).



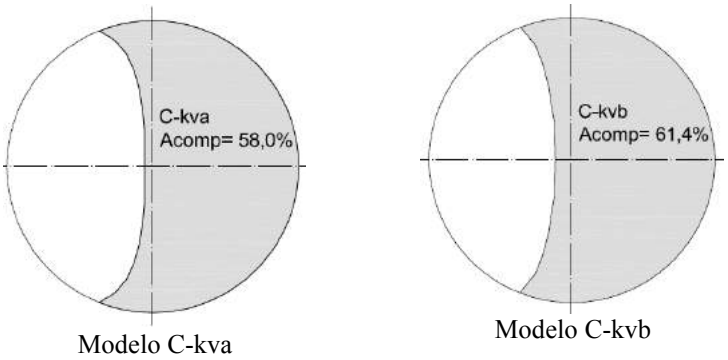


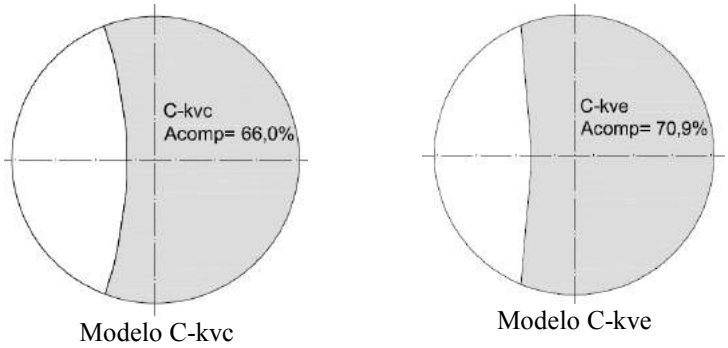
Fonte: Elaborado pelo autor.

Observa-se também a variação da área comprimida da base em função da rigidez relativa placa/solo, em que no modelo C-kva a linha neutra localiza-se próximo ao eixo vertical da base se curvando nas bordas. Nos demais modelos se observa a linha neutra com tendência de retificação e se movendo para mais distante do eixo vertical.

A Figura 127 apresenta a área comprimida da base dos modelos planos estudados em relação à área total, sendo obtida de forma aproximada com auxílio de ferramenta de desenho *AutoCad*. Pode-se observar que ocorre o aumento da área comprimida com a redução da rigidez do coeficiente de reação.

Figura 127 – Modelos planos - Área comprimida da base.





Fonte: Elaborado pelo autor.

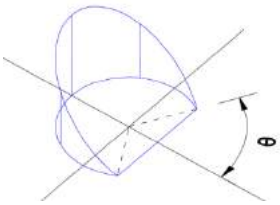
Nesses modelos pode-se verificar que, apesar de não haver variação dos carregamentos, geometria e materiais, havendo apenas variação na constante de reação das condições de contorno, as tensões e área comprimida da base sofrem alterações.

Para comparar a área comprimida obtida dos modelos numéricos planos com o cálculo analítico, as cargas atuantes na estrutura são transferidas para a base da fundação, sendo que para efeito de comparação, como nos modelos planos a carga horizontal é aplicada na placa rígida auxiliar 10cm acima do eixo dos elementos de casca, o seu momento em relação à base considera apenas essa excentricidade para a transferência do esforço.

Para a determinação analítica da área comprimida foi realizado o cálculo integral iterativo do volume das tensões da base (Figura 128) considerando a fundação rígida e variando o ângulo θ até obter equilíbrio de forças e momentos, obtendo-se como resultado a área comprimida da base (Acomp.) indicada na Tabela 29.

R =	9,4	m	r1 =	2,35	m
A =	277,59	m²	r2 =	5,54	m
W =	652,34	m3			

Figura 128 – Sólido de tensões na base da fundação considerada como rígida.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 29 – Área comprimida da base.

V (kN)	M (kN.m)	e (m)	σmax (kN/m²)	θ (rad)	A (m²)	Acomp.
20.880	90.913	4,35	243,18	1,23	196,76	70,9%

Fonte: Elaborado pelo autor.

Comparando o nível de tensão máxima (σmax) da Tabela 29 com a Figura 124 e Figura 125, se observa que são da mesma ordem de grandeza, no entanto, nos modelos com coeficiente de reação mais rígidos, a tensão máxima não ocorre na borda da fundação, como considerado no cálculo analítico para placa rígida. O cálculo analítico da área comprimida da base considerando a fundação como rígida apresenta variação de apenas 0,02% para o modelo C-kve, validando portanto os cálculos analíticos e o comportamento desse modelo como rígido.

Com as análises acima pode-se observar que a distribuição das tensões na base sofre uma variação muito grande em função da rigidez do solo, ou do coeficiente de reação utilizado no modelo, pois os modelos analisados possuem mesma, geometria, carregamentos e materiais, variando apenas a rigidez do parâmetro *kv* das condições de contorno. As distribuições das tensões na base mostram comportamento rígido nos casos dos modelos com coeficientes de reação mais deformável (C-kvc e C-kve).

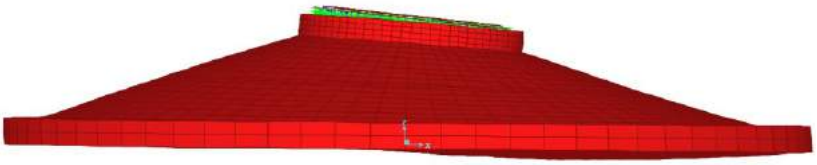
As distribuições do modelo C-kve acima mostram que mesmo com a geometria da sapata definida como flexível de acordo com a Equação (7), apresentada na ABNT NBR 6118 (2014), ao se realizar a interação solo-estrutura com coeficiente de reação mais flexível, a estrutura pode se comportar como rígida, apresentando diagrama de tensões linear similar ao obtido para conjunto placa/solo rígido.

5.2.7 Análise dos Deslocamentos

Apesar dos autores de teorias de coeficiente de reação, como o modelo de Winkler, não o recomendar para estimar recalques e deslocamentos da estrutura, neste item serão avaliados os deslocamentos apenas para fins de comparação, realizada para a combinação de cargas extremas característica COMB3k.

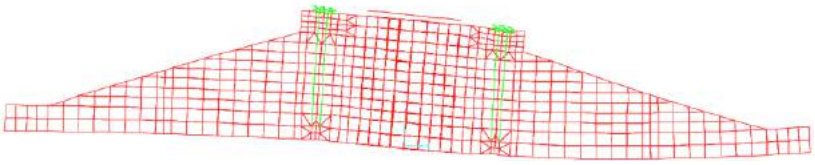
A Figura 129 e Figura 130 apresentam a vista lateral da deformada do modelo MS3-kva e a deformada do eixo crítico respectivamente.

Figura 129 – Deformada Modelo MS3-kva (escala multiplicada por 200).



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 130 – Deformada no eixo crítico do Modelo MS3-kva (escala multiplicada por 200).

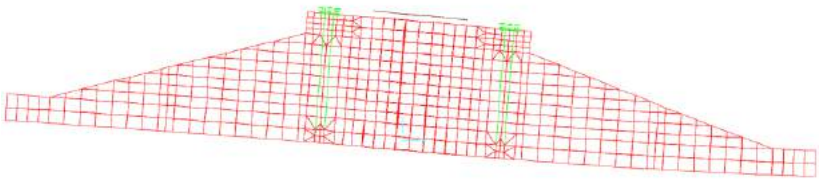


Fonte: Elaborado pelo autor.

Pode-se observar nas deformadas acima um abaulamento maior entre as seções *Sec1* e *Sec3* no contato da base com o solo, que ocorre para a fundação com menor rigidez placa/solo, estando de acordo com a distribuição das tensões na base da Figura 124.

A Figura 131 apresenta a deformada do eixo crítico do modelo MS3-kve, que possui maior rigidez placa/solo, em que se pode observar a maior rotação da estrutura em relação ao seu eixo, porém mantendo a linha da base na interface solo/estrutura aparentemente plana, sem grandes deformações.

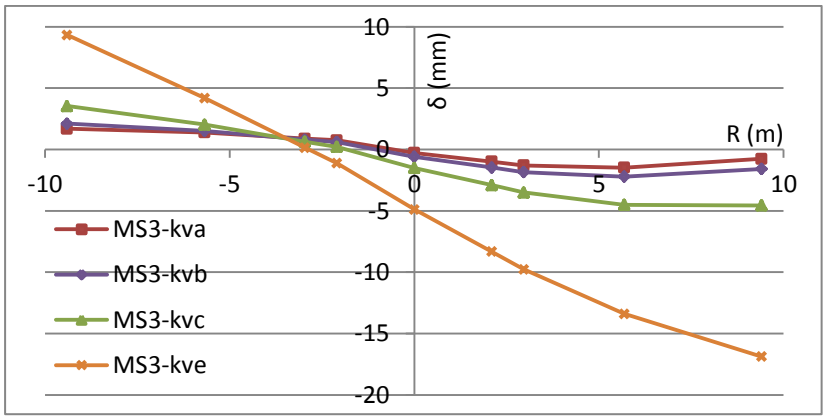
Figura 131 - Deformada no eixo crítico do modelo MS3-kve (escala multiplicada por 200).



Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 132 apresenta os deslocamentos na interface solo/estrutura do eixo crítico do modelo MS3-kva para a variação do coeficiente de reação kv_a a kv_e, tendo unidade em metros no eixo horizontal e em milímetros no eixo vertical. Pode-se verificar que como a variação entre os modelos é apenas na constante de reação das condições de contorno, os deslocamentos verticais apresentam grande variação, principalmente para o modelo MS3-kve, que apresenta grandes deslocamentos em comparação com os outros modelos, porém o eixo de rotação da base no eixo crítico é praticamente o mesmo em todos os modelos.

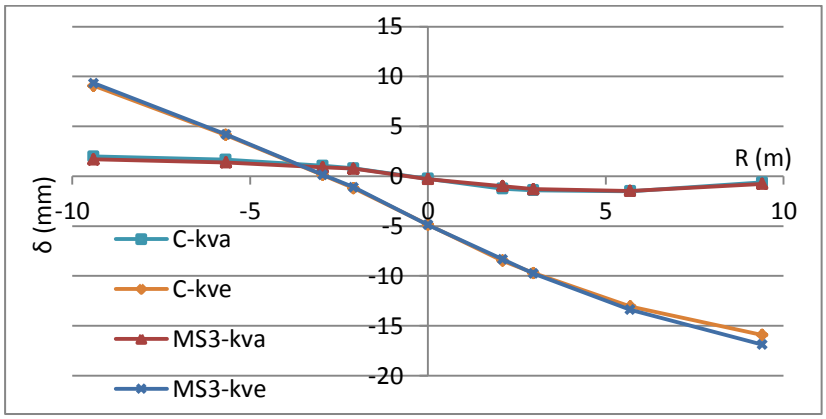
Figura 132 – Modelos MS3 – Deslocamentos em função de *kv*.



Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 133 apresenta os deslocamentos na interface solo/estrutura do eixo crítico dos modelos planos e sólidos para a variação do coeficiente de reação kv_a e kv_e. Pode-se verificar que os tipos de elementos não influenciam significativamente nos deslocamentos dos modelos com o mesmo coeficiente de reação.

Figura 133 – Deslocamentos dos modelos planos e sólidos em função de *kv*.



Fonte: Elaborado pelo autor.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com os estudos realizados pôde-se avaliar o comportamento estrutural dos modelos numéricos de fundações diretas de aerogeradores em elementos finitos planos e sólidos, além de avaliar as formas de aplicação das cargas nos modelos para verificar quando é válido o uso de modelos computacionais mais complexos.

Com os resultados obtidos verificou-se que nos modelos sólidos, a forma de aplicação dos carregamentos da torre influencia na distribuição das tensões na região de aplicação desses esforços, alterando o panorama dos esforços normais na região do pedestal.

As análises comparativas dos modelos planos e sólidos permitiram verificar que os esforços normais nos modelos sólidos não sofrem grande influência da magnitude da carga horizontal do vento, do coeficiente de reação e da liberação das molas na área não comprimida da base. Já nos modelos planos, os esforços normais obtidos são pequenos e dependem diretamente da carga horizontal, não havendo diferença significativa para a variação de *kv*.

Com os resultados obtidos pôde-se verificar que os esforços de momento fletor, normal e cortantes apresentam grande variação nas seções mais carregadas dos modelos de fundação com elementos de casca e sólidos estudados. Nas demais seções, os esforços não apresentam grande variabilidade entre os modelos. Como a resultante dos esforços normais dos modelos em elementos sólidos na maior parte das seções é de compressão, nesses modelos obtêm-se menor armadura requerida, portanto, maior economia de aço.

Concluímos que os modelos em elementos finitos sólidos, por terem comportamento tridimensional com formação de bielas e pequenas aproximações com a geometria real da fundação em relação aos modelos planos, além de permitirem a simulação da protensão dos parafusos, fornecem mais informações, como a distribuição das tensões ao longo da altura e são mais econômicos para o dimensionamento das armaduras, podendo haver economia de aço de até 45% nas seções de maior concentração de cargas.

Mesmo possuindo suas limitações, os modelos planos ainda apresentam bons resultados e possuem modelagem, processamento e pós-processamento muito mais rápidos, recomendando-se a utilização desses modelos mais simplificados na fase de projeto básico da fundação para auxiliar na tentativa de validação dos resultados de um modelo sólido. É um modelo importante para uma análise prévia dos seus esforços resultantes antes de incluir o efeito da dimensão vertical da fundação no modelo e conceber um modelo mais sofisticado

em elementos sólidos para obter economia de aço, que exige mais esforço de elaboração e análise dos resultados.

O método de cálculo analítico da área comprimida da base considerando a fundação como rígida, apesar de não haver variação dos carregamentos, geometria e materiais dos modelos, apresentou melhores resultados para os modelos com menor valor de coeficiente de reação, que, portanto, possui maior rigidez placa/solo, ou seja, podendo ser aproximada para fundação rígida.

Mesmo com a geometria da sapata definida como flexível de acordo com o critério da norma ABNT NBR 6118 (2014), para modelo de interação solo-estrutura com pequena rigidez do solo, as tensões na base da sapata podem ter comportamento de placa/solo rígido.

Pela avaliação da interação solo-estrutura das fundações pôde-se verificar que uma grande variação do coeficiente de reação vertical não influencia significativamente os esforços para o dimensionamento das armaduras, principalmente na região do pedestal e de momentos negativos. Pôde ser verificado que um estudo muito refinado para obtenção do coeficiente de reação não é justificado para o tipo de estrutura analisada devido à pequena diferença nas tensões internas, momentos atuantes e armaduras requeridas, portanto, sem trazer significativa economia para a estrutura. As principais diferenças entre os modelos com diferentes coeficientes de reação ocorrem na distribuição das tensões na base e nas suas deformações.

Os deslocamentos no contato sapata/solo não apresentam diferenças significativas entre os modelos planos e sólidos com mesmo coeficiente de reação, assim como para os modelos sólidos com diferentes tipos de aplicação das cargas da torre.

Ao final desta pesquisa obteve-se uma ferramenta computacional que realiza a integração das tensões de elementos finitos sólidos de modo prático, fácil e confiável para a utilização em projetos.

O estudo comparativo dos esforços internos dos modelos em elementos sólidos somente foi possível devido ao desenvolvimento da ferramenta computacional para integração das tensões, conferindo mais rapidez na extração dos resultados e análise dos esforços para o projetista prosseguir com o dimensionamento estrutural, o que na ausência de tal ferramenta, inviabilizaria o estudo de modelos sólidos.

6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

O desenvolvimento deste trabalho, que trata da análise de diferentes modelos numéricos em elementos finitos de fundações diretas de aerogeradores, permite dar

continuidade aos seus estudos. Para complementar as análises desse trabalho, sugere-se alguns temas de interesse, a citar:

- Análise de fundação em elementos sólidos com a malha mais refinada nas extremidades dos parafusos de ancoragem;
- Análise como biela-tirante da região central da fundação;
- Análise de outras geometrias e dimensões de fundação de aerogeradores;
- Complementação da ferramenta computacional para análise de todas as combinações e carregamentos em apenas uma rotina;
- Aprimoramento da ferramenta de cálculo analítico da área comprimida da base da fundação circular considerando a rigidez relativa placa-solo.

7 REFERÊNCIAS

ABEEólica - Associação Brasileira de Energia Eólica. (2018). *Boletim Anual de Geração Eólica 2018.* Acesso em 03 de junho de 2019, disponível em http://abeeolica.org.br/wp-content/uploads/2019/05/Boletim-Anual_2018.pdf

ABNT NBR 6118. (2014). *NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento* (3a ed.). Rio de Janeiro: ABNT.

ABNT NBR 6122. (2010). *NBR 6122: Projeto e Execução de Fundações* (2a ed.). Rio de Janeiro: ABNT.

ABNT NBR 6489. (1984). *NBR 6489: Prova de Carga Direta sobre Terreno de Fundação.* ABNT.

ABNT NBR IEC 61400-1. (2018). *Aerogeradores - Parte 1: Requisitos de Projeto.*

ALAY, A. M., TOMIO, S., SEKINE, W., & OSAMU, T. (2014). Axisymmetric Finite Element Method Considering Dynamic Interaction of Wind Turbine, Pile Foundation and Soil and Time History Response Analysis Method Comparison. *Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology.* Istambul.

ALEXANDRE JÚNIOR, M. C. (19 de dezembro de 2017). *Suporte On-line AltoQi.* Acesso em 21 de outubro de 2018, disponível em http://faq.altoqi.com.br/pdf.php?cat=174&id=1045&artlang=pt-br

ALONSO, U. R. (1983). *Exercícios de Fundações.* São Paulo: Edgard Blucher.

ALVES FILHO, A. (2000). *Elementos Finitos - A Base da Tecnologia CAE.* São Paulo: Érica.

American Concrete Institute (A.C.I.). (1988). Suggested Analysis and Design Procedures for Combined Footings and Mats, Reported by ACI Committee 336. *Journal of the A.C.I.*

ARAÚJO, C. A., Puel, A., & Candemil, A. (2014). Análise Numérica de Fundações Diretas de Aerogeradores. *VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas*.

AUSTIN, S., & JERATH, S. (14 de july de 2017). Effect of soil-foundation-structure interaction on the seismic response of wind turbines. *Ain Shams Engineering Journal, 8*, pp. 323-331.

BANIOTOPOULOS, C., BORRI, C., & STATHOPOULOS, T. (2011). *Environmental Wind Engineering and Design of Wind Energy Structures - CISM Courses and Lectures, vol. 531.* SpringerWien NewYork.

BERBERIAN, D. (2016). *Engenharia de Fundações* (3a ed.). Brasília: ISBN.

BERBERIAN, D. (19-22 de Outubro de 2016). Estimativa do Coeficiente do Recalque Através de Correlações Semi-Empíricas e Provas de Placas. *COBRAMSEG 2016 - XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*.

BOTELHO, M. H., & Marchetti, O. (2002). *Concreto Armado - Eu te amo* (3a ed.). São Paulo: Edgard Blucher.

BOWLES, J. E. (1968). *Foundation Analysis and Design.* McGraw-Hill Book Company.

BOWLES, J. E. (1997). *Foundation Analysis and Design* (5a ed.). New York: McGraw-Hill Companies.

CAMACHO E SILVA, B. S. (2013). *A Engenharia Civil e a Produção Industrial de Energia Eólica.* Lisboa: Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.

CAMPOS, J. C. (2015). *Elementos de Fundações em Concreto.* São Paulo: Oficina de Textos.

CFMS - Comité Français de Mécanique des Sols et de Géotechnique. (2011). *Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des fondations d'éoliennes.*

COMPUTERS AND STRUCTURES, INC. (2017). *CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS,SAFE and CSIBridge.* Berkley.

CPH - Comisión Permanente del Hormigón. (2009). *Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08)* (3 ed.). Ministerio de Fomento.

DALMAZ, A. (2007). *Estudo do Potencial Eólico e Previsão de Ventos para Geração de Eletricidade em Santa Catarina.* Florianópolis: Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico. Programa de Pós-graduação em Engenharia Mecânica.

DNV/RISO. (2002). *Guidelines for Design of Wind Turbines* (2nd edition ed.). Denmark.

Eurocode 7. (2010). *Geotechnical design - Part 1: General Rules.*

Fish, J., & Belytschko, T. (2009). *Um Primeiro Curso em Elementos Finitos.* Rio de Janeiro: LTC.

FISH, J., & BELYTSCHKO, T. (2009). *Um Primeiro Curso em Elementos Finitos.* Rio de Janeiro: LTC.

FUSCO, P. B. (1995). *Técnica de armar as estruturas de concreto.* São Paulo: Pini.

GAVIOLI, F., & DE ALBUQUERQUE, P. J. (19-22 de Outubro de 2016). Análise da Interação Solo-Estrutura das Fundações de Unidades Aerogeradoras. *XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - COBRAMSEG 2016*.

GERMÁN, V. H. (2012). *Optimización del Diseño de la Cimentación para un Aerogenerador de Gran Altura.* Barcelona: Universitat Politècnica de Catalunya.

Germanischer Lloyd. (2010). *Guidelines for the Certification of Wind Turbines.* Hamburg: Germanischer Lloyd.

GOMES, D. D. (19-22 de Outubro de 2016). Principais Aspectos Geotécnicos a serem Avaliados para Projeto de Fundações de Torres Eólicas. *XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - COBRAMSEG 2016*.

GUERRIN, A. (1955). *Tratado de Concreto Armado - As Fundações* (Vol. 2). Hemus.

HACHICH, W., Falconi, F. F., Saes, J. L., Frota, R. G., Carvalho, C. S., & Niyama, S. (1996). *Fundações: Teoria e Prática.* São Paulo: Pini.

HARTMANN, F., & KATZ, C. (2007). *Structural Analysis with Finite Elements* (2a ed.). Berlin: Springer-Verlag Berlin Heidelberg GmbH.

HAU, E. (2006). *Wind Turbines - Fundamentals, Technologies, Application, Economics* (2a ed.). Springer.

HETÉNYI, M. (1946). *Beams on elastic foundation: theory with applications in the fields of civil and mechanical engineering* (Vol. XVI). Ann Arbor: The University of Michigan Press.

KAUSHALKUMAR, K. (2004). *Development of Membrane, Plate and Flat Shell Elements in Java - Master of Science in Civil Engineering.* Virginia: Virginia Polytechnic Institute & State University.

MELLO, V. F. (Junho de 1971). The Standard Penetration Test. *4th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol I*, pp. 1-86.

MILITITSKY, J. (jul-set de 2014). Desafios na solução de fundações de aerogeradores. *Concreto & Construções*, 49-61.

MILITITSKY, J. (2019). *Fundações de Torres: aerogeradores, linhas de transmissão e telecomunicações.* São Paulo: Oficina de Textos.

Ministério de Minas e Energia, Empresa de Pesquisa Energética. (2015). Fonte: http://www.epe.gov.br/PDEE/Relat%C3%B3rio%20Final%20do%20PDE%202024.pdf

MOHAMED, W., & AUSTRELL, P.-E. (06 de September de 2017). A Comparative study of three onshore wind turbine foundation solutions. *Computers and Geotechnics, 94*, pp. 46-57.

MOHAMED, W., AUSTRELL, P.-E., & DAHLBLOM, O. (07 de march de 2018). A new and reusable foundation solution for onshore windmills. *Computers and Geotechnics, 99*, pp. 14-30.

OH, K.-Y., KIM, J.-y., & LEE, J.-S. (Junho de 2013). Preliminary evaluation of monopile foundation dimensions for an offshore wind turbine by analysing hydrodynamic load in the frequency domain. *Renewable Energy, 54*, pp. 211-218.

OLARIU, C.-P. (12 de February de 2013). Soil-Structure Interation in Case of a Wind Turbine. *Bulletim of the Polytechnic Institute of Jassy*, pp. 159-174.

PINTO, M. d. (2013). *Fundamentos de Energia Eólica.* Rio de Janeiro: LTC.

PUEL, A. (18 a 20 de Maio de 2016). Base de Aerogeradores: Comparativo de Dimensionamento Modelo MEF e Modelo Biela/Tirante. *IX Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas*.

REIS, E. B., & AZEVEDO, C. P. (19-22 de Outubro de 2016). Fundações para Aerogeradores. *XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - COBRAMSEG 2016*.

ROVERE, H. L. (2002). EE08 - Utilização do Método dos Elementos Finitos em Projetos de Estruturas. *Apostila do Curso de Pós-Graduação "Latu Sensu" - Especialização em Projeto de Estruturas*. UFSC.

SORIANO, H. L. (2009). *Elementos Finitos - Formulações e Aplicação na Estática e Dinâmica das Estruturas.* Rio de Janeiro: Ciência Moderna.

SOUZA, F. A. (2017). *Radier simples, armado e protendido.* Campinas: Edição do Autor.

SPERNAU, W. (2008). *ECV-5265 Estruturas de Fundações - Notas de Aula - Disciplina do Curso de Graduação de Engenhaira Civil (ECV/CTC/UFSC).* Universidade Federal de Santa Catarina.

STATHOPOULOS, T., & BANIOTOPOULOS, C. C. (2007). *Wind Effects on Buildings and Design of Wind-Sensitive Structures - CISM Courses and Lectures No. 493.* SpringerWien NewYork.

Svensson, H. (2010). *Design of Foundations for Wind Turbines.* Lund University - Department of Construction Sciences - Structural Mechanics - Master's Dissertation.

SVENSSON, H. (2010). *Design of Foundations for Wind Turbines.* Lund University - Department of Construction Sciences - Structural Mechanics - Master's Dissertation.

TENG, W. C. (1962). *Foundation Design.* Englewood Cliffs: Prentice-Hall.

TEODORU, I.-B., & MUSAT, V. (2010). The Modified Vlasov Foundation Model: An Attractive Approach for Beams Resting on Elastic Supports. *EJGE, Vol. 15*.

TERZAGHI, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics.* John Willey and Sons.

TERZAGHI, K. (1955). Evaluation of coefficients of subgrade reaction. *Géotechnique, Vol. 5*(Ed. 4), 297-326.

TSCHEBOTARIOFF, G. P. (1978). *Fundações, Estruturas de Arrimo e Obras de Terra.* São Paulo: McGraw-Hill do Brasil.

VAZ, L. E. (2011). *Método dos Elementos Finitos em Análise de Estruturas.* Rio de Janeiro: Elsevier.

VELLOSO, D. A., LOPES, F. R., & SANTA MARIA, P. E. (1996). Princípios e Modelos Básicos de Análise. In: W. Hachich, F. Falconi, J. L. Saez, R. Frota, C. Carvalho, & S. Niyama, *Fundações - Teoria e Prática* (pp. 163-196). São Paulo: PINI.

VELLOSO, D. d., & LOPES, F. d. (1997). *Fundações Vol.1* (2a ed., Vol. 1). Rio de Janeiro: COPPE-UFRJ.

VILLAÇA, S. F., & TABORDA Garcia, L. F. (1998). *Introdução à Teoria da Elasticidade* (3a ed.). Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ.

WILSON, E. L. (2002). *Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures - A Physical Approach with Emphasis on Earthquake Engineering* (3a ed.). Berkley: Computers and Structures, Inc.

ZIENKIEWICZ, O. C., & TAYLOR, R. L. (2000). *The Finite Element Method - Solid Mechanics* (5a ed., Vol. 2). Butterworth-Heinemann.

8 APÊNDICE I – ESFORÇOS INTERNOS DOS PRINCIPAIS MODELOS ESTUDADOS

8.1 MODELOS SÓLIDOS

Esforços Internos - Direção Radial		Seção					
		Sec1	Sec2	Sec3	Sec4	Sec5	Sec6
MS1-kva	Md (kN.m)	5722,5	4471,4	1025,2	-3658,9	-2614,8	-528,8
	Nd (kN)	-92,8	-697,1	-203,4	-179,2	181,6	18,1
MS2-kva	Md (kN.m)	5132,6	4704,4	1053,1	-4548,4	-2684,7	-534,0
	Nd (kN)	-168,9	-817,8	-162,4	-448,9	-136,1	-26,4
MS3-kva	Md (kN.m)	5299,3	4703,9	1053,1	-4347,5	-2685,9	-534,1
	Nd (kN)	-16,5	-817,8	-162,2	-217,1	-136,2	-26,5
Altura média da seção	Hméd (m)	3,00	2,38	1,49	3,00	2,38	1,49
Distância ao centro	r (m)	2,10	2,99	5,69	-2,10	-2,99	-5,69

Obs: Nd < 0 = Compressão

Esforços Internos - Direção Tangencial		Seção					
		Sec1	Sec2	Sec3	Sec4	Sec5	Sec6
MS1-kva	Md (kN.m)	3391,7	1990,5	548,3	-2907,9	-1573,8	-416,2
	Nd (kN)	-2239,7	-331,8	307,5	1358,1	32,4	-186,2
MS2-kva	Md (kN.m)	3964,1	1835,0	540,8	-2857,9	-1640,7	-424,5
	Nd (kN)	-3425,9	52,0	406,7	-358,5	392,8	-74,7
MS3-kva	Md (kN.m)	4056,8	1836,1	540,9	-2758,3	-1640,0	-424,4
	Nd (kN)	-3354,1	52,7	406,7	-271,8	392,8	-74,4
Altura média da seção	Hméd (m)	3,00	2,38	1,49	3,00	2,38	1,49
Distância ao centro	r (m)	2,10	2,99	5,69	-2,10	-2,99	-5,69

Obs: Nd < 0 = Compressão

Esforços Internos – Direção Radial		Seção					
		Sec1	Sec2	Sec3	Sec4	Sec5	Sec6
MS3-kva	Md (kN.m)	5299,3	4703,9	1053,1	-4347,5	-2685,9	-534,1
	Nd (kN)	-16,5	-817,8	-162,2	-217,1	-136,2	-26,5
	Vd (kN)	-51,3	2438,6	754,0	299,9	-1638,3	-399,5
MS3-kvb	Md (kN.m)	5341,9	4782,1	1152,8	-4375,6	-2704,9	-539,2
	Nd (kN)	-29,0	-822,2	-146,7	-231,4	-150,4	-33,7
	Vd (kN)	-100,8	2381,4	761,9	310,8	-1639,0	-400,0
MS3-kvc	Md (kN.m)	5407,2	4886,0	1269,6	-4382,6	-2712,6	-543,2
	Nd (kN)	-45,6	-830,5	-130,5	-245,9	-171,4	-42,9
	Vd (kN)	-152,4	2324,1	774,0	354,6	-1619,9	-400,0
MS3-kve	Md (kN.m)	5462,7	4967,2	1350,8	-4357,8	-2695,9	-545,3
	Nd (kN)	-61,7	-842,6	-123,8	-255,1	-188,9	-50,7
	Vd (kN)	-180,8	2294,2	786,4	394,6	-1588,3	-400,0
Altura média da seção	Hméd (m)	3,00	2,38	1,49	3,00	2,38	1,49
Distância ao centro	r (m)	2,10	2,99	5,69	-2,10	-2,99	-5,69

Obs: Nd < 0 = Compressão

Esforços Internos - Direção Tangencial		Seção					
		Sec1	Sec2	Sec3	Sec4	Sec5	Sec6
MS3-kva	Md (kN.m)	4056,8	1836,1	540,9	-2758,3	-1640,0	-424,4
	Nd (kN)	-3354,1	52,7	406,7	-271,8	392,8	-74,4
MS3-kvb	Md (kN.m)	4110,8	1908,2	591,5	-2740,2	-1626,7	-426,1
	Nd (kN)	-3357,9	40,4	414,5	-258,5	409,2	-60,3
MS3-kvc	Md (kN.m)	4173,2	1988,3	647,3	-2734,0	-1629,6	-431,0
	Nd (kN)	-3362,3	25,9	423,6	-259,9	419,6	-43,5
MS3-kve	Md (kN.m)	4206,9	2033,9	681,2	-2729,6	-1635,1	-435,8
	Nd (kN)	-3375,4	6,3	419,5	-266,6	426,2	-27,7
Altura média da seção	Hméd (m)	3,00	2,38	1,49	3,00	2,38	1,49
Distância ao centro	r (m)	2,095	2,9867	5,69	-2,095	-2,9867	-5,69

Obs: Nd < 0 = Compressão

8.2 MODELOS DE CASCA

Esforços Internos - Direção Radial		Seção					
		Sec1	Sec2	Sec3	Sec4	Sec5	Sec6
C-kva	Md (kN.m)	7381,9	5682,8	1248,9	-4227,2	-3163,4	-683,5
	Nd (kN)	1,6	-65,7	-28,6	-0,9	65,7	28,6
	Vd (kN)	-5773,5	2607,9	762,7	3652,9	-1585,2	-424,6
C-kvb	Md (kN.m)	7408,9	5770,4	1377,9	-4250,5	-3181,7	-687,4
	Nd (kN)	-0,1	-65,7	-28,6	0,1	65,7	28,7
	Vd (kN)	-5803,0	2534,1	781,2	3680,8	-1591,3	-425,1
C-kvc	Md (kN.m)	7471,7	5900,4	1535,7	-4227,1	-3177,2	-689,1
	Nd (kN)	-0,1	-65,7	-28,7	0,1	65,8	28,7
	Vd (kN)	-5856,6	2456,8	805,8	3678,1	-1573,3	-424,7
C-kve	Md (kN.m)	7536,2	6016,9	1653,0	-4154,0	-3138,2	-689,3
	Nd (kN)	-0,1	-65,8	-28,8	0,1	65,8	28,8
	Vd (kN)	-5912,7	2411,2	826,2	3641,4	-1534,4	-424,5
Altura média da seção	Hméd (m)	3,00	2,38	1,49	3,00	2,38	1,49
Distância ao centro	r (m)	2,095	2,987	5,69	-2,10	-2,99	-5,69

Obs: Nd < 0 = Compressão

Esforços Internos - Direção Tangencial		Seção					
		Sec1	Sec2	Sec3	Sec4	Sec5	Sec6
C-kva	Md (kN.m)	3114,4	2366,7	661,6	-2088,7	-1562,3	-463,4
	Nd (kN)	0,4	11,3	21,8	-0,3	-11,2	-21,8
C-kvb	Md (kN.m)	3228,4	2448,1	726,5	-2029,0	-1539,3	-461,9
	Nd (kN)	0,0	11,2	21,8	0,0	-11,2	-21,8
C-kvc	Md (kN.m)	3368,2	2548,3	803,4	-1954,1	-1507,0	-457,7
	Nd (kN)	0,0	11,2	21,9	0,0	-11,2	-21,9
C-kve	Md (kN.m)	3470,5	2621,2	857,6	-1896,8	-1477,9	-453,8
	Nd (kN)	0,1	11,3	21,9	-0,1	-11,3	-21,9
C-kva kh	Md (kN.m)	3114,4	2366,7	661,6	-2088,6	-1562,3	-463,4
	Nd (kN)	0,0	16,8	25,5	0,0	-4,7	-14,6
C-kva s_Fh	Md (kN.m)	3110,2	2362,6	660,2	-2084,6	-1559,7	-462,4
	Nd (kN)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Altura média da seção	Hméd (m)	3,00	2,38	1,49	3,00	2,38	1,49
Distância ao centro	r (m)	2,095	2,9867	5,69	-2,095	-2,9867	-5,69

Obs: Nd < 0 = Compressão

9 APÊNDICE II – PRINCIPAIS MACROS

9.1 MACRO - INTEGRAÇÃO DAS TENSÕES

```
'Integração Macro
Application.ScreenUpdating = False
'Limpa dados
   ActiveWorkbook.Worksheets(4).Select
   Range("A4:O200").Select
   Selection.ClearContents
   Range("A4").Select

'Limpa grade de borda
Range("A4:K22").Select
With Selection
   .Borders(xlEdgeLeft).LineStyle = xlNone
   .Borders(xlEdgeTop).LineStyle = xlNone
   .Borders(xlEdgeBottom).LineStyle = xlNone
   .Borders(xlEdgeRight).LineStyle = xlNone
End With

'Limpa gráfico
For Each ChartObject In ActiveSheet.ChartObjects
ChartObject.Delete
Next

'Importa dados
ActiveWorkbook.Worksheets(3).Select
 Range("A4:H4").Select
   Range(Selection, Selection.End(xlDown)).Select
   'Range(Selection, Selection.End(xlToRight)).Select
   Selection.Copy
ActiveWorkbook.Worksheets(4).Select
   Range("A4").Select
   ActiveSheet.Paste
```

```
'Apaga células S11 vazias
Range("G300").Select
   Selection.End(xlUp).Select
   ActiveCell.Offset(0, 1).Select

Do While ActiveCell.Row >= 4

If ActiveCell.Value = Empty Then
ActiveCell.EntireRow.Delete
End If
ActiveCell.Offset(-1, 0).Select
Loop

'Acha Linha Neutra
Range("H4").Select

LN:
If ActiveCell.Value < 0 Then GoTo Negativo Else: GoTo Positivo

Negativo:
   Do While ActiveCell.Value < 0
   ActiveCell.Offset(1, 0).Select
   Loop
   GoTo linha_neutra

Positivo:
   Do While ActiveCell.Value > 0
   ActiveCell.Offset(1, 0).Select
   Loop
   GoTo linha_neutra
 End
```

```
linha_neutra:
        If ActiveCell.Value = Empty Then
        GoTo Resultante
        Else
        End If
 If ActiveCell.Row < 24 Then
    ActiveCell.EntireRow.Select
    Selection.Insert Shift:=xlDown, CopyOrigin:=xlFormatFromLeftOrAbove

'Escreve Linha Neutra
    ActiveCell.Value = "LN"
    With Selection
        .HorizontalAlignment = xlCenter
        .VerticalAlignment = xlBottom
    End With

'Caso linha neutra esteja na segunda linha
    If Range("G5").Value = Empty Then
    Range("G5").Select
    Else
    Range("G4").Select
    Selection.End(xlDown).Select
    ActiveCell.Offset(1, 0).Select
    End If

'Se LN = linha 9, Z = =G8-kvaBS(H8)*(G8-G10)/(ABS(H8)+ABS(H10))
    ActiveCell.FormulaR1C1 = _
        "=R[-1]C-kvaBS(R[-1]C[1])*(R[-1]C-R[1]C)/(ABS(R[-
1]C[1])+ABS(R[1]C[1]))"
'S11=0
    ActiveCell.Offset(0, 1).Select
    ActiveCell.FormulaR1C1 = "0"

'Procura mais de 1 linha neutra
```

```
    ActiveCell.Offset(1, 0).Select
  If ActiveCell.Row < 24 Then GoTo LN
  End If

ActiveWorkbook.Worksheets(7).Range("A2").Value = 0.7

Resultante:
Dim NumLinha As Integer
Range("G4").Select
    Range(Selection, Selection.End(xlDown)).Select
    NumLinha = Selection.Rows.Count + 3 'Conta número da última linha

'Fi
    Range("I4").Select
    Selection.Formula = "=(H4+H5)*(G4-G5)/2"

'Se S13
If ActiveWorkbook.Worksheets(3).Range("AA1").Value = "S13" Then
GoTo Integra
End If
'Zi
    Range("J4").Select
    Range("J4").FormulaR1C1  =  "=IF(ABS(RC[-2])>ABS(R[1]C[-2]),RC[-3]-(RC[-
3]-R[1]C[-3])/3*(RC[-2]+2*R[1]C[-2])/(RC[-2]+R[1]C[-2]),R[1]C[-3]+(RC[-3]-R[1]C[-
3])*(R[1]C[-2]+2*RC[-2])/(3*(R[1]C[-2]+RC[-2])))"

'Mi
    Range("K4").Select
    ActiveCell.FormulaR1C1 = "=-RC[-2]*(RC[-1]-R4C7/2)"

Integra:
'Completa tabela considerando 3 linha neutras
Dim nline, nlinha As Integer
```

```
'Completa Fi
   Dim Fi As Double
   Range("I4").Select
   Set FilRrangeFi = Range("I4:I" & NumLinha - 1)
   Selection.AutoFill Destination:=FilRrangeFi
   Range("I" & NumLinha).Select
   Fi = Application.WorksheetFunction.Sum(FilRrangeFi)
   ActiveCell.Value = Fi
   ActiveCell.Font.Bold = True

'Se S13
If Worksheets(3).Range("AA1").Value = "S13" Then
GoTo Next1
End If
'Completa zi
   Range("J4").Select
   Set FilRrangeZi = Range("J4:J" & NumLinha - 1)
   Selection.AutoFill Destination:=FilRrangeZi

'Completa Mi
   Dim Mi As Double
   Range("K4").Select
   Set FilRrangeMi = Range("K4:K" & NumLinha - 1)
   Selection.AutoFill Destination:=FilRrangeMi
   Range("K" & NumLinha).Select
   Mi = Application.WorksheetFunction.Sum(FilRrangeMi)
   ActiveCell.Value = Mi
   ActiveCell.Font.Bold = True

Next1:
ActiveWorkbook.Worksheets(7).Range("A2").Value = 0.8

 ActiveWorkbook.Worksheets(7).Range("A2").Value = 0.9
```

```
'formata celulas
 Range("E4:K22").Select
   Selection.NumberFormat = "0.00"
   Columns("A:K").Select
   With Selection
      .HorizontalAlignment = xlCenter
      .VerticalAlignment = xlBottom
   End With

   Range("M4:M5").Select
   With Selection
      .HorizontalAlignment = xlRight
      .VerticalAlignment = xlBottom
   End With

   Range("M6").Select
   With Selection
      .HorizontalAlignment = xlLeft
      .VerticalAlignment = xlBottom
   End With

    Range("N4:N5").Select
   With Selection
      .HorizontalAlignment = xlRight
      .VerticalAlignment = xlBottom
   End With

    Range("O4:O5").Select
   With Selection
      .HorizontalAlignment = xlLeft
      .VerticalAlignment = xlBottom
   End With
```

```
    Range("M4:O5").Select
    Selection.Font.Bold = True
    Range("I22,K22").Select
    'Range("K22").Activate
    Selection.Font.Bold = True

'Insere grade de borda
 Range("A4:K" & NumLinha).Select
    With Selection.Borders(xlEdgeLeft)
        .LineStyle = xlContinuous
        .Weight = xlThin
    End With
    With Selection.Borders(xlEdgeTop)
        .LineStyle = xlContinuous
        .Weight = xlThin
    End With
    With Selection.Borders(xlEdgeBottom)
        .LineStyle = xlContinuous
        .Weight = xlThin
    End With
    With Selection.Borders(xlEdgeRight)
        .LineStyle = xlContinuous
        .Weight = xlThin
    End With
    With Selection.Borders(xlInsideVertical)
        .LineStyle = xlContinuous
        .Weight = xlThin
    End With
    With Selection.Borders(xlInsideHorizontal)
        .LineStyle = xlContinuous
        .Weight = xlThin
    End With

'Algarismos dos valores de tensão
```

```
    Range("H4").Select
    Range(Selection, Selection.End(xlDown)).Select
    Selection.NumberFormat = "0"

'Se S13
If Worksheets(3).Range("AA1").Value = "S13" Then
GoTo Cortante
End If

'Esforços Resultantes
If Worksheets(3).Range("AA1").Value = "S11" Then
Range("M4").Value = "M11="
End If

If Worksheets(3).Range("AA1").Value = "S22" Then
Range("M4").Value = "M22="
End If

Range("H4").Select
Range("N4").Value = Mi
Range("O4").Formula = "=K3"
Range("M5").Value = "N="
Range("N5").Value = Fi
Range("O5").Formula = "=I3"
Range("M6").Value = "*N<0: Compressão"

Columns("J:K").Select
Selection.EntireColumn.Hidden = False

Range("N4:N5").Select
Selection.NumberFormat = "0.00"
Application.ScreenUpdating = True
Exit Sub
```

```
Cortante:
Range("M5").Value = "V="
Range("N5").Value = Fi
Range("O5").Formula = "=I3"

Columns("J:K").Select
Selection.EntireColumn.Hidden = True

Range("N5").Select
Application.ScreenUpdating = True
End Sub
```

9.2 MACRO – GRÁFICO DE DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES

```
' grafico Macro
Application.ScreenUpdating = False

Dim Chartobj As ChartObject
Dim mychart As Chart
Dim rngchart As Range
Dim sr As Series

'deletar gráfico existente
For Each Chartobj In ActiveSheet.ChartObjects
Chartobj.Delete
Next

'Insere gráfico
Range("g4:h26").Select
ActiveSheet.Shapes.AddChart.Select
Set mychart = ActiveChart

'Deleta series indesejadas
For Each sr In mychart.SeriesCollection
```

```
ActiveChart.SeriesCollection(1).Delete
Next sr

'Seleciona serie
   ActiveChart.ChartType = xlXYScatterSmoothNoMarkers
   ActiveChart.SeriesCollection.NewSeries
   ActiveChart.SeriesCollection(1).Name = "=INTEGRAÇÃO!$H$2"
   ActiveChart.SeriesCollection(1).XValues = "=INTEGRAÇÃO!$H$4:$H$26"
   ActiveChart.SeriesCollection(1).Values = "=INTEGRAÇÃO!$G$4:$G$26"

   'Titulo Eixos
   'unidade eixo vertical
   Dim unid_y As String
   unid_y = Worksheets(2).Range("D3").Value
   ActiveChart.SetElement (msoElementPrimaryValueAxisTitleRotated)
   Selection.Caption = "Altura (" & unid_y & ")"

   'origem altura
   Dim z0 As Long
   Range("G4").Select
   Selection.End(xlDown).Select
   z0 = ActiveCell.Value

   mychart.Axes(xlValue).Select
   With Selection
   ActiveChart.Axes(xlValue).MinimumScale = z0
   End With

   'unidade eixo horizontal
   Dim unid_x, Tensao As String

   unid_x = Range("H3").Value
   Tensao = Range("H2").Value
```

```
    ActiveChart.SetElement (msoElementPrimaryCategoryAxisTitleAdjacentToAxis)
    Selection.Caption = "Tensão " & Tensao & " (" & unid_x & ")"
    ActiveChart.ChartArea.Select

    ActiveChart.ChartArea.Select

'Locação do gráfico
Set Chartobj = mychart.Parent
Set rngchart = Range("M7:T21")
Chartobj.Left = rngchart.Left
Chartobj.Top = rngchart.Top
Chartobj.Width = rngchart.Width
Chartobj.Height = rngchart.Height

'Limpa legenda
ActiveChart.HasLegend = False
ActiveChart.HasTitle = False

If Worksheets(3).Range("AA1").Value = "S13" Then
Range("N5").Select
Else
Range("N4:N5").Select
End If

Application.CutCopyMode = False
Application.ScreenUpdating = True
End Sub
```

10 APÊNDICE III - LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Evolução da Capacidade Instalada de Geração Eólica no Brasil. 12
Figura 2 – Principais partes de um aerogerador. 14
Figura 3 – Montagem do anel de aço de conexão da torre na Fundação. 17
Figura 4 – Montagem da ligação torre-fundação por "gaiola" de parafusos protendidos. 17
Figura 5 – Seção de fundação direta de aerogerador. 18
Figura 6 – Esquema de análise de um sistema físico idealizado como contínuo. 30
Figura 7 – Modelo de viga de inércia variável. 32
Figura 8 – Contexto de uso do MEF 34
Figura 9 – Comparativo de tensões radiais [kN/m²] entre modelo de placa e sólido. 35
Figura 10 - Elemento plano triangular- SAP2000 36
Figura 11 – Elemento plano retangular- SAP2000..... 36
Figura 12 – Formação do Elemento de Casca Plano. 37
Figura 13 – Forças Internas elementos planos. 38
Figura 14 – Tensões nos elementos planos 38
Figura 15 – Campo de deslocamentos do elemento sólido hexaédrico. 39
Figura 16 - Tensões Internas elementos sólidos - SAP2000. 39
Figura 17 – Tensões na base da sapata sujeita a carregamento excêntrico e lateral. 42
Figura 18 - Hipótese real elástica. 45
Figura 19 - Hipótese simplificadora de Winkler. 46
Figura 20 – Placa discretizada sobre molas. 46
Figura 21 – Correlações entre *kv* e resultados de SPT. 48
Figura 22 – Variação do coeficiente de reação *kv* corrigido em função do lado da fundação. 52
Figura 23 - Influência da rigidez na distribuição de contato. 53
Figura 24 – Dimensões da fundação para verificação da rigidez. 54
Figura 25 – Dimensões da fundação para verificação da rigidez. 54
Figura 26 - Variação linear da distribuição de pressões no solo. 55
Figura 27 – Excentricidade da carga em sapata circular. 55
Figura 28 – Distribuição das tensões na base da fundação circular sob carga excêntrica 56
Figura 29 – Zona comprimida na sapata circular 57

Figura 30 – Volume definido pela distribuição das tensões na base da fundação 50% comprimida. 57
Figura 31 – Correlação entre área comprimida da base circular e excentricidade da carga vertical. 58
Figura 32 – Fundação direta de aerogerador. 59
Figura 33 – Distribuição das tensões verticais σz na fundação. 61
Figura 34 – Seção da "Gaiola" de parafusos – Idealização da transmissão dos esforços. 61
Figura 35 – Fluxo das tensões principais (MPa). 62
Figura 36 – Metodologia para elaboração dos modelos computacionais. 63
Figura 37 – Metodologia para comparação dos modelos sólidos. 64
Figura 38 – Metodologia para comparação entre modelos de elementos planos e sólidos. 64
Figura 39 – Metodologia para comparação dos esforços normais. 64
Figura 40 - Metodologia para comparação da área comprimida e tensões na base. 65
Figura 41 – Dimensões básicas do aerogerador. 67
Figura 42 – Fundação direta do aerogerador (dimensões em centímetros). 67
Figura 43 – Ligação Torre/Fundação (dimensões em centímetros). 68
Figura 44 – Resumo dos coeficientes *kv* utilizados. 71
Figura 45 -– Carga de reaterro (kN/m²). 73
Figura 46 – Cargas extremas aplicadas no topo da fundação. 73
Figura 47 – Modelo em elementos finitos planos. 75
Figura 48 – Modelo em elementos de cascas – transmissão das cargas da torre para a fundação. 77
Figura 49 - Modelo em elementos de cascas – vista lateral da transmissão das cargas da torre para a fundação. 77
Figura 50 – Modelo S1 - vista lateral da transmissão das cargas da torre para a fundação. 80
Figura 51 – Modelagem dos parafusos. 81
Figura 52 – Modelo MS2-kva - Ligação dos parafusos. 82
Figura 53 – Modelo MS3-kva - Ligação dos parafusos com malha refinada. 82
Figura 54 – Modelo MS1– Flange com elementos tipo *link*. 83
Figura 55 – Modelo MS2 - Flange com elementos de barra e malha superior refinada. 83
Figura 56 – Modelo MS3 - Flange com elementos de barra e malha superior e inferior refinada. 84
Figura 57 – Modelo Sólido MS3.....84

Figura 58 – Modelo de dimensionamento das armaduras de flexão. 85
Figura 59 – Diagrama tensão-deformação do aço de armadura passiva. 85
Figura 60 – Eixo crítico para análise dos esforços (vista superior). 86
Figura 61 – Seções para análise dos esforços. 87
Figura 62 – Orientação dos eixos locais e esforços internos dos elementos. 88
Figura 63 – INTEG 1.0 - Tela inicial 89
Figura 64 – Descrição do programa INTEG 1.0. 89
Figura 65 – Fluxograma dos Módulos do Programa INTEG 1.0. 89
Figura 66 – Seleção dos elementos da seção em estudo. 90
Figura 67 – Elementos concorrentes no mesmo nó. 92
Figura 68 – Elementos finitos sólidos – Média das tensões dos nós concorrentes. 92
Figura 69 – Elementos finitos sólidos – Tensões independentes em cada nó. 92
Figura 70 – Tela de organização dos dados. 93
Figura 71 – Esforços na seção – Integração das tensões. 94
Figura 72 – INTEG 1.0 - Tela de saída de dados. 95
Figura 73 – Modelo MS1-kva – Fluxo das tensões principais – COMB1d (kN/m²) 98
Figura 74 – Modelo MS1-kva – Tensão radial S11- COMB1d (kN/m²). 98
Figura 75 – Modelo MS3-kva – Fluxo das tensões principais – COMB1d (kN/m²). 99
Figura 76 – Modelo MS3-kva – Ampliação do fluxo das tensões principais – COMB2d (kN/m²). 100
Figura 77 – Modelo MS3-kva – Tensão radial S11- COMB1d (kN/m²). 100
Figura 78 – Modelo MS3-kva – Tensão radial S11- Ampliação da região central (kN/m²). 101
Figura 79 – Tensões transversais de tração 101
Figura 80 – Tensões transversais sob o pedestal (kN/m²). . 101
Figura 81 – Modelo MS3-kva – Seção no eixo crítico – Tensões verticais S33 – Comb1d (kN/m²). 102
Figura 82 – Modelo MS3-kva - Seção perpendicular ao eixo crítico – Tensões verticais S33 – Comb1d (kN/m²). 102
Figura 83 – Tensões radiais – Seção *Sec4* (kN/m²). 103
Figura 84 – Tensões radiais – Seção *Sec1* (kN/m²). 103
Figura 85 – Tensões radiais – Seção *Sec5* (kN/m²). 103
Figura 86 – Tensões radiais – Seção *Sec2* (kN/m²). 103

Figura 87 – Tensões radiais – Seção *Sec6* (kN/m²). 104
Figura 88 – Tensões radiais – Seção *Sec3* (kN/m²). 104
Figura 89 – Envoltória de momentos fletores radiais M11 (kN.m/m). 104
Figura 90 – Envoltória de esforços normais radiais N11 (kN/m). 105
Figura 91 – Envoltória de esforços normais radiais N11 (kN/m). 106
Figura 92 – Envoltória de momentos fletores tangenciais M22 (kN.m/m). 107
Figura 93 – Envoltória de esforços normais tangenciais N22 (kN/m). 108
Figura 94 – Modelos MS1-kva, MS2-kva e MS3-kva – Deslocamentos δ (mm). 109
Figura 95 – Corte no eixo crítico – Tensões Radiais na estrutura (kN/m²) – Comb1d. 110
Figura 96 – Tensões radiais – Seção *Sec1*. 111
Figura 97 – Tensões radiais – Seção *Sec2*. 111
Figura 98 – Tensões radiais – Seção *Sec3*. 111
Figura 99 – Tensões radiais – Seção *Sec4*. 112
Figura 100 – Tensões radiais – Seção *Sec5*. 113
Figura 101 – Tensões radiais – Seção *Sec6*. 113
Figura 102 – Envoltória de momentos fletores radiais M11 – (kN.m/m). 113
Figura 103 – Envoltória de momentos fletores radiais M11 – Seções *Sec1* a *Sec3* (kN.m/m). 114
Figura 104 – Envoltória de esforços normais radiais N11 (kN/m). 115
Figura 105 – Envoltória de esforços normais radiais N11 dos modelos em elementos de casca – (kN/m).....116
Figura 106 – Envoltória de esforços cortantes V13 (kN/m).117
Figura 107 – Reações de apoio – Modelo MS3-kva – COMB1d. 117
Figura 108 – Reações de apoio – Modelo MS3-kva-kh – COMB1d. 118
Figura 109 – Envoltória de momentos fletores radiais (M11) para variação do coeficiente de reação *kh* (kN.m/m). 118
Figura 110 – Envoltória de esforços normais radiais (N11) para variação do coeficiente de reação *kh* (kN/m). 119
Figura 111 – Envoltória de esforços normais radiais (N11) para variação do coeficiente de reação *kh* nos modelos planos (kN/m).....119
Figura 112 – Envoltória de momentos fletores radiais (M11) para variação do coeficiente de reação *kh* (kN.m/m). 121
Figura 113 – Envoltória de esforços normais radiais (N11) para variação do coeficiente de reação *kh* (kN/m). 121

Figura 114 – Envoltória de momentos fletores tangenciais (M22) –(kN.mm). 122
Figura 115 – Envoltória de momentos fletores tangenciais M22 – Seções *Sec1* a *Sec3* (kN.m/m). 123
Figura 116 – Envoltória de esforços normais tangenciais N22 (kN/m). 123
Figura 117 – Envoltória de esforços normais tangenciais (N22) dos modelos em elementos de casca (kN/m). 124
Figura 118 – Modelos Planos – Diagrama de armaduras radiais. 124
Figura 119 – Modelos Sólidos – Diagrama de armaduras radiais. 125
Figura 120 – Modelos Planos – Variação percentual das armaduras radiais. 125
Figura 121 – Modelos Sólidos – Variação percentual das armaduras radiais. 126
Figura 122 – Diagrama de armaduras radiais. 127
Figura 123 – Variação percentual máxima das armaduras radiais dos modelos planos em relação aos modelos sólidos. 127
Figura 124 – Tensões na base da fundação (kN/m²). 128
Figura 125 – Tensões na base da fundação (kN/m²). 129
Figura 126 – Modelos planos - Tensões na base da fundação (kN/m²). 129
Figura 127 – Modelos planos - Área comprimida da base. 130
Figura 128 – Sólido de tensões na base da fundação considerada como rígida. 131
Figura 129 – Deformada Modelo MS3-kva (escala multiplicada por 200). 133
Figura 130 – Deformada no eixo crítico do Modelo MS3-kva (escala multiplicada por 200). 133
Figura 131 - Deformada no eixo crítico do modelo MS3-kve (escala multiplicada por 200). 133
Figura 132 – Modelos MS3 – Deslocamentos em função de *kv*. 134
Figura 133 – Deslocamentos dos modelos planos e sólidos em função de *kv*. 134

11 APÊNDICE IV - LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores propostos por Terzaghi (1955) para kv_{30} (kN/m³) em solos arenosos. 49
Tabela 2 - Valores propostos por Terzaghi (1955) para kv_{30} (kN/m³) em solos argiloso. 50
Tabela 3 – Posição da linha neutra em sapata circular carregada excentricamente.59
Tabela 4 – Fatores de Segurança.....60
Tabela 5 – Parâmetros do vento para aerogerador classe IIIA.66
Tabela 6 – Características do aerogerador. 66
Tabela 7 – Peso dos componentes do aerogerador. 66
Tabela 8 – Dimensões das fundações dos aerogeradores considerados nas análises. 67
Tabela 9 – Critérios para classificação da sapata rígida ou flexível. 68
Tabela 10 – Coeficiente de reação corrigido para areia seca/úmida. 70
Tabela 11 - Coeficiente de reação corrigido para solos argilosos. 70
Tabela 12 – Cargas extremas aplicadas no topo da fundação.73
Tabela 13 – Identificação dos Modelos Planos.....76
Tabela 14 – Identificação dos Modelos Sólidos para estudo da aplicação das cargas. 77
Tabela 15 – Identificação dos Modelos Sólidos 78
Tabela 16 - Identificação dos Modelos Sólidos para análise da área comprimida da base. 79
Tabela 17 – INTEG 1.0 - Tela de entrada de dados – Tensões nodais. 91
Tabela 18 – INTEG 1.0 - Tela de entrada de dados – Coordenadas nodais. 91
Tabela 19 – Exemplo de integração das tensões.....94
Tabela 20 – Tempo computacional de processamento dos modelos 97
Tabela 21 – Diferença percentual do momento fletor radial em relação ao Modelo MS3-kva – Seções Sec1 a Sec3.....105
Tabela 22 – Diferença percentual do momento fletor radial em relação ao Modelo MS3-kva – Seções Sec4 a Sec6.....105
Tabela 23 – Diferença percentual do momento fletor tangencial em relação ao modelo MS3-kva – Seções Sec1 a Sec3. 107
Tabela 24 – Diferença percentual do momento fletor tangencial em relação ao modelo MS3-kva – Seções Sec4 a Sec6. 107
Tabela 25 – Diferença percentual do momento fletor radial entre os modelos de C-kva e MS2-kva – Seções *Sec1* a *Sec3*.....115
Tabela 26 – Diferença percentual do momento fletor radial entre os modelos de C-kva e MS2-kva – Seções *Sec4* a *Sec6*.....115

Tabela 27 – Diferença percentual dos esforços radiais do modelo MS3-kva-kh em relação ao modelo MS3-kva – Seções *Sec1* a *Sec3*. 120

Tabela 28 – Diferença percentual dos esforços radiais do modelo MS3-kva-kh em relação ao modelo MS3-kva – Seções *Sec4* a *Sec6*. 120

Tabela 29 – Área comprimida da base. 132