



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

RAUL COSTA LEDO

**ANÁLISE DE ESFORÇOS EM FUNDAÇÃO DE AEROGERADOR
UTILIZANDO O MÉTODO DAS BIELAS E TIRANTES**

Orientador: Prof. Rafael Holdorf Lopez, Dr.

Florianópolis
2020

RAUL COSTA LEDO

**ANÁLISE DE ESFORÇOS EM FUNDAÇÃO DE AEROGERADOR
UTILIZANDO O MÉTODO DAS BIELAS E TIRANTES**

Dissertação submetida à Universidade Federal de Santa Catarina como requisito parcial exigido pelo programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - PPGEC, para obtenção do título de MESTRE em Engenharia Civil

Orientador: Prof. Rafael Holdorf Lopez, Dr.

Coorientador: Prof. André Puel, Dr.

Florianópolis

2020

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Costa Ledo, Raul

Análise de esforços em fundação de aerogerador utilizando método das bielas e tirantes / Raul Costa Ledo ; orientador, Rafael Holdorf Lopez, coorientador, André Puel, 2020.

73 p.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2020.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Fundação de aerogerador. 3. Bielas e tirantes. 4. Energia eólica. I. Holdorf Lopez, Rafael. II. Puel, André. III. Universidade Federal de Santa Catarina. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. IV. Título.

Raul Costa Ledo

**Análise de esforços em fundação de aerogerador utilizando método das bielas
e tirantes**

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

Prof. André Jacomel Torii, Dr.
Universidade Federal da Integração Latino-Americana

Prof. Daiane de Sena Brisotto, Dra.
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Roberto Caldas de Andrade Pinto, Ph.D.
Universidade Federal de Santa Catarina

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. Rafael Holdorf Lopez, Dr.
Orientador

Florianópolis, 13 de maio de 2020.

Agradecimentos

Agradeço imensamente minha família, que nunca mediu esforços para me auxiliar em questões profissionais e pessoais, sendo o pilar fundamental em todos os meus feitos. Em especial, meus pais, Raquel e Manoel Henrique.

Aos meus colegas do grupo de pesquisa CORE/UFSC.

Aos meus orientadores pela disponibilidade e pela colaboração na idealização e construção deste trabalho.

À Universidade Federal de Santa Catarina pela oportunidade concedida.

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

RESUMO

O Brasil tem necessidade primária de aumentar seu potencial elétrico, e atualmente oferece grandes possibilidades para as energias de fontes renováveis. Neste cenário, a energia eólica, dentre as matrizes energéticas ditas alternativas, surge como opção graças, principalmente, ao potencial eólico no território nacional, notadamente nas regiões Nordeste e Sul. Esta indústria apresentava 4 por cento da capacidade nacional, com 4,71 GW de potência instalada em 2013, enquanto o ano de 2017 fechou com 12,77 GW de capacidade instalada, representando 8,1 por cento da matriz energética brasileira. O dimensionamento das fundações de aerogeradores não pode ser tratado de igual maneira ao cálculo destas estruturas em edifícios usuais, portanto o processo de análise de esforços e dimensionamento da infraestrutura se torna mais complexo e requer mais atenção. Para tanto, é realizado neste trabalho um estudo comparativo de esforços internos entre modelos elaborados de fundação de aerogerador. Através do programa computacional SAP2000, utiliza-se o método dos elementos finitos para elaboração do modelo de elementos sólidos referência e de quatro modelos que utilizam o método das bielas e tirantes. Através dos modelos elaborados, comparações entre os modelos mais simples e o mais complexo revelam que o modelo de bielas e tirantes BeT-01 representa melhor os caminhos de carga na estrutura proposta, e apresenta as tensões mais conservadoras na comparação com o modelo de elementos sólidos. BeT-01 mostra-se apto à utilização em fases iniciais de projeto e orçamento. Considerações sobre a modelagem da estrutura estudada são indicadas, bem como pontos críticos da análise e aperfeiçoamentos posteriores.

Palavras-chave: Fundação de aerogerador; Método dos elementos finitos; Método de bielas e tirantes; Comparação de modelos; Energia eólica.

ABSTRACT

Brazil has a primary need to increase its electrical potential, and currently offers great possibilities for renewable energy sources. In this scenario, wind energy, among the so-called alternative energy matrices, appears as an option, mainly thanks to the wind potential in the national territory, notably in the Northeast and South regions. This industry had 4 percent of the national capacity, with 4.71 GW of installed capacity in 2013, while 2017 closed with 12.77 GW of installed capacity, representing 8.1 percent of the Brazilian energy matrix. The dimensioning of wind turbine foundations cannot be treated in the same way as the calculation of these structures in usual buildings, therefore the process of analysis and dimensioning of the infrastructure becomes more complex and requires more attention. To this end, a comparative study of internal efforts between elaborated models of wind turbine foundations is carried out in this work. Through the computer program SAP2000, the finite element method is used to elaborate the reference solid element model and four models that use the strut and tie method. Through the elaborated models, comparisons between the simplest and the most complex model reveal that the strut and tie model BeT-01 best represents the load paths in the proposed structure, and presents the most conservative stresses in comparison with the solid element model. BeT-01 proves to be suitable for use in initial project phases and budget analysis. Considerations about the modeling of the studied structure are indicated, as well as critical points of the analysis and further improvements.

Key-words: Wind turbine foundation; Finite element method; Strut and tie method; Comparison of models; Wind energy.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Velocidade média anual do vento no Brasil	1
Figura 2 – Superestrutura de aerogerador	2
Figura 3 – Infraestrutura de aerogerador	3
Figura 4 – Deslocamentos e reações comuns em estacas	9
Figura 5 – Fundação de bloco sobre grupo de estacas e representação das molas de rigidez finita	10
Figura 6 – Módulo de cisalhamento e relação de amortecimento vs. nível de tensão	11
Figura 7 – Instrumentação de aerogerador	14
Figura 8 – Detalhe da planta e corte (cm) do modelo de bloco sobre estacas	15
Figura 9 – Modelo em elementos finitos do bloco sobre estacas	15
Figura 10 – Planta das sapatas analisadas	17
Figura 11 – Corte esquemático das sapatas analisadas	17
Figura 12 – Geometria dos modelos	20
Figura 13 – Tensões radiais (em MPa) nos modelos: a) 1A, b) 2A, c) 1B e d) 2B. . .	21
Figura 14 – Aplicação dos carregamentos advindos da superestrutura	25
Figura 15 – Processo do caminho de carga	26
Figura 16 – Modelo de bielas e tirantes aplicado a um apoio em dente de uma viga	27
Figura 17 – Exemplo ilustrativo da recomendação de tangentes em modelos BeT da norma brasileira, em metros	28
Figura 18 – Nós singulares (I) e nós contínuos (II)	29
Figura 19 – Tipos de bielas (a) prismática, (b) em leque e (c) em forma de garrafa	30
Figura 20 – Pressão radial das barras e ancoragem no apoio	31
Figura 21 – Tipos de elementos finitos comuns na literatura	32
Figura 22 – Elemento de barra	36
Figura 23 – Elemento finito sólido de oito nós com geometria arbitrária	37
Figura 24 – Alguns tipos de elementos	38
Figura 25 – Geometria da base do aerogerador, em planta	41
Figura 26 – Corte transversal A-A da estrutura	42
Figura 27 – Seção transversal do modelo sólido adotado	42
Figura 28 – Representação do modelo sólido adotado	43
Figura 29 – Exemplos gráficos das curvas P-Y	44
Figura 30 – Esquema da ligação das estacas na base do Aerogerador	45
Figura 31 – Aplicação dos carregamentos extremos no modelo sólido	46
Figura 32 – Detalhe da aplicação de cargas no parafuso protendido	46
Figura 33 – Ligação dos parafusos protendidos	47

Figura 34 – Gráfico das tensões principais do modelo sólido referência [MPa], na seção crítica	48
Figura 35 – Exemplo normativo dos ângulos das treliças nos modelos BeT	49
Figura 36 – Sobreposição do esboço de modelo BeT-01 e Figura 34 representando os caminhos de carga	49
Figura 37 – Valores de tangente dos ângulos para proposta de utilização de 3 e 5 montantes na parte não central	50
Figura 38 – Exemplo de treliça espacial	50
Figura 39 – Representação de treliça plana utilizada nos modelos BeT	51
Figura 40 – Carregamentos extremos aplicados em apenas uma treliça plana como exemplo (MPa)	52
Figura 41 – Peso próprio aplicado em apenas uma treliça plana como exemplo (MPa)	52
Figura 42 – Reaterro aplicado em apenas uma treliça plana como exemplo (MPa)	53
Figura 43 – Treliça plana explicativa do modelo BeT-00	53
Figura 44 – Treliça plana explicativa do modelo BeT-01	54
Figura 45 – Treliça plana explicativa do modelo BeT-02	54
Figura 46 – Treliça plana explicativa do modelo BeT-03	54
Figura 47 – Configuração de seções para análise de esforços	55
Figura 48 – Demonstração da direção dos esforços S11	56
Figura 49 – Demonstração da direção dos esforços S13	56
Figura 50 – Demonstração da direção dos esforços S22	56
Figura 51 – Dois exemplos de gráficos utilizados para obter forças a partir de tensões no modelo sólido	57
Figura 52 – Esboço da localização das armaduras na estrutura estudada	58
Figura 53 – Resultados de força nos elementos de barra, na proposta de modelo BeT simétrico	58
Figura 54 – Resultados BeT-01 com sólido referência - S11	59
Figura 55 – Resultados BeT-01 com sólido referência - S13	59
Figura 56 – Resultados BeT-01 com sólido referência - S22	60
Figura 57 – Resultados BeT-02 com sólido referência - S11	61
Figura 58 – Resultados BeT-02 com sólido referência - S13	61
Figura 59 – Resultados BeT-02 com sólido referência - S22	61
Figura 60 – Resultados BeT-03 com sólido referência - S11	62
Figura 61 – Resultados BeT-03 com sólido referência - S13	62
Figura 62 – Resultados BeT-03 com sólido referência - S22	63
Figura 63 – Gráficos das diferenças percentuais de esforços entre modelos BeT e Sólido referência	64

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Soluções típicas de fundação para aerogeradores para diferentes condições do solo	8
Tabela 2 – Expoente k	12
Tabela 3 – Fator K	12
Tabela 4 – Modelos numéricos propostos	13
Tabela 5 – Resumo da geometria dos modelos	19
Tabela 6 – Valores de tensão utilizados em um dimensionamento prático, modelo BeT-01	65

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVA	1
1.1	Objetivos	4
1.1.1	Objetivos Específicos	4
1.2	Organização textual	5
2	FUNDAÇÕES DE AEROGERADORES	7
2.1	Conceito	7
2.2	Bloco sobre estacas	8
2.2.1	Grupo de estacas	9
2.2.2	Rigidez da fundação	10
3	PESQUISAS ACERCA DE FUNDAÇÕES DE AEROGERADORES	13
3.1	Emprego estrutural do método das bielas e tirantes na literatura	21
4	MODELOS ESTRUTURAIS DA FUNDAÇÃO	25
4.1	Procedência de cargas	25
4.2	Método de bielas e tirantes	26
4.2.1	Princípios básicos do modelo de bielas e tirantes	27
4.2.2	Elementos da analogia de treliça	29
4.2.2.1	Nós	29
4.2.2.2	Bielas	29
4.2.2.3	Tirantes	30
4.3	Método dos elementos finitos	31
4.3.1	Aplicações do método	34
4.3.2	Elementos de barra	35
4.3.3	Elementos sólidos	36
5	DESCRIÇÃO DOS MODELOS	41
5.1	Geometria da estrutura	41
5.2	Modelo de elementos finitos sólidos	42
5.2.1	Carregamentos	45
5.3	Modelos de bielas e tirantes (BET)	48
5.3.1	Carregamentos aplicados	51
5.3.2	Modelo de bielas e tirantes 0 (BeT-00)	53
5.3.3	Modelo de bielas e tirantes 1 (BeT-01)	53
5.3.4	Modelo de bielas e tirantes 2 (BeT-02)	54
5.3.5	Modelo de bielas e tirantes 3 (BeT-03)	54

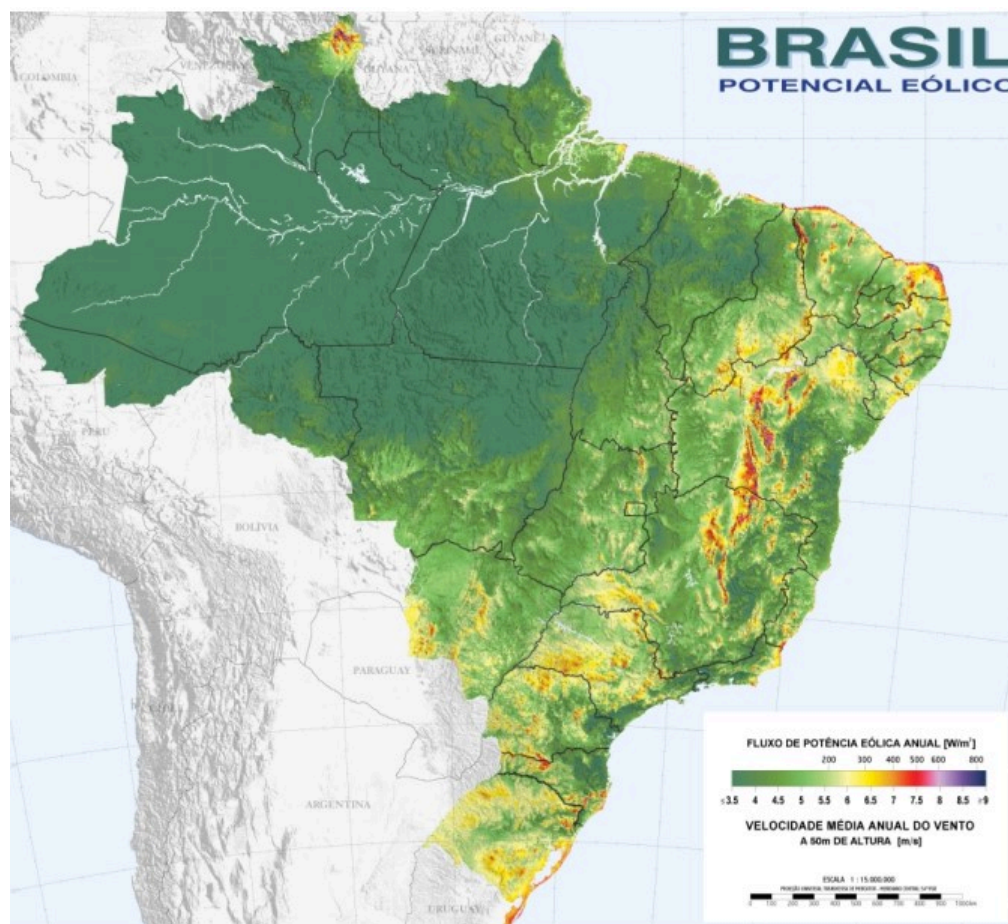
6	RESULTADOS	55
6.1	Direção dos esforços	55
6.2	Impacto de esforços em projeto	57
6.3	Simetria no modelo de bielas e tirantes (BeT-00)	58
6.4	Comparações	58
6.4.1	Comparações do Modelo BeT-01	59
6.4.2	Comparações do Modelo BeT-02	60
6.4.3	Comparações do Modelo BeT-03	62
6.5	Análise e Discussão	63
7	CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS	67
8	APÊNDICES	69
8.1	Apêndice A	69
8.2	Apêndice B	70
	REFERÊNCIAS	71

1 INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVA

A principal fonte de energia elétrica disponível hoje no Brasil é a hidrelétrica. Porém para que esta seja viável, é necessário volume de água em seus reservatórios. Essa água é oriunda de seu ciclo natural, que por sua vez, depende da variável, quase sempre aleatória, das chuvas. Longos períodos de estiagem podem afetar consideravelmente o volume destes reservatórios, e, conseqüentemente, a capacidade geradora das usinas hidrelétricas.

As fontes termelétrica e nuclear, que representam uma parcela inferior na matriz geradora elétrica, são consideradas reserva estratégica do sistema interligado devido ao seu alto custo de operação face ao combustível utilizado (diesel e gás no caso das termelétricas, e urânio enriquecido no caso das nucleares), além dos riscos de danos ambientais em caso de ocorrência de acidentes operacionais. Neste cenário, a energia eólica, dentre as matrizes energéticas ditas alternativas, surge como opção graças, principalmente, ao potencial eólico no território nacional, notadamente nas Regiões Nordeste e Sul, conforme pode-se observar na Figura 1 (RODRIGUES; FILHO, 2016).

Figura 1 – Velocidade média anual do vento no Brasil



(AMARANTE et al., 2001)

O Brasil tem uma necessidade primária de aumentar seu potencial elétrico, e atualmente, oferece grandes possibilidades para as energias de fontes renováveis. Com efeito, o custo de geração dessas energias vem declinando nos últimos anos, principalmente pelo desenvolvimento de novas tecnologias. Um exemplo é o caso de energia eólica, a qual vem se tornando atrativa para investidores. Por exemplo, esta indústria apresentava 4 por cento da capacidade nacional, com 4,71 GW de potência instalada em 2013, enquanto o ano de 2017 fechou com 12,77 GW de capacidade instalada, representando 8,1 por cento da matriz energética brasileira (ABEEÓLICA, 2013; ABEEÓLICA, 2017).

Mesmo sendo atrativa economicamente, a indústria eólica está atualmente em um momento onde há grande concorrência entre as empresas, com casos em que a aquisição de parques eólicos importantes estão se voltando para diferenças de oferta realmente pequenas de um ponto de vista comercial. Nas condições atuais, qualquer detalhe em termos de projeto tanto das torres como também das fundações pode ser decisivo.

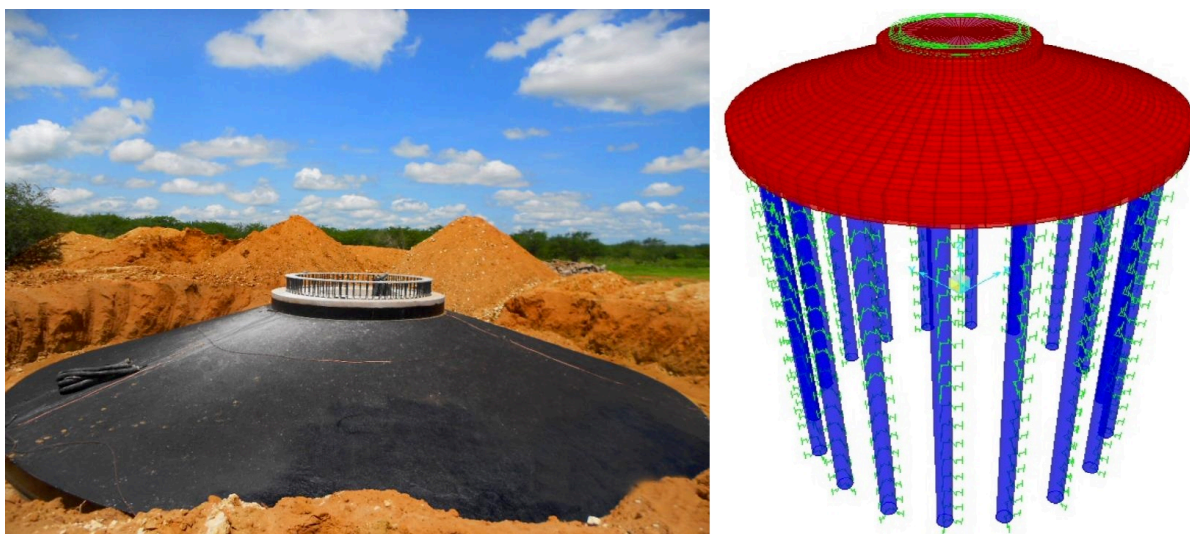
Para a produção em larga escala, a energia é capturada nos chamadas parques eólicos, i.e. um conjunto de sistemas de geração de energia eólica em um dado terreno. Cada unidade geradora é formada por (BS-EN, 2005):

- Superestrutura (aerogerador e torre de sustentação - Figura 2);
- Infraestrutura (base e fundação - Figura 3).

Figura 2 – Superestrutura de aerogerador



Figura 3 – Infraestrutura de aerogerador



Esta pesquisa abordará assuntos relativos a infraestrutura da unidade geradora, mais especificamente, sua base. Esta tem por objetivo transferir o carregamento produzido e atuante na superestrutura para a fundação, mantendo a estabilidade do conjunto segura. Segundo Veritas (2002), as fundações citadas constituem-se de grandes sapatas, apoiadas sobre estacas ou mesmo diretamente no solo. Uma dificuldade que surge é que o dimensionamento dessas bases não pode ser tratado de igual maneira ao cálculo de sapatas de edifícios, pois:

- As solicitações/carregamentos atuantes na base da unidade geradora não são usuais, o que pode levar a diferentes esforços e fenômenos mecânicos em sua estrutura;
- Em um edifício tem-se várias fundações, então, se houver a falha estrutural de uma delas, é provável que as fundações vizinhas absorvam esses esforços, dando tempo para que se projete um reforço. Já em uma base de aerogerador, que é única por unidade geradora, se houver a falha estrutural, toda a estrutura estará comprometida.

Com isso, é salutar pensar que o nível de segurança e a análise estrutural preteridos para bases de torres eólicas não podem ser tratadas da mesma forma ao de edifícios. Portanto, o processo de projeto e dimensionamento das bases de unidades geradores requerem soluções específicas. Este fato se agrava com o desenvolvimento de aerogeradores maiores, os quais por sua vez exigem torres cada mais altas, e.g. chegando atualmente a 140 metros, usando concreto pré-fabricado.

Conseqüentemente, o processo de análise de esforços e dimensionamento da infraestrutura se torna mais complexo e requer mais atenção. Ainda, um projeto da fundação

de um aerogerador, que deve incluir os aspectos estruturais e geotécnicos, tem requisitos específicos, muito rigorosos e bastante delicados, que o aproximam (embora ainda não chegue a sê-lo) de um produto industrial, tal como os equipamentos que compõem uma torre eólica.

Ainda, ao utilizar modelos estruturais complexos, o projeto destas estruturas se torna não trivial – saindo do padrão do dia-a-dia de escritórios de projeto, exigindo experiência do projetista e uso de ferramentas computacionais e numéricas. Com efeito, durante a concepção de uma nova estrutura, o projetista lança mão de normas técnicas, intuição e experiência adquirida em projetos anteriores. Esse processo, muitas vezes, se caracteriza por uma evolução lenta do projeto estrutural, pois são necessárias sucessivas tentativas por parte do projetista na busca por uma estrutura eficiente.

Na prática da engenharia, um modelo BeT simplificado da estrutura pode ser utilizado em fases de pré-dimensionamento, evidenciando ordens de grandeza de tensões e diminuindo o tempo em etapas iniciais de projeto e orçamento. Para isto, algumas configurações de modelos BeT serão comparadas com um modelo de elementos finitos sólidos referência.

1.1 OBJETIVOS

Esta dissertação tem como objetivo estudar a viabilidade técnica da utilização de um modelo de BeT para estimar os esforços máximos para projeto de uma base de fundação de aerogerador, através de comparação local das forças apresentadas em cada barra do modelo BeT. Busca-se uma comparação local entre as respostas de força evidenciadas por cada modelo, com foco na resistência da estrutura, localmente, nas seções de estudo. Com isso almeja-se a redução de tempo computacional em relação à modelagem da estrutura em fases iniciais de projeto e orçamento, bem como a redução de custos referentes a estas fases.

1.1.1 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Para execução dos objetivos gerais apresentados neste trabalho, elenca-se os seguintes objetivos específicos:

- Desenvolvimento de modelos BeT de uma base de aerogerador, utilizando dimensões reais de projeto, através de programa computacional específico;
- Desenvolvimento de modelo em elementos finitos sólidos, com a função de referenciar resultados de modelos simplificados;
- Estudo comparativo entre as tensões apresentadas pelos modelos desenvolvidos.

1.2 ORGANIZAÇÃO TEXTUAL

O presente trabalho apresentará no Capítulo 2 conceitos e considerações a respeito da estrutura de fundação de aerogerador estudada, o Capítulo 3 apresenta uma revisão bibliográfica dos trabalhos encontrados na literatura brasileira que apresentam propostas similares às deste trabalho. O Capítulo 4 propõe uma revisão bibliográfica detalhada acerca dos modelos estruturais propostos neste estudo, bem como apresentação da procedência de cargas em aerogeradores. No Capítulo 5 encontra-se a descrição dos modelos desenvolvidos. O Capítulo 6 elenca e discute os resultados obtidos. Por fim, o Capítulo 7 apresenta conclusões e sugestões para trabalhos futuros e ao final do trabalho encontram-se os apêndices.

2 FUNDAÇÕES DE AEROGERADORES

2.1 CONCEITO

Aerogeradores são geralmente suportados por um grande radier ou mais comumente usado no Brasil, por blocos apoiados diretamente no solo ou em estacas. As condições específicas do solo no local da obra definirão a escolha sobre qual tipo de fundação utilizar. A fundação por radier é normalmente preferida quando a camada superior do solo é estruturalmente suficiente para suportar as cargas da torre eólica, enquanto uma fundação em blocos (diretos ou apoiados sobre estacas) é atraente quando o solo superior é menos portante e as cargas precisam ser transferidas para maiores profundidades, onde camadas de solo mais resistentes estão presentes para absorver as tensões. Ao avaliar se a camada de solo superior é apta para receber as cargas da fundação, é importante considerar o quão abaixo da base o lençol freático está localizado (VERITAS, 2002).

Os desafios apresentados no dimensionamento das fundações podem ser citados (MILITITSK, 2014):

- Alturas dos aerogeradores entre 75 e 120 m, com pás de 35 a 70 m;
- Grande número de aerogeradores por parque – geralmente 30 até 140;
- Vida útil de 20 anos (175.000 horas de operação) com cargas repetidas provenientes da operação (fadiga);
- Construções em locais onde não há experiência anterior na solução de fundações;
- Cargas muito elevadas;
- Especificações dos fornecedores com diferentes características (solução e desempenho);
- Requisitos de rigidez importantes para o dimensionamento estrutural do bloco e torre.

Segundo Tricklebank, Halberstadt e Magee (2007), as fundações de aerogeradores geralmente envolvem o uso de uma quantidade significativa de concreto armado. A Tabela 1 apresenta soluções típicas de fundação para aerogeradores para diferentes condições do solo.

Tabela 1 – Soluções típicas de fundação para aerogeradores para diferentes condições do solo

Condições do solo	Tipos de fundação
Rocha próxima a superfície	Bloco de concreto armado, atirantado ou parafusado na rocha
Camada de solo firme em profundidade intermediária	Bloco de concreto armado atuando como sapata; ou bloco de concreto armado sobre estacas ou atirantado
Camada espessa de solo de baixa compacidade e/ou resistência	Bloco de concreto armado sobre estacas

Adaptado de Tricklebank, Halberstadt e Magee (2007)

Tricklebank, Halberstadt e Magee (2007) afirmam ainda que os blocos de concreto armado utilizados como fundação de aerogeradores, são geralmente circulares ou poligonais (hexagonais/octogonais) no plano horizontal. As estacas podem ser de aço ou concreto.

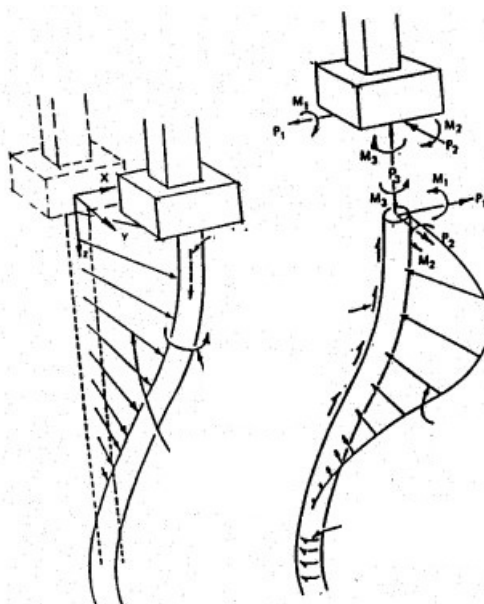
2.2 BLOCO SOBRE ESTACAS

Segundo Milititsk (2014), depois de realizada a escolha da opção de fundação profunda (tipo de estaca), em função do nível de carregamento, características dos perfis típicos do subsolo e sua compatibilidade e exequibilidade construtiva, custos, equipamentos disponíveis, prazos necessários, os carregamentos em compressão, tração vertical e horizontal devem ser objeto de análise do projetista. Além disso, a rigidez das estacas deve ser fornecida ao engenheiro estrutural para que seja feita a avaliação dos deslocamentos da solução (efeitos da rigidez das estacas, bloco e torre nos deslocamentos do conjunto). São feitas as verificações em tração e compressão nas estacas no caso ELU, com vários fornecedores exigindo a condição “sem tração” nas estacas no caso ELS.

Uma fundação sobre estacas consiste em uma ou mais estacas que transferem cargas de uma superestrutura, como uma torre de turbina eólica. As cargas aplicadas a uma estaca em sua extremidade superior são transferidas pelo seu comprimento e absorvidas mediante o solo através da resistência axial e lateral da estaca.

Para o projeto das estacas, é comum desconsiderar uma possível interação entre a resistência axial e lateral, localmente, em qualquer ponto ao longo da estaca, e tratar essas duas formas de resistência como sendo independentes uma da outra (Figura 4). A razão para isso é que o solo superficial determina principalmente a resistência lateral da estaca, sem contribuir muito para a resistência axial, enquanto o solo mais abaixo ao longo da estaca em direção a ponta determina principalmente a resistência axial, sem muita contribuição para a capacidade lateral. É importante considerar os efeitos do procedimento de instalação das estacas em seu dimensionamento, se necessário (VERITAS, 2002).

Figura 4 – Deslocamentos e reações comuns em estacas



Adaptado de (VERITAS, 2002)

Costumeiramente no cálculo de fundação do tipo bloco sobre estacas, os projetistas convêm em desconsiderar a contribuição da base do bloco em contato com solo, pois, esta parcela de reação representa, para os casos convencionais de edifícios comerciais e residenciais, cifras de pouca relevância. Por outro lado, quando se tem blocos de grandes dimensões, a exemplo das fundações de aerogeradores, bem como um solo com resistência considerável a pouca profundidade, de modo que a transmissão do carregamento pelo elemento de fundação superficial passa a ser relevante, tem-se uma fundação híbrida, que transmite as cargas ao solo tanto pela base do bloco quanto pela lateral e ponta das estacas.

Um grande problema no projeto desse sistema de fundação na consideração como híbrida, ou seja, levando em conta a contribuição do solo sob a base do bloco, se dá em avaliar seu mecanismo de funcionamento real, pois é difícil representar fidedignamente com modelos numéricos e matemáticos o comportamento complexo desse sistema estrutural, do mesmo modo que a sua configuração física na ruptura. São muitas variáveis envolvidas e os modelos existentes levam a cálculos complicados e nem sempre precisos (ARAÚJO, 2018).

2.2.1 GRUPO DE ESTACAS

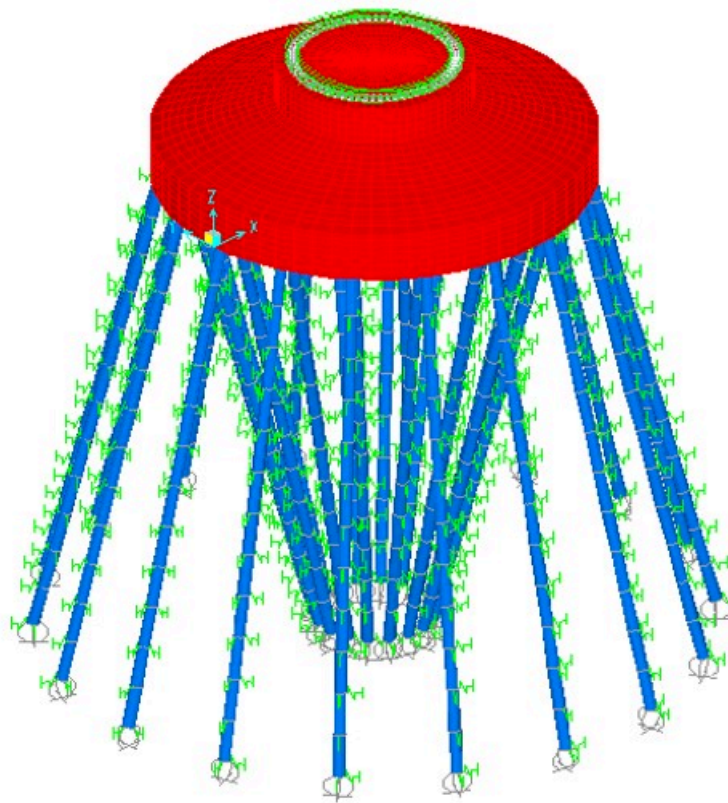
Para fundações que consistem em grupos de estacas (Figura 5), os efeitos do grupo precisam ser considerados na avaliação das resistências lateral e axial. Existem dois tipos de efeitos de grupo (VERITAS, 2002):

- A capacidade total do grupo de estacas é menor do que a soma das capacidades in-

dividuais de cada estaca, por conta da sobreposição entre zonas de solo plastificadas em torno das estacas individuais;

- Maiores deslocamentos em uma estaca individual (quando em grupo) de um dado carregamento, pois a camada de solo de apoio terá deslocamentos causados por cargas transferidas a partir de outras estacas do grupo. Para fins práticos, tais interações muitas vezes podem ser razoavelmente bem representadas por meio das soluções de força pontual de Mindlin para um espaço elástico.

Figura 5 – Fundação de bloco sobre grupo de estacas e representação das molas de rigidez finita



2.2.2 RIGIDEZ DA FUNDAÇÃO

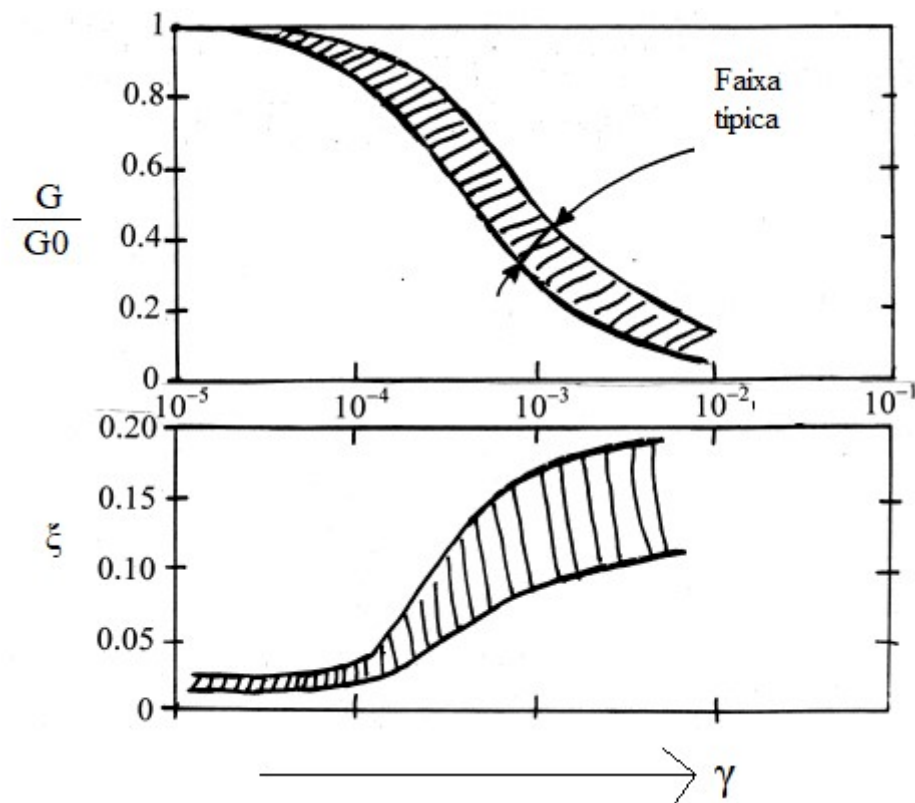
A rigidez geral da fundação depende da resistência do solo, bem como dos elementos estruturais da fundação. A rigidez da fundação precisa ser determinada como uma base para prever a resposta estrutural dinâmica ao vento, ondas e carregamento do terremoto. Para representar a rigidez finita dos solos de apoio em tais análises, é comum modelar um conjunto de molas de rigidez finita (Figura 5) a serem aplicadas em um ou mais pontos de apoio na estrutura de fundação. O conjunto de molas pode incluir os seguintes modos de movimento (VERITAS, 2002):

- rigidez vertical da mola;

- rigidez horizontal da mola;
- rigidez torcional da mola.

O solo se comporta de maneira não linear, portanto, as molas devem se comportar de maneira não-linear. É comum a aplicação de mola lineares, em cujo caso os valores de rigidez são escolhido dependendo do nível de tensão que o solo vai suportar. É comum lidar com o módulo de cisalhamento do solo (G), este módulo equivalente de cisalhamento se relaciona com o módulo de cisalhamento inicial (G_0) em função da tensão de cisalhamento γ , conforme indicado na Figura 6, bem como também dá razões de amortecimento (ξ) para solos em função da tensão de cisalhamento γ (VERITAS, 2002).

Figura 6 – Módulo de cisalhamento e relação de amortecimento vs. nível de tensão



Adaptado de Veritas (2002).

A seguinte relação empírica pode ser usada estabelecer o módulo de cisalhamento inicial G_0 em um solo:

$$G_0 = A \frac{(3 - e)^2}{1 + e} \sqrt{\sigma'_0} (OCR)^k, \quad (2.1)$$

onde σ'_0 e G_0 são ambos em unidades de kPa e $A = 3000 \pm 1000$, dependendo no material (tamanho, angularidade dos grãos, etc.). OCR indica a taxa de consolidação para argila

e deve ser igual a 1 para areia, o expoente "k" é uma função do índice de plasticidade (IP), conforme indicado na Tabela 2, e "e" é a taxa de vazios do solo.

Índice e plasticidade (IP)	k
0	0
20	0,18
40	0,30
60	0,41
80	0,48
>100	0,50

Tabela 2 – Expoente k

A tensão efetiva confinante σ'_0 é definida como a média dos três principais tensões efetivas:

$$\sigma'_0 = (1/3)(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3). \quad (2.2)$$

Alternativamente, a seguinte relação para areia pode ser aplicada:

$$G_0 = 1000K\sqrt{\sigma'_0}, \quad (2.3)$$

onde σ'_0 e G_0 são ambos a serem dados em unidades de kPa e K assume valores de acordo com a Tabela 3. Para argila, pode-se usar a seguinte relação como alternativa para a Eq. 2.3:

$$G_0 = 2600s_u, \quad (2.4)$$

em que s_u é a resistência ao cisalhamento não drenado do solo.

Tipo de solo	Fator K
Areia fofa	8
Areia compacta	12
Areia muito compacta	16
Areia densa e cascalho	30-40

Tabela 3 – Fator K

3 PESQUISAS ACERCA DE FUNDAÇÕES DE AEROGERADORES

Aqui apresenta-se a literatura encontrada sobre análise de esforços em bases de aerogeradores, com diferentes abordagens acerca do assunto, evidenciando as peculiaridades de modelagem destas estruturas.

Araújo (2018) estudou análise do comportamento estrutural de blocos de concreto armado sobre estacas como fundação para aerogerador *onshore*, onde modela uma estrutura de fundação através do método dos elementos finitos utilizando oito modelagens distintas (diferentes elementos para a fundação e para o solo) que podem ser verificadas na Tabela 4.

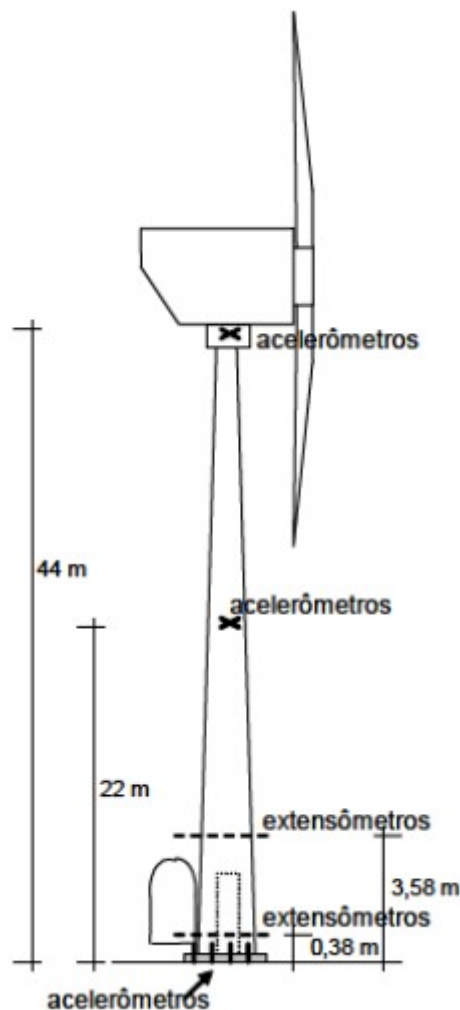
Tabela 4 – Modelos numéricos propostos

Modelo	Programa	Elementos finitos utilizados		
		Bloco	Estacas	Solo
ANS-S0	ANSYS	Sólido	Sólido	-
ANS-S1	ANSYS	Sólido	Sólido	Sólido: $E_{Solo,1}$
ANS-S2	ANSYS	Sólido	Sólido	Sólido: $E_{Solo,2}$
ANS-S3	ANSYS	Sólido	Sólido	Sólido: $E_{Solo,3}$
SAP-S0	SAP2000	Casca	Apoio elástico	-
SAP-S1	SAP2000	Casca	Apoio elástico	Base elástica: K_{v1}
SAP-S2	SAP2000	Casca	Apoio elástico	Base elástica: K_{v2}
SAP-S3	SAP2000	Casca	Apoio elástico	Base elástica: K_{v3}

O trabalho obtém como resultados as diferentes tensões apresentadas pelos diferentes modelos e as compara. A divergência entre o trabalho atual e o apresentado é o fato deste propor modelos simples até elaborados e assim verificar qual modelo é suficiente para um projeto confiável, enquanto o de Araújo (2018) compara apenas modelos complexos (MEF), não gerando resultados que comparem modelos em diferentes escalas de complexidade.

Moura (2007) comparou algumas metodologias de projeto de fundações superficiais para aerogeradores sobre areia de duna, a partir do estudo de caso de um aerogerador da usina eólica de Taíba-CE com o objetivo de descrever o comportamento da fundação. Para isso, o autor monitorou a estrutura do aerogerador por cerca de uma semana, através de instrumentação com o uso de acelerômetros, extensômetros elétricos e um anemômetro, para a determinação das solicitações nas fundações em estudo (utilizando a condição particular de força do vento atuante na semana dos ensaios). A Figura 7 mostra o esquema da instrumentação utilizada.

Figura 7 – Instrumentação de aerogerador



(MOURA, 2007)

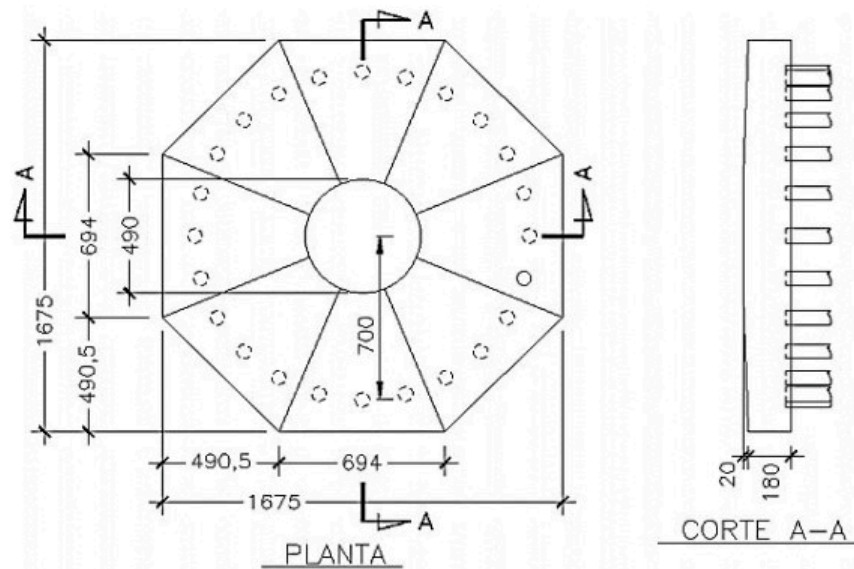
Moura (2007) fez também uma caracterização geológica e geotécnica do solo do local estudado a partir de ensaios de laboratório e de campo, entre eles: ensaios de caracterização física (granulometria e índices físicos); ensaios de cisalhamento direto; ensaios endométricos; ensaios de sondagem a percussão com medição de torque e de energia (SPT-T acoplado com o equipamento SPT ANALYZER); e, ensaios pressiométricos.

Através dos resultados de momentos solicitantes e dos parâmetros geotécnicos encontrados através dos ensaios realizados, o autor revisou as dimensões das fundações do aerogerador estudado, mostrando que seria possível haver uma redução de $39,4 m^3$ do volume de concreto utilizado, ou seja, de 32 por cento em relação ao volume de concreto da fundação do aerogerador existente. O trabalho citado teve como objetivo apontar falha nas metodologias de projeto de fundações superficiais existentes e através de instrumentação, encontrar esforços condizentes com a estrutura estudada. O foco dado para resposta do solo é grande e a instrumentação não é algo viável (grandes custos e grande tempo de coleta de dados), além de que necessita da estrutura idealizada já finalizada. A comparação entre diferentes escalas de complexidade nos modelos estruturais da fun-

dação devem apontar para uma redução semelhante no volume de concreto utilizado em estruturas já existentes, sem a necessidade de instrumentação ou ensaio de solo, apenas definindo qual modelo é aceitável para estrutura estudada. Assim, o projetista terá, já na fase de projetos, eficiência na modelagem da fundação.

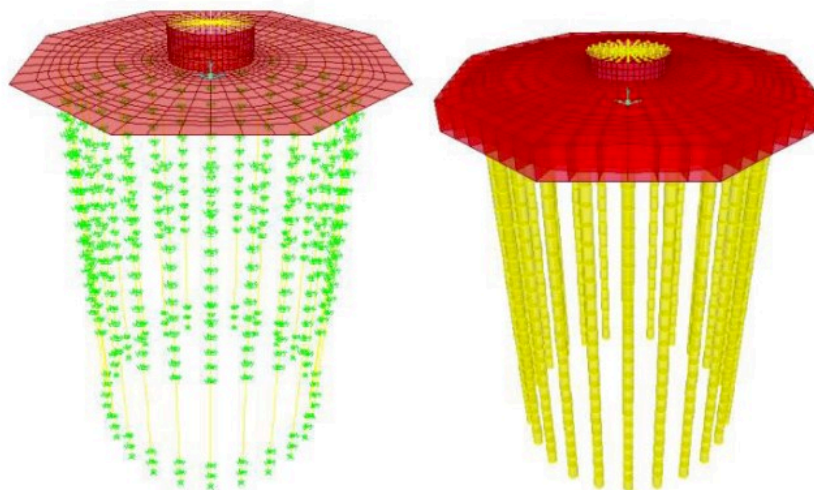
Ribeiro (2014) analisou o fenômeno da fadiga em fundações de aerogeradores do tipo profunda e superficial com o auxílio do programa computacional SAP2000, sendo o primeiro um bloco (octogonal) sobre estacas e o segundo uma sapata quadrada. A fundação profunda foi composta por um bloco octogonal de 2 m de altura, sobre 24 estacas, com um anel metálico rígido para receber a torre, conforme mostram as Figuras 8 e 9.

Figura 8 – Detalhe da planta e corte (cm) do modelo de bloco sobre estacas



(RIBEIRO, 2014)

Figura 9 – Modelo em elementos finitos do bloco sobre estacas



(RIBEIRO, 2014)

A sapata foi modelada como elemento de placa espesso (*plate-thick*), com dimensões em planta de 18 x 18 m, espessura de 200 cm e em concreto com $f_{ck} = 25$ MPa. Na análise da fundação do tipo sapata, as molas que representaram o solo, foram calculadas com o objetivo de simular a rigidez do conjunto solo-estrutura. Dessa forma, o autor considerou um modelo de distribuição não uniforme, de acordo com a rigidez do solo condensada na superfície.

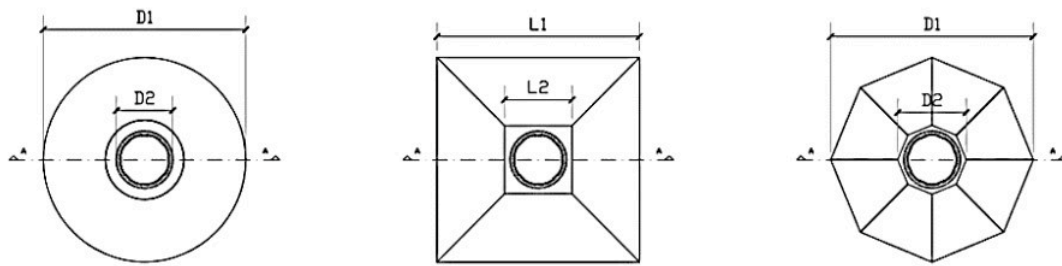
Ribeiro (2014) concluiu que as considerações de fadiga utilizadas em projeto de pontes podem ser estendidas ao projeto de fundações de aerogeradores, considerando os aspectos específicos destas estruturas. Na pesquisa foi constatado que a hipótese de *Palmgren-Miner*, que estabelece que o dano D por fadiga seja acumulado linearmente, pode ser de aplicada de maneira fácil e viável. O trabalho foca em considerações sobre métodos de análise de fadiga utilizados na literatura, destacando a validade dos mesmos através de instrumentação e ensaios de solo. A instrumentação, como citado anteriormente, demanda altos custos e tempo, assim como os ensaios de solo. É necessária a análise de ferramentas mais tangíveis para a fase de projeto, como a modelagem proposta no presente trabalho em diferentes níveis de complexidade. Assim, já na fase inicial, o projetista otimizará a estrutura, reduzindo o tempo e melhorando a eficiência das fundações, com o respaldo técnico de qual modelo é suficientemente exato em relação as tensões de resposta da mesma.

Maranhão (2016) analisou a rigidez rotacional de uma fundação do tipo bloco sobre estacas como suporte de um aerogerador com o objetivo de definir o impacto da rigidez do bloco dentro da avaliação da rigidez rotacional da fundação.

O autor levou em consideração o solo, a rigidez das estacas e a rigidez do bloco de fundação. Analisou-se a estrutura com o auxílio do programa computacional SAP2000. Foram utilizados elementos de três e quatro nós do tipo casca (*shell*) para modelar o bloco e elementos de barra (*frame*) para modelar a torre. O autor concluiu que para a fundação estudada, foram obtidos um $k_{est} = 3000$ kN/m, $r = 7,77m$ e $n = 36$, resultando numa rigidez rotacional $K_{\theta} = 326GN.m/rad$, valor muito próximo do modelo B (disponível no trabalho), situação onde foi idealizado o bloco como corpo rígido. Novamente a estrutura foi modelada somente em elementos finitos do tipo *shell*, deixando em aberto a questão da necessidade de uma modelagem tão elaborada. Mesmo para considerações da análise de rigidez, um modelo eficiente na fase de projeto propõe redução de tempo e custos.

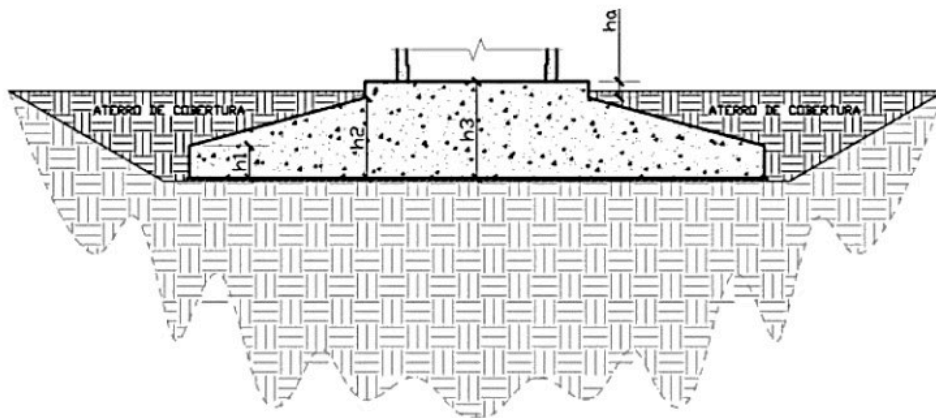
Já Ribeiro (2017) realizou uma análise comparativa entre três diferentes geometrias de sapata como fundação de aerogeradores com torre de concreto com altura de cubo de 120 m e diâmetro do rotor de 110 m, sendo elas de formato: circular, quadrada e octogonal. As Figuras 10 e 11 apresentam os desenhos em planta e um corte esquemático das três sapatas avaliadas.

Figura 10 – Planta das sapatas analisadas



(RIBEIRO, 2017)

Figura 11 – Corte esquemático das sapatas analisadas



(RIBEIRO, 2017)

As análises foram realizadas com o auxílio do programa computacional SAP2000, com a utilização do elemento finito de placa do tipo *thin plate* na modelagem das fundações. Constatou-se que a sapata circular apresentou o maior momento fletor máximo, no valor de $427,75 \text{ tfm/m}$, enquanto que o menor momento fletor máximo foi observado na sapata quadrada, no valor de $365,10 \text{ tfm/m}$, ocorrendo na situação de momento solicitante atuando na direção 0 graus, representando uma redução de 14,64 por cento da segunda em relação a primeira.

Na comparação da rigidez rotacional, a sapata quadrada apresentou o melhor desempenho, tendo uma rigidez de $16 \times 10^6 \text{ tfm/rad}$, sendo esse valor 3,79 por cento e 7,69 por cento maior do que as rigidezes apresentadas pela sapata circular e octogonal, respectivamente. Com o objetivo de otimizar a geometria das sapatas, o foco do trabalho foi definir as respostas de tensão de cada modelo e definir qual seria a mais apropriado geometricamente. O trabalho não levou em conta os diferentes esforços apresentados por modelagens distintas, evidenciando a necessidade da avaliação das tensões em diferentes graus de complexidade de modelagem.

Maunu (2008) inicialmente analisou o comportamento estrutural de fundações de aerogeradores utilizando sapatas, através de modelos numéricos e analíticos. Duas situações de carregamento foram analisadas, sendo elas uma carga aplicada ao centro da estrutura e uma carga axial combinada com momento. Os métodos de análise estrutural englobaram a teoria da flexão, o método das bielas e tirantes e o método dos elementos finitos, este utilizando elementos de placa apoiados sobre molas e elementos sólidos para fundação e solo. O foco da análise se concentrou nos resultados dos esforços internos de momento fletor e esforço cortante.

A análise pelo método das bielas e tirantes evidenciou que, na situação de carga centrada, uma parte significativa do carregamento é transferido através das bielas, resultando em menores esforços de flexão em relação aos modelos utilizando elementos finitos de placa. Na situação de carga axial combinada com momento, observou-se que a escolha dos parâmetros dos materiais analisados é relevante ao projetar elementos estruturais com base em análises não-lineares. As respostas da análise utilizando elementos finitos de placa não-lineares reafirmaram a hipótese de que uma parte significativa da redistribuição dos esforços internos deve-se à fissuração do concreto por flexão.

O autor também analisou uma sapata modelada através de elementos finitos sólidos, considerando um anel de chumbadores metálicos responsável pela ligação da fundação com a torre do aerogerador. Considerou-se o comportamento elástico linear e não-linear no estudo, incluindo a fissuração do concreto e a complexidade da transferência de carga da torre para a fundação através do anel metálico.

O modelo elástico linear mostrou que o comportamento global da estrutura pode ser representado de maneira satisfatória por modelos simplificados. Este modelo, no entanto, produziu tensões máximas e mínimas com valores absolutos menores que o modelo não-linear. Maunu (2008) conclui que as altas concentrações de tensões e o movimento relativo do anel de chumbadores metálicos devem ser levados em consideração no dimensionamento das armaduras. A análise não linear com elementos finitos sólidos, indicou que a ancoragem do anel metálico é a parte mais crítica da estrutura.

Svensson (2010) estudou o comportamento das fundações de aerogeradores concebidas por sapatas e blocos sobre estacas, a partir de métodos convencionais de cálculo. Combinando os tipos de fundação e de solo, o autor definiu três casos de estudo:

- Caso 1- Sapata apoiada sobre solo glacial rígido e resistente;
- Caso 2- Bloco sobre estacas pré-moldadas de concreto, assentes em uma camada de solo argiloso com ponta apoiada em rocha sã;
- Caso 3- Bloco sobre estacas pré-moldadas de concreto, funcionando como estacas flutuantes (radier estaqueado).

Svensson (2010) concluiu que os 3 casos mostraram-se praticáveis. O primeiro caso mostrou-se o menos custoso, por não utilizar estacas, sendo preferível quando as condições de solo são favoráveis em camadas superficiais. O caso 2 mostrou-se uma boa solução para as situações em que o leito rochoso se encontra a pouca profundidade. Finalmente, no terceiro caso, os grandes recalques diferenciais produziram um maior deslocamento horizontal da torre, bem como resultou em um comprimento total elevado das estacas, o que encareceu o modelo. O autor também observou que na modelagem de blocos sobre estacas são preferíveis os modelos tridimensionais aos bidimensionais, pois aqueles simulam o comportamento dos elementos de forma mais realística.

Silva (2014) estudou a resposta de diversos tipos de solo, em função de suas características geológicas e geotécnicas, às ações do vento e do peso próprio provocadas pelos aerogeradores. O autor elaborou um compilado de 30 tipos de solo com diversas características, associando-os a fundações superficiais (sapatas), ou profundas (bloco sobre estacas), a depender da resistência do solo. Foram realizadas análises numéricas com a utilização do programa computacional SAP2000. Compilou-se as informações obtidas no estudo em tabelas, permitindo consultar de forma expedita os resultados relacionados com os esforços nas fundações resultantes da ação do vento, do peso da estrutura e peso dos equipamentos, ao mesmo tempo que são observadas as características físicas de cada tipo de solo.

Silva (2014) evidenciou que as análises realizadas no SAP2000 indicaram taxas de armaduras com valores bem semelhantes aos obtidos analiticamente, permitindo concluir que a modelagem utilizada se aproximou dos métodos de cálculo analítico utilizados. Foram constatadas algumas limitações nos modelos, sobretudo em relação à geometria da torre e à direção das forças atuantes, particularmente a ação do vento.

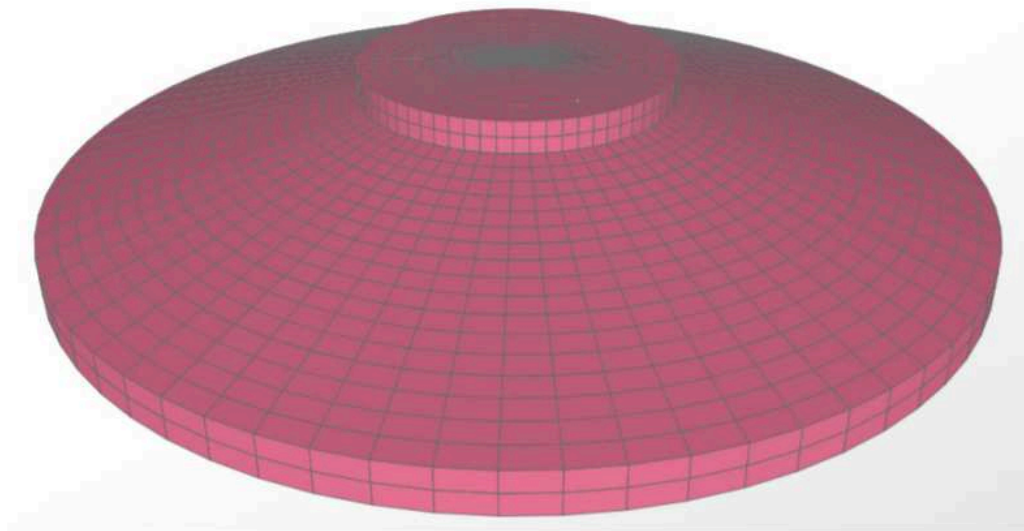
Araujo, Puel e Candemil (2014) analisaram numericamente casos de fundações diretas de aerogeradores, comparando modelos em elementos finitos elaborados no programa computacional SAP2000, utilizando elementos de casca e elementos sólidos. Foram elaborados dois modelos de sapata circular com diferentes alturas (A e B) e, para cada um, foram desenvolvidos dois modelos em elementos finitos, um com elementos de casca e outro com elementos sólidos.

Os parâmetros da modelagem são apresentados na Tabela 5, sendo h a menor altura, H a maior altura e D o diâmetro da fundação (Figura 12).

Tabela 5 – Resumo da geometria dos modelos

Modelo	Elemento	h (m)	H (m)	D (m)
1A	Casca	0,60	1,85	15,00
1B	Casca	1,50	2,75	15,00
2A	Sólido	0,60	1,85	15,00
2B	Sólido	1,50	2,75	15,00

Figura 12 – Geometria dos modelos



(ARAUJO; PUEL; CANDEMIL, 2014)

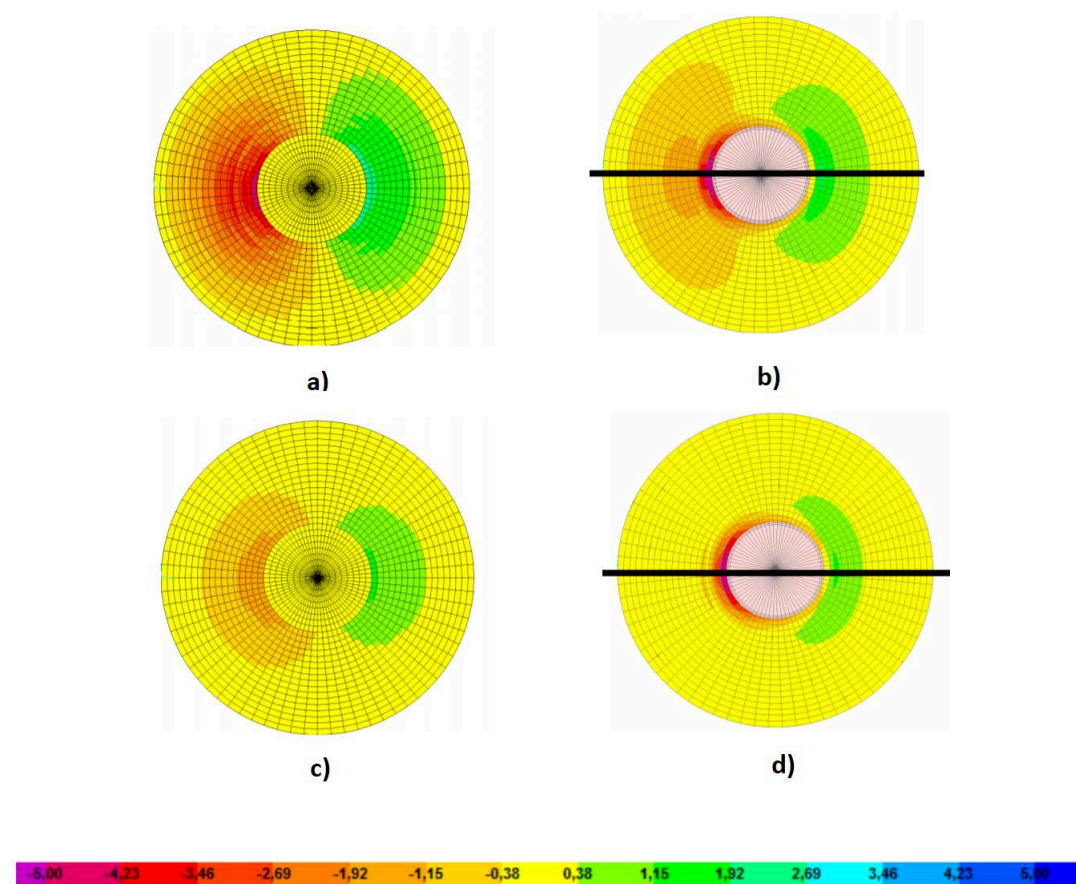
Nos modelos com elementos de casca a aplicação do carregamento foi realizada através de um elemento de barra, inserido no centro da sapata. Como condição de contorno, foram adicionadas molas não-lineares em toda a base da sapata para representar o contato com o solo, somente solicitadas quando submetidas à compressão. A rigidez de mola adotada foi de 13.500 kN/m^3 . Para manter um comportamento de corpo rígido, foram utilizadas vinculações internas (constrains) nos nós centrais da placa e da barra. Esse procedimento tornou possível a redução de concentrações de tensões na ligação entre o elemento de barra e o de casca.

Assim como nos modelos de placa, foram adicionadas molas não-lineares em toda a base da sapata para representar o contato com o solo nos modelos com elementos sólido. Nos modelos 2A e 2B, o carregamento foi inserido através de uma barra rígida acoplada a uma placa de elementos de casca rígidos. Para uniformizar os deslocamentos, foram utilizados constrains nos nós da placa rígida.

A placa rígida foi unida a um anel de parafusos protendidos que foram inseridos no interior da sapata. No contato entre a placa rígida e o corpo da sapata foram utilizados elementos finitos do tipo “gap”, que são somente solicitados à compressão. Portanto, toda tração provocada pelos carregamentos da torre foi transmitida diretamente aos parafusos protendidos e, a compressão, tanto para os elementos sólidos quanto para os parafusos protendidos. A Figura 13 apresenta os resultados das tensões radiais obtidos, para os modelos propostos.

Através dos modelos elaborados neste estudo, Araujo, Puel e Candemil (2014) observaram que as trajetórias de tensões indicaram que as sapatas analisadas apresentaram comportamento rígido, distribuindo as tensões de compressão com ângulo de propagação próximo a 45° .

Figura 13 – Tensões radiais (em MPa) nos modelos: a) 1A, b) 2A, c) 1B e d) 2B.



Destaca-se que não foi encontrada nenhuma pesquisa que modele e correlacione uma fundação de aerogerador através do método das bielas e tirantes (por meio de treliças espaciais), com modelos elaborados em elementos finitos. Evidencia-se a contribuição deste trabalho para a literatura, visto que o tema ainda possui metodologias não exploradas e possivelmente promissoras.

3.1 EMPREGO ESTRUTURAL DO MÉTODO DAS BIELAS E TIRANTES NA LITERATURA

Fernandes e Debs (2005) estudaram a capacidade resistente de consolos de concreto armado considerando a contribuição da armadura de costura. Diversos estudos experimentais da literatura comprovam que a armadura de costura aumenta a capacidade resistente dos consolos, além de melhorar o comportamento da estrutura quanto à fissuração e ductilidade. O estudo propôs dois procedimentos de cálculo pelo Método das Bielas e Tirantes considerando a altura efetiva de cada barra de costura, validando através de 245 aplicações em consolos. A primeira proposta foi baseada em Hagberg (1983) e a segunda baseada em Leonhardt e Monnig (1977). Ressalta-se que 98 por cento das análises

apresentaram resultados a favor da segurança, para os casos de consolos com costura.

Souza (2006) realizou análise e dimensionamento de elementos especiais em concreto armado utilizando o Método dos Elementos Finitos e o Método das Bielas e Tirantes. O objetivo foi de investigar a aplicabilidade dos métodos citados no trabalho, estabelecendo recomendações práticas no desenvolvimento de projetos estruturais complexos em qualquer forma geométrica aplicável.

Filho, Barros e Giongo (2011) avaliaram dois modelos de bielas e tirantes para o dimensionamento de blocos de fundação sobre quatro estacas com cálice embutido com interfaces lisas. O primeiro modelo foi adaptado ao modelo proposto da literatura para sapata com cálice embutido. Já o segundo, é semelhante ao modelo usual utilizado para blocos ligados a pilares monoliticamente, considerando uma redução da altura da treliça espacial devido à limitação de transferência de tensões de cisalhamento nas paredes da interface da ligação. Observou-se que o modelo com os maiores valores de compressão nas bielas se dá no qual o ângulo de inclinação da biela em relação ao fundo do cálice é o menor. O número de tirantes deste modelo é o maior dentre eles e a adoção do modelo simplificado é mais adequado ao princípio da mínima energia de deformação.

Munhoz e Giongo (2011) realizaram uma análise do comportamento estrutural de blocos rígidos sobre estacas solicitadas por força vertical, horizontal e momento fletor. Desenvolveu-se uma análise numérica não linear utilizando o Método dos Elementos Finitos. A distribuição do fluxo das tensões principais foi analisada, permitindo a criação de modelos mais refinados utilizando o Modelo de Bielas e Tirantes.

Almeida, Simonetti e Neto (2013) realizaram a análise do Modelo de Bielas e Tirantes para estruturas de concreto armado via uma técnica da otimização topológica para identificar o fluxo de tensões na estrutura, definindo a configuração dos membros de bielas e quantificando os valores para realizar o dimensionamento. Os resultados obtidos foram comparados e validados com trabalhos científicos pioneiros sobre o assunto.

Oliveira, Barros e Giongo (2014) desenvolveram uma simulação numérica e dimensionamento pelo Método de Bielas e Tirantes para blocos de concreto armado sobre seis estacas. Levaram em consideração a deformabilidade do solo de apoio das estacas, diferentes resistências para o concreto e pilares com seções transversais quadradas e retangulares, submetidos a um carregamento centrado. Além de outras considerações, os autores obtiveram resultados coerentes com a maioria dos métodos analíticos de dimensionamento de blocos sobre estacas.

Shuraim e El-sayed (2016) realizaram uma verificação experimental do Modelo de Bielas e Tirantes para vigas-parede com concreto de alta resistência (HSC) sem armadura de cisalhamento. Foi realizado um total de 18 análises em vigas-parede, testadas em quatro pontos de flexão até a falha. A capacidade de carga das vigas-paredes obtidas pelo Método de Bielas e Tirantes foram comparadas com os resultados experimentais, obtendo resultados coerentes e boa capacidade de carga para as vigas-parede sem armadura de

cisalhamento.

No que se refere ao cálculo de vigas delgadas sujeitas a força axial, flexão, cisalhamento e torção, códigos e manuais propõem soluções simples e confiáveis, tanto para o estado de serviço, quanto para o estado final da estrutura. Por outro lado, elementos estruturais que não se encaixam na teoria de vigas padrão, como elementos estruturais complexos ou como zonas locais com maiores gradientes de tensão, foram e ainda são consideradas problemáticas. Atualmente, uma solução geral para estas peculiaridades em estruturas de concreto armado podem ser deduzidas por métodos estáticos de análise de limites por meio de esquemas discretos adequados para modelar o mecanismo de transferência de carga e dividem as funções de suporte entre o concreto e o reforço de aço. O mais comum desses esquemas modela estes problemas em estruturas de concreto armado através de elementos de tensão discretizados, como o método das bielas e tirantes (BIONDINI; BONTEMPI; MALERBA, 2001).

4 MODELOS ESTRUTURAIS DA FUNDAÇÃO

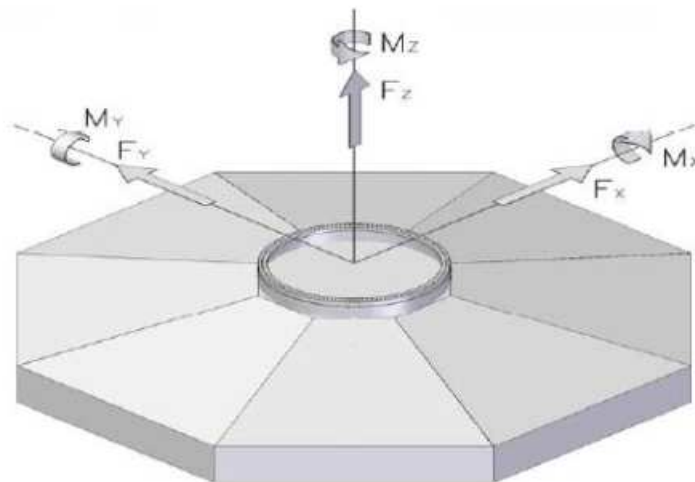
Apresentam-se aqui os conceitos principais relacionados à procedência de cargas em aerogeradores, bem como princípios relevantes do método das Bielas e Tirantes e do método dos elementos finitos para o presente estudo.

4.1 PROCEDÊNCIA DE CARGAS

Cada fornecedor de equipamento tem indicações específicas referentes à determinação de combinações de carregamento para a obtenção das solicitações ao nível da base do aerogerador, incluindo questões referentes à fadiga e cargas extremas. Nestas considerações ficam incluídas, por exemplo, área mínima de contato de fundações diretas quando da atuação de solicitações do ELS, ELU e fadiga. Nas condições da primeira, alguns fornecedores não admitem nem tração nas estacas, nem regiões não comprimidas, no caso de solução em fundações diretas (MILITITSK, 2014).

Os carregamentos são geralmente fornecidos pelo fabricante, como cargas pontuais e momentos nos seis graus de liberdade ($F_x, F_y, F_z, M_x, M_y, M_z$), aplicados no centro de gravidade do anel, conforme a Figura 14 (RIBEIRO; LIMA; SANTOS, 2014).

Figura 14 – Aplicação dos carregamentos advindos da superestrutura



(RIBEIRO; LIMA; SANTOS, 2014)

4.2 MÉTODO DE BIELAS E TIRANTES

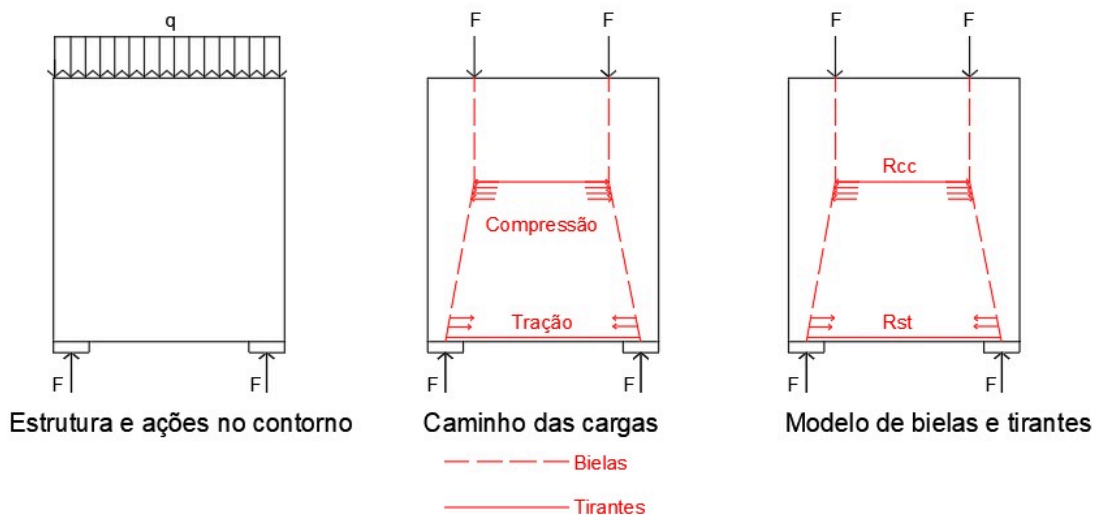
O método de bielas e tirantes é um método recomendado pela norma brasileira e por diversas outras normas internacionais para o dimensionamento de regiões descontínuas de elementos de concreto armado, que atende às necessidades de tais análises.

A NBR 6118:2014 aborda superficialmente o modelo de bielas e tirantes, permitindo sua utilização no dimensionamento de vigas-parede, consolos e dentes Gerber. Apesar de o CEB-FIP Model Code (1978) já tratar do modelo de bielas e tirantes, somente na versão de 1990 é que foram disponibilizadas informações suficientes para se desenvolver projetos de elementos estruturais utilizando o modelo.

No método de bielas e tirantes, as bielas são representadas por campos de tensões de compressão, resistidas pelo concreto, e os tirantes são representados por campos de tensões de tração, usualmente resistidas pela armadura. Ocasionalmente, o concreto pode absorver as tensões de tração, desde que sejam respeitadas as condições de segurança relativas à resistência a tração do concreto. Buscando-se representar a estrutura real, constrói-se um modelo idealizado, o qual é constituído por barras, comprimidas e tracionadas, unidas por nós. As forças nas bielas e nos tirantes são calculadas por equilíbrio entre as forças atuantes internas e externas (SANTOS, 2006).

O processo do caminho de carga permite que se criem modelos analisando-se os fluxos de tensões na estrutura. Utilizando métodos numéricos, como o método dos elementos finitos, podem ser expressas as tensões elásticas e suas direções principais, o que permite uma direta determinação do modelo. As bielas podem ter as direções das linhas médias dos campos de compressão e os tirantes as linhas médias dos campos de tração. Um exemplo simplificado do processo do caminho de carga, e suas etapas básicas, pode ser observado na viga-parede da Figura 15.

Figura 15 – Processo do caminho de carga



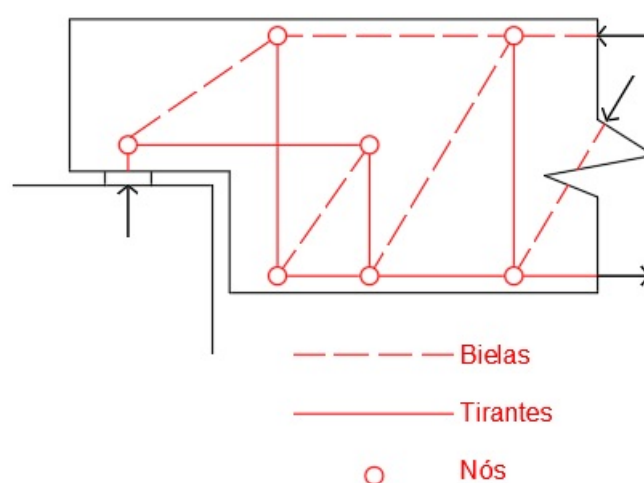
(SANTOS, 2006)

4.2.1 PRINCÍPIOS BÁSICOS DO MODELO DE BIELAS E TIRANTES

Pode-se entender o modelo de bielas e tirantes como um modelo de treliça mais abrangente. Esse modelo tem por base o mecanismo resistente das vigas de concreto armado, resultando em representações dos campos de tração e compressão das mesmas. Os campos comprimidos são as diagonais de concreto limitadas por duas fissuras consecutivas e o banzo comprimido de concreto (banzo superior, no caso de carregamento na face superior da viga), o qual pode apresentar barras de aço no caso de vigas com armadura dupla. Os campos tracionados correspondem à armadura transversal (pendurais ou montantes das treliças) e ao banzo tracionado (banzo inferior, no caso de carregamento na face superior da viga), composto pela armadura longitudinal da viga.

O modelo consiste na representação discreta dos campos de tensão de tração e dos campos de tensão de compressão nos elementos estruturais, sendo que as bielas representam os campos principais de compressão e os tirantes representam os campos principais de tração. A tração pode ser absorvida por uma ou mais camadas de armadura. As bielas e os tirantes são interligados por elementos pontuais denominados de nós, os quais dão origem às regiões nodais. Estas, por suas vezes, constituem um volume de concreto que envolve os pontos de intersecção dos elementos do modelo. A Figura 16 apresenta um modelo de bielas e tirantes aplicado a um apoio em dente de uma viga, com todos os seus elementos básicos descritos (SANTOS, 2006).

Figura 16 – Modelo de bielas e tirantes aplicado a um apoio em dente de uma viga



(SANTOS, 2006)

O modelo de bielas e tirantes adotado é função da geometria da estrutura e das ações atuantes em seu contorno. Segundo Silva (2000), normalmente pode-se obter a geometria do modelo analisando-se os seguintes aspectos:

- tipos de ações atuantes;

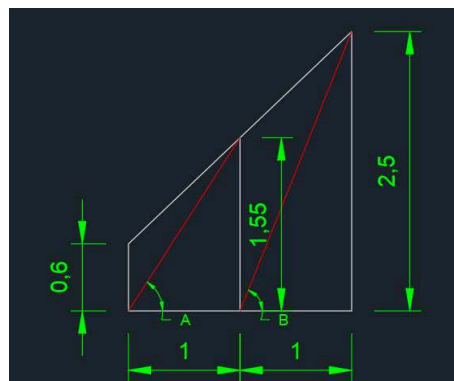
- ângulos entre bielas e tirantes;
- áreas de aplicação de ações e reações;
- número de camadas das armaduras;
- cobrimento das armaduras.

Modelos de bielas e tirantes podem ser obtidos por meio do fluxo de tensões elásticas existentes na estrutura, pelo processo do caminho de carga ou por modelos padronizados. Caso se realize uma análise elástica da estrutura, a fim de se determinar as tensões elásticas e suas respectivas direções principais, torna-se muito simples e imediato o desenvolvimento de um modelo adequado.

A análise elástica de uma estrutura é realizada por meio de métodos numéricos, como o método dos elementos finitos (MEF). As direções das bielas e dos tirantes é comumente adotada de acordo com a direção média dos campos de tensões de compressão e tração, respectivamente. Tais direções podem também ser determinadas de acordo com os centros de gravidade dos diagramas de tensão.

Segundo ABNT (2014) as bielas inclinadas devem ter ângulo de inclinação cuja tangente esteja entre 0,57 e 2 em relação ao eixo da armadura longitudinal do elemento estrutural. A elaboração dos modelos de bielas e tirantes deve seguir a recomendação das tangentes mínimas e máximas dos ângulos adotados entre os elementos, presente na norma brasileira que trata do assunto, citada anteriormente. Portanto, além de lançar mão dos caminhos de carga evidenciados em uma análise através do método dos elementos finitos para definição da configuração dos modelos, a modelagem BeT fica restrita aos limites de ângulos das bielas de compressão em relação ao eixo da armadura longitudinal da fundação do aerogerador. Como exemplo, elaborou-se uma figura explicativa (Figura 17), onde observa-se que o ângulo A possui tangente no valor de 1,55 e atende a exigência da norma, enquanto o ângulo B apresenta tangente no valor de 2,5 e não se enquadra na recomendação normativa.

Figura 17 – Exemplo ilustrativo da recomendação de tangentes em modelos BeT da norma brasileira, em metros



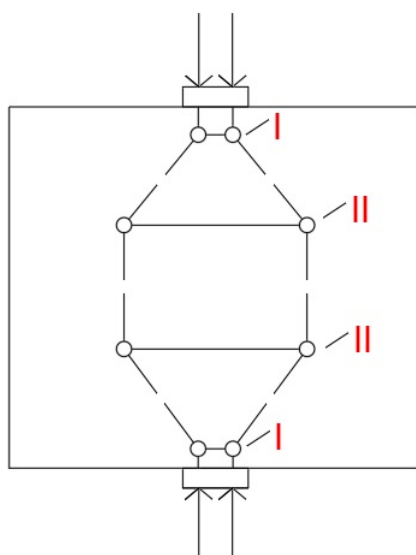
4.2.2 ELEMENTOS DA ANALOGIA DE TRELIÇA

4.2.2.1 Nós

Os nós idealizam pontos de interseção entre os elementos da treliça. Na realidade, são regiões onde as tensões são desviadas por certo comprimento. Em uma estrutura, a maioria dos nós é do tipo contínuo, onde os campos de tensões no concreto se equilibram ou são desviados em comprimentos satisfatórios. Esses nós não são críticos no projeto e é suficiente que seja verificada a ancoragem das barras que nele concorrem.

Por outro lado, se ocorre concentração de tensões no concreto e o desvio das forças ou ancoragem são feitos localizadamente, os nós são chamados de singulares ou concentrados. Esse tipo de nó geralmente governa a resistência e as dimensões do elemento estrutural. A Figura 18 apresenta os tipos de nó e a diferença entre eles:

Figura 18 – Nós singulares (I) e nós contínuos (II)



Adaptado de (NEPOMUCENO, 2012)

Os nós são nomeados de acordo com a quantidade de bielas e tirantes que nele se cruzam. Por exemplo, se três bielas comprimidas se cruzam em um nó, este é chamado de nó CCC. Se duas bielas comprimidas e um tirante se interceptam em um nó, este é chamado de CCT, e assim por diante. Se mais de três elementos se interceptam em um nó, com ângulos diferentes, elementos similares podem ser combinados em um, atuando como uma força resultante (NEPOMUCENO, 2012).

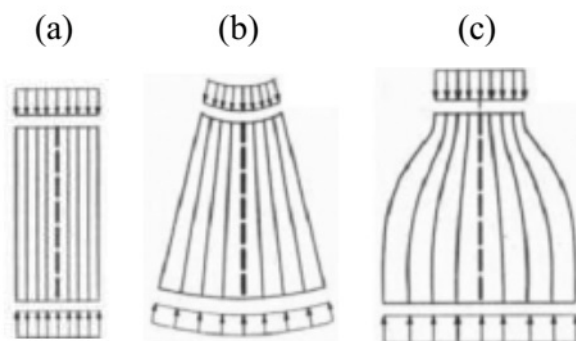
4.2.2.2 Bielas

As bielas representam discretizações dos campos de compressão no concreto, delimitadas por uma diagonal de concreto formada por duas fissuras consecutivas. Dependendo da forma como as tensões se distribuem dentro da estrutura, existem três configurações

típicas para as bielas de concreto (Figura 19), descritas com maiores detalhes a seguir (NEPOMUCENO, 2012):

- Biela prismática: trata-se de um campo de tensão que se distribui uniformemente, sem perturbação, e que não produz tensão transversal de tração;
- Biela em leque: trata-se de uma idealização de um campo de tensão com curvatura desprezível, que não desenvolve tensão transversal de tração;
- Biela em garrafa: trata-se de um tipo de biela que possui a distribuição de tensão em linhas curvilíneas com afinamento da seção e que desenvolve tensões transversais de tração. A tração transversal combinada com a compressão longitudinal pode causar fissuras que levam a uma ruptura prematura do concreto.

Figura 19 – Tipos de bielas (a) prismática, (b) em leque e (c) em forma de garrafa



(NEPOMUCENO, 2012)

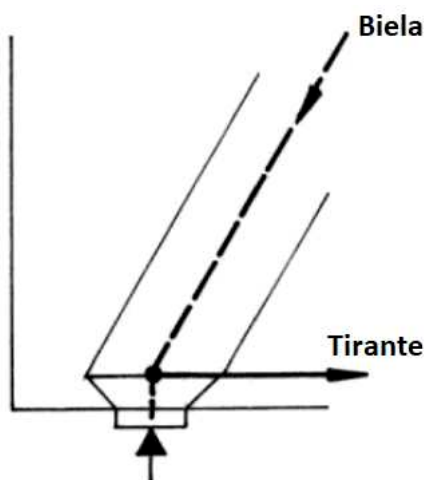
4.2.2.3 Tirantes

Uma grande preocupação em relação aos tirantes é a ancoragem da armadura. É recomendável a utilização de barras mais finas e em maior quantidade de camadas, pois se deve disponibilizar as armaduras ao longo de uma área suficientemente grande, de maneira a evitar o esmagamento das regiões nodais.

A ancoragem das barras por aderência consiste, essencialmente, em uma transferência de carga por tensão de compressão no concreto pelas mossas das barras de aço ou por pressão radial das barras dobradas (Figura 20) e se inicia onde a trajetória de tensões de compressão encontra a barra ancorada e são desviadas pelas tensões de aderência.

Sobre o apoio, a ancoragem se inicia no começo da seção do apoio e deve ser estender, no mínimo, até o fim do apoio (Figura 20). Entretanto, o comprimento dentro do nó pode não ser suficiente para satisfazer a ancoragem necessária e, neste caso, deve-se prolongar a barra além do nó, o que faz com que parte da força no tirante seja considerada como uma força de compressão atuando por detrás do nó (NEPOMUCENO, 2012).

Figura 20 – Pressão radial das barras e ancoragem no apoio



4.3 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Tipicamente, para o problema estrutural de análise de tensão, o engenheiro procura determinar deslocamentos e tensões em toda a estrutura que está em equilíbrio e sujeita às cargas aplicadas. Para muitas estruturas, é difícil determinar a distribuição de deformação usando métodos convencionais, e assim o método dos elementos finitos é necessariamente usado.

Existem duas abordagens diretas gerais tradicionalmente associadas com o método dos elementos finitos aplicado a problemas de mecânica estrutural. Uma abordagem, chamada o método da força, ou flexibilidade, usa forças internas como as incógnitas do problema. Para obter as equações governantes, primeiro as equações de equilíbrio são usadas. Então, equações adicionais necessárias são encontradas introduzindo equações de compatibilidade. O resultado é um sistema de equações para determinar as forças desconhecidas (LOGAN, 1998).

A segunda abordagem, chamada de método do deslocamento, ou rigidez, assume os deslocamentos dos nós como as incógnitas do problema. Por exemplo, condições de compatibilidade que requerem elementos conectados em um nó comum, ao longo de uma borda, ou em uma superfície comum antes do carregamento, e deve permanecer conectado a esse nó, borda ou a superfície após a deformação é satisfeita inicialmente. Então as equações governantes são expressas em termos de deslocamentos nodais usando as equações de equilíbrio e uma lei aplicável relacionando forças aos deslocamentos.

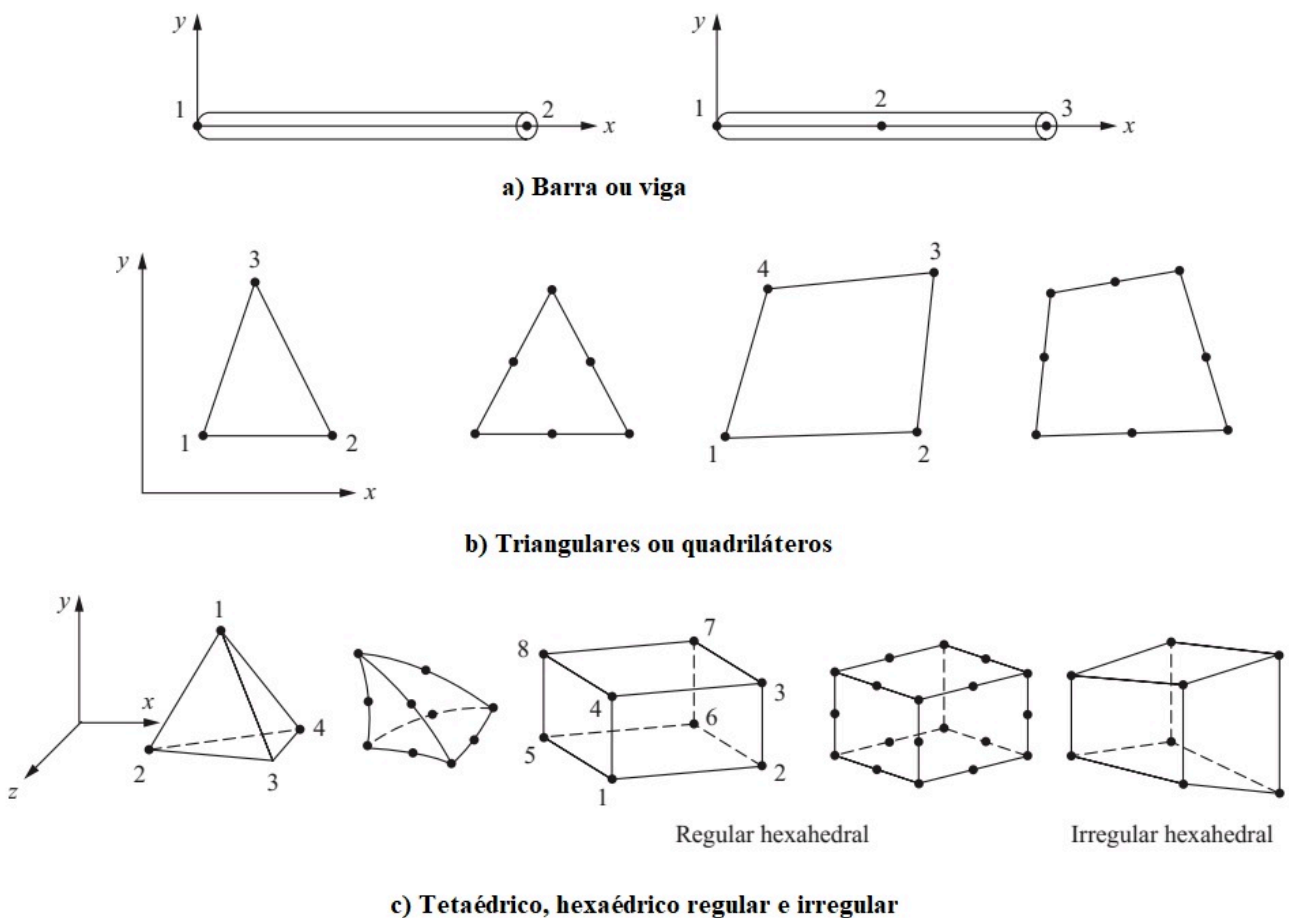
Essas duas abordagens diretas resultam em diferentes incógnitas (forças ou deslocamentos) na análise e diferentes matrizes associadas às suas formulações (flexibilidades ou rigidez). Para fins computacionais, o método de deslocamento (ou rigidez) é mais desejável porque sua formulação é mais simples para a maioria dos problemas de análise estrutural. Além disso, a grande maioria dos programas de elementos finitos incorporaram

a formulação de deslocamento para resolver problemas estruturais (LOGAN, 1998).

O método dos elementos finitos envolve modelar a estrutura usando pequenos elementos interconectados chamados elementos finitos. Uma função de deslocamento está associada a cada elemento finito. Cada elemento interconectado está ligado, direta ou indiretamente, a cada outro elemento através de interfaces comuns (ou compartilhadas), incluindo nós e/ou linhas de limite e/ou superfícies. Utilizando propriedades de tensão/deformação conhecidas para o material compondo a estrutura, pode-se determinar o comportamento de um dado nó em termos das propriedades de todos os outros elementos na estrutura. O conjunto total de equações que descreve o comportamento de cada nó resulta em uma série de equações algébricas melhores expressas em notação matricial.

A escolha dos elementos usados em uma análise de elementos finitos depende da composição do corpo sob condições reais de carga e quão perto do real comportamento que o analista deseja que os resultados sejam. O julgamento sobre a adequação de idealizações unidimensionais, bidimensionais ou tridimensionais é necessário. Elementos que são comumente empregados na prática são mostrados na Figura 21.

Figura 21 – Tipos de elementos finitos comuns na literatura



Segundo Logan (1998), o número total de elementos usados e sua variação em tamanho e tipo dentro de um dado corpo são primariamente questões de julgamento de engenharia. Os elementos devem ser pequenos o suficiente para dar resultados utilizáveis e ainda grandes o bastante para reduzir o esforço computacional. Elementos pequenos (e possivelmente elementos de ordem superior) são geralmente desejáveis quando os resultados estão mudando rapidamente e elementos grandes podem ser usados onde os resultados são relativamente constantes.

A função deslocamento é definida dentro do elemento usando os valores nodais do mesmo. Funções lineares, quadráticas e polinômios cúbicos são funções frequentemente usadas porque são simples de trabalhar com formulação de elementos finitos. No entanto, séries trigonométricas também podem ser usadas. Para um elemento bidimensional, a função de deslocamento é uma função das coordenadas em seu plano (\mathbf{x} e \mathbf{y}). As funções são expressas em termos dos valores desconhecidos nos nós (no problema bidimensional, em termos de um componente \mathbf{x} e um \mathbf{y}). A mesma função de deslocamento geral pode ser usada repetidamente para cada elemento. Portanto, o método dos elementos finitos é aquele em que uma quantidade contínua, como o deslocamento por todo o corpo, é aproximado por um modelo discreto composto por um conjunto de funções contínuas definidas em cada domínio finito ou elemento finito (LOGAN, 1998).

As relações entre deformação/deslocamento e tensão/deformação são necessárias para derivar as equações para cada elemento finito. No caso de deformação unidimensional, digamos, na direção x , temos deformação ε_x relacionada ao deslocamento u por:

$$\varepsilon_x = du/dx. \quad (4.1)$$

Além disso, as tensões devem estar relacionadas às deformações através da lei constitutiva. A mais simples das leis de tensão/deformação, a lei de Hooke, que é frequentemente usada em análise de tensão, é dada por:

$$\sigma_x = E\varepsilon_x, \quad (4.2)$$

onde σ_x é igual à tensão na direção \mathbf{x} e E é o módulo de elasticidade (LOGAN, 1998).

Inicialmente, o desenvolvimento de matrizes de rigidez de elementos e equações elementares são elaborados com base no conceito de coeficientes de influência da rigidez, o que pressupõe um pano de fundo na análise estrutural. As equações de equilíbrio nodais do elemento individual são reunidas nas equações globais de equilíbrio nodal. Outro método mais direto de superposição (chamado de método de rigidez direta), cuja base é o equilíbrio de força nodal, pode ser usado para obter as equações globais para toda a estrutura.

Implícito no método de rigidez direta está o conceito de continuidade, ou compatibilidade, que exige que a estrutura permaneça junta e que nenhuma falha ocorra em qualquer lugar dentro da estrutura (LOGAN, 1998).

A equação final global escrita em forma de matriz é:

$$\mathbf{F} = \mathbf{K}\mathbf{d}, \quad (4.3)$$

onde \mathbf{F} é o vetor de forças nodais globais, \mathbf{K} é a matriz de rigidez global da estrutura (para a maioria dos problemas, a matriz de rigidez global é quadrada e simétrica), e \mathbf{d} é agora o vetor de graus de liberdade nodais conhecidos e desconhecidos da estrutura. Pode-se mostrar que neste estágio, a matriz de rigidez global matriz \mathbf{K} é uma matriz singular porque seu determinante é igual a zero. Para remover esse problema de singularidade, devemos invocar certas condições de contorno (ou de restrições ou suportes) para que a estrutura permaneça no lugar ao invés de se mover como um corpo rígido. Enfatiza-se que as cargas conhecidas aplicadas são contabilizadas na matriz de força global \mathbf{F} (LOGAN, 1998).

A equação 4.3, modificada para considerar as condições de contorno, é um conjunto de equações algébricas simultâneas que podem ser escritas na forma de matriz expandida como:

$$\begin{bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ \dots \\ F_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & \dots & K_{1n} \\ K_{21} & K_{22} & \dots & K_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ K_{n1} & K_{n2} & \dots & K_{nn} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ \dots \\ d_n \end{bmatrix}, \quad (4.4)$$

onde agora n é o número total de graus de liberdade nodais desconhecidos. Estas equações podem ser resolvidas para os deslocamentos usando um método de eliminação (como Método de Gauss) ou um método iterativo (como o método de Gauss-Seidel). Os d 's são chamados de incógnitas principais, porque são as primeiras quantidades determinadas usando a rigidez (ou deslocamento) no método dos elementos finitos (LOGAN, 1998).

Para a análise de tensão, resultados secundários de tensão e deformação (ou momento e força de cisalhamento) podem ser obtidos, pois eles podem ser diretamente expressos em termos dos deslocamentos determinados na Eq. 4.4. Relações típicas entre tensão e deslocamento e entre tensão e deformação - como Eqs. 4.1 e 4.2 para tensão unidimensional podem ser utilizadas (LOGAN, 1998).

4.3.1 APLICAÇÕES DO MÉTODO

O método dos elementos finitos pode ser usado para analisar tanto problemas estruturais como não estruturais. Áreas estruturais típicas incluem:

- Análise de tensão (como estruturas de edifícios altos e torres de aerogeradores), problemas de concentração de tensão, tipicamente associados a furos, filetes, ou outras mudanças na geometria de um corpo (como peças automotivas, pressões em embarcações, dispositivos médicos, aeronaves e equipamentos esportivos);

- Flambagem, como em pilares, cascas e sólidos;
- Análise de vibração, como em equipamento vibratório;
- Problemas de impacto, incluindo análise de colisão de veículos, projétil e corpos caindo e impactando objetos.

Problemas não estruturais incluem (LOGAN, 1998):

- Transferência de calor, como em dispositivos eletrônicos que emitem calor, motores e aletas de refrigeração em radiadores;
- Fluxos de fluido;
- Distribuição de potencial elétrico ou magnético, como em antenas e transistores.

4.3.2 ELEMENTOS DE BARRA

O elemento de barra de Euler-Bernoulli estudado possui 2 nós, 6 graus de liberdade por nó (3 translações e 3 rotações). São empregados polinômios lineares para representar os deslocamentos longitudinais $u(x)$ e rotações $\theta_x(x)$, enquanto polinômios cúbicos são utilizados para descrever os deslocamentos transversais $v(x)$ e $w(x)$ como descritos nas Eqs. 4.5 e 4.6.

$$\begin{cases} u(x) = \alpha_1 + \alpha_2(x) \\ \theta_x(x) = \alpha_1 + \alpha_2(x) \end{cases} \quad (4.5)$$

$$\begin{cases} v(x) = \alpha_3 + \alpha_4x + \alpha_5x^2 + \alpha_6x^3 \\ w(x) = \alpha_3 + \alpha_4x + \alpha_5x^2 + \alpha_6x^3 \\ \frac{dv(x)}{dx} = \theta_z(x) \\ \frac{dw(x)}{dx} = \theta_y(x) \end{cases} \quad (4.6)$$

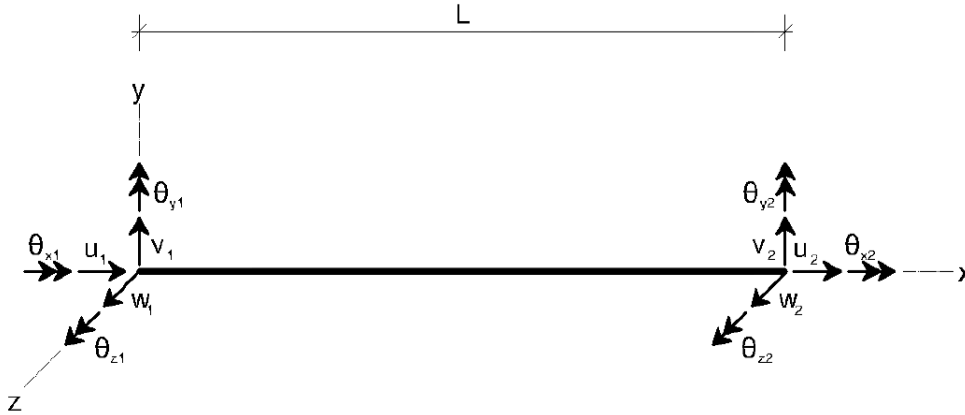
Onde $u(x)$, $\theta_x(x)$, $v(x)$, $w(x)$, $\theta_z(x)$ e $\theta_y(x)$ são funções deslocamento. Enquanto α_i para $i=1...6$ são os parâmetros polinomiais.

É conveniente escrever os parâmetros como função dos deslocamentos e rotações nodais. Para resolver estas equações, primeiramente considere um elemento de barra com comprimento L e os graus de liberdade (Eq. 4.7) como demonstrado na Figura 22.

$$d^T = \left\{ d_1 \quad d_2 \quad \dots \quad d_{12} \right\} = \left\{ \begin{array}{cccccccccccc} u_1 & v_1 & w_1 & \theta_{x1} & \theta_{y1} & \theta_{z1} & u_2 & v_2 & w_2 & \theta_{x2} & \dots \\ \dots & \theta_{y2} & \theta_{z2} & & & & & & & & & \end{array} \right\} \quad (4.7)$$

Onde d^T é o vetor transposto dos graus de liberdade; u_i , v_i e w_i são as translações nas direções x , y e z , respectivamente; θ_{xi} , θ_{yi} e θ_{zi} são as rotações ao redor de x , y e z , respectivamente.

Figura 22 – Elemento de barra



Então, as funções de forma da barra resultarão da aplicação das condições de contorno. Estas funções de forma constituirão a matriz \mathbf{N} para a formulação geral MEF. Portanto os deslocamentos podem ser expressos de acordo com a Eq. 4.8.

$$\mathbf{u} = \mathbf{N}d \quad (4.8)$$

Onde \mathbf{u} é o vetor dos deslocamentos; \mathbf{N} é a matriz das funções de forma.

Então, as deformações podem ser obtidas através da Eq. 4.8, fazendo a derivada da matriz \mathbf{N} em x . A operação resulta na Eq. 4.9.

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{L}\mathbf{u} = \mathbf{L}\mathbf{N}d = \mathbf{B}d \quad (4.9)$$

Onde $\boldsymbol{\varepsilon}$ é o vetor deformação; \mathbf{L} é a matriz contendo os operadores diferenciais; \mathbf{B} é a matriz deslocamento-deformação, que contém as derivadas espaciais da variável x . As tensões no elemento podem ser obtidas através da Lei de Hooke (Eq. 4.10).

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{C}\boldsymbol{\varepsilon} \quad (4.10)$$

Onde $\boldsymbol{\sigma}$ é o vetor de tensões; \mathbf{C} é a matriz das relações constitutivas, que para um material isotrópico depende apenas de módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson.

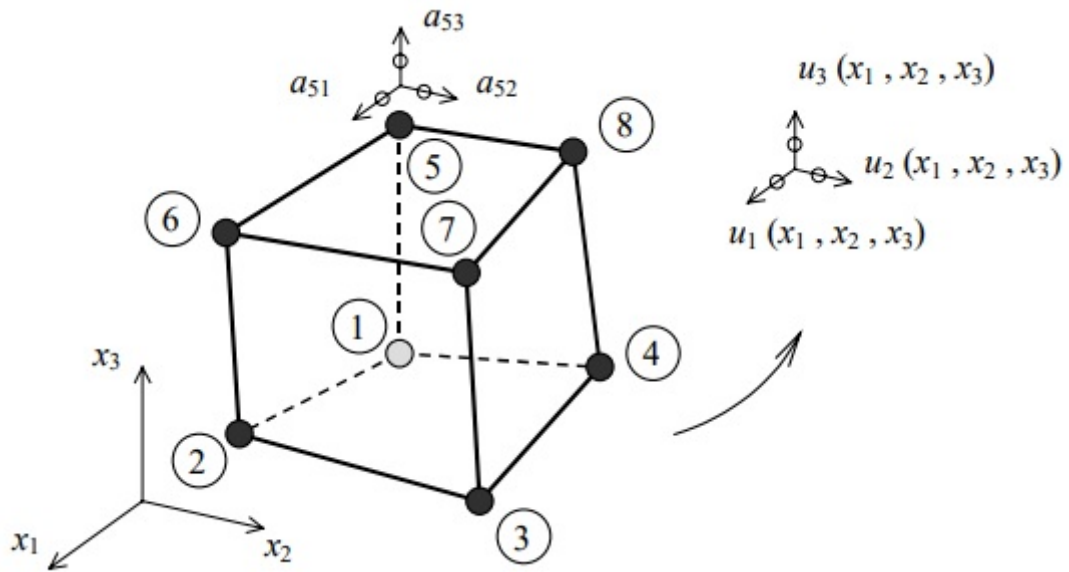
4.3.3 ELEMENTOS SÓLIDOS

No desenvolvimento de elementos sólidos do tipo brick é considerada uma formulação genérica com três graus de liberdade do tipo deslocamento. A exposição aqui apresentada baseia-se num elemento finito sólido com oito nós (Figura 23). O número de graus de liberdade deste elemento é $p = 8 \times 3 = 24$.

Os vetores dos deslocamentos nodais e das forças nodais equivalentes às ações exteriores são os seguintes:

$$\mathbf{a} = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} & a_{21} & a_{22} & a_{23} & \dots & a_{81} & a_{82} & a_{83} \end{bmatrix}, \quad (4.11)$$

Figura 23 – Elemento finito sólido de oito nós com geometria arbitrária



(AZEVEDO, 2003)

$$\mathbf{f} = [f_{11} \ f_{12} \ f_{13} \ f_{21} \ f_{22} \ f_{23} \ \dots \ f_{81} \ f_{82} \ f_{83}]. \quad (4.12)$$

A matriz de rigidez do elemento \mathbf{K} é uma matriz $p \times p = 24 \times 24$. No referencial geral, a matriz das coordenadas cartesianas dos nós do elemento é a seguinte:

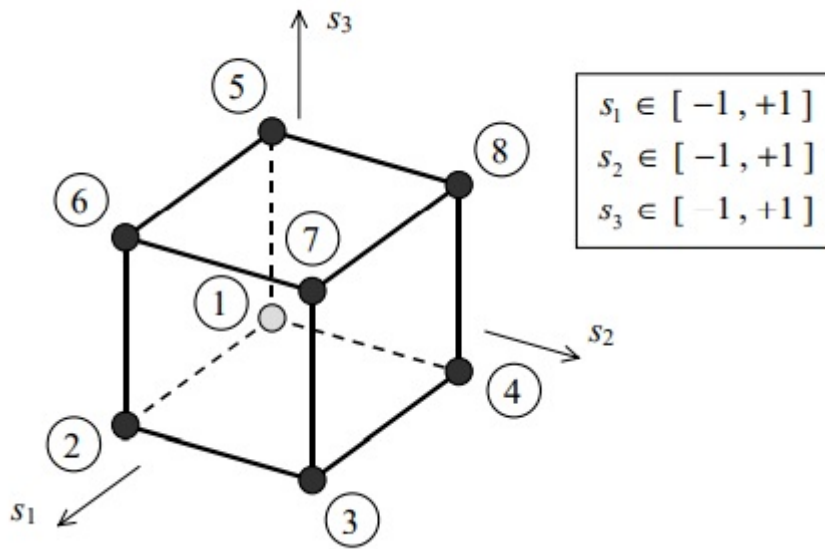
$$\mathbf{X} = \begin{bmatrix} x_{11} & x_{12} & x_{13} \\ x_{21} & x_{22} & x_{23} \\ \dots & \dots & \dots \\ x_{81} & x_{82} & x_{83} \end{bmatrix}. \quad (4.13)$$

É conveniente fazer a seguinte substituição de variáveis:

$$\begin{aligned} x_1 &\rightarrow \mathbf{x}_1(s_1, s_2, s_3), \\ x_2 &\rightarrow \mathbf{x}_2(s_1, s_2, s_3), \\ x_3 &\rightarrow \mathbf{x}_3(s_1, s_2, s_3). \end{aligned} \quad (4.14)$$

Na Figura 24 encontra-se indicado o sistema de coordenadas locais, bem como o novo domínio de integração.

Figura 24 – Alguns tipos de elementos



(AZEVEDO, 2003)

Os valores nodais das coordenadas s_1 , s_2 e s_3 são os seguintes:

$$\mathbf{S} = \begin{bmatrix} s_{11} & s_{12} & s_{13} \\ s_{21} & s_{22} & s_{23} \\ s_{31} & s_{32} & s_{33} \\ s_{41} & s_{42} & s_{43} \\ s_{51} & s_{52} & s_{53} \\ s_{61} & s_{62} & s_{63} \\ s_{71} & s_{72} & s_{73} \\ s_{81} & s_{82} & s_{83} \end{bmatrix}, \quad (4.15)$$

$$\mathbf{S} = \begin{bmatrix} s_{11} & s_{12} & s_{13} \\ s_{21} & s_{22} & s_{23} \\ s_{31} & s_{32} & s_{33} \\ s_{41} & s_{42} & s_{43} \\ s_{51} & s_{52} & s_{53} \\ s_{61} & s_{62} & s_{63} \\ s_{71} & s_{72} & s_{73} \\ s_{81} & s_{82} & s_{83} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -1 & -1 & -1 \\ +1 & -1 & -1 \\ +1 & -1 & -1 \\ +1 & +1 & -1 \\ -1 & +1 & -1 \\ -1 & -1 & +1 \\ +1 & -1 & +1 \\ +1 & -1 & -1 \\ +1 & +1 & -1 \\ -1 & +1 & +1 \end{bmatrix}. \quad (4.16)$$

Uma vez que o elemento é da família Lagrangeana, as funções de forma são:

$$\begin{cases} \mathbf{n}_1(s_1, s_2, s_3) = (1 - s_1)(1 - s_2)(1 - s_3)/8 \\ \mathbf{n}_2(s_1, s_2, s_3) = (1 + s_1)(1 - s_2)(1 - s_3)/8 \\ \mathbf{n}_3(s_1, s_2, s_3) = (1 + s_1)(1 + s_2)(1 - s_3)/8 \\ \mathbf{n}_4(s_1, s_2, s_3) = (1 - s_1)(1 + s_2)(1 - s_3)/8 \\ \mathbf{n}_5(s_1, s_2, s_3) = (1 - s_1)(1 - s_2)(1 + s_3)/8 \\ \mathbf{n}_6(s_1, s_2, s_3) = (1 + s_1)(1 - s_2)(1 + s_3)/8 \\ \mathbf{n}_7(s_1, s_2, s_3) = (1 + s_1)(1 + s_2)(1 + s_3)/8 \\ \mathbf{n}_8(s_1, s_2, s_3) = (1 - s_1)(1 + s_2)(1 + s_3)/8 \end{cases}. \quad (4.17)$$

A interpolação das coordenadas cartesianas é efetuada com a seguinte expressão:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{x}_1 \\ \mathbf{x}_2 \\ \mathbf{x}_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} x_{11} & x_{21} & \dots & x_{81} \\ x_{12} & x_{22} & \dots & x_{82} \\ x_{13} & x_{23} & \dots & x_{83} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{n}_1 \\ \mathbf{n}_2 \\ \dots \\ \mathbf{n}_8 \end{bmatrix}. \quad (4.18)$$

A matriz de rigidez do elemento finito é calculada com a expressão genérica:

$$\mathbf{K} = \int_v \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} dV, \quad (4.19)$$

após a substituição de variáveis (Eq. 4.14) passa a ter-se:

$$\mathbf{K} = \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} \mathbf{J} ds_1 ds_2 ds_3. \quad (4.20)$$

No caso tridimensional a matriz Jacobiana \mathbf{J} é a seguinte:

$$\mathbf{J} = \begin{bmatrix} \partial x_1 / \partial s_1 & \partial x_1 / \partial s_2 & \partial x_1 / \partial s_3 \\ \partial x_2 / \partial s_1 & \partial x_2 / \partial s_2 & \partial x_2 / \partial s_3 \\ \partial x_3 / \partial s_1 & \partial x_3 / \partial s_2 & \partial x_3 / \partial s_3 \end{bmatrix}. \quad (4.21)$$

No caso dos materiais isotrópicos, é a seguinte a relação entre tensões e deformações:

$$\begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \\ \tau_{23} \\ \tau_{31} \\ \tau_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_1 & C_2 & C_2 & 0 & 0 & 0 \\ C_2 & C_1 & C_2 & 0 & 0 & 0 \\ C_2 & C_2 & C_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C_3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & C_3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & C_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \\ \gamma_{23} \\ \gamma_{31} \\ \gamma_{12} \end{bmatrix}, \quad (4.22)$$

sendo:

$$C_1 = \frac{E - (1 - \nu)}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}, \quad (4.23)$$

$$C_2 = \frac{E\nu}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}, \quad (4.24)$$

$$C_3 = \frac{E}{2(1 + \nu)}. \quad (4.25)$$

Na Eq. 4.22 o número de componentes de σ e de ε é 6, podendo escrever-se de um modo mais compacto:

$$\sigma = \mathbf{D}\varepsilon, \quad (4.26)$$

onde a matriz de elasticidade \mathbf{D} depende do módulo de Young (E) e do coeficiente de Poisson (ν) (AZEVEDO, 2003). Assim, a hipótese cinemática considerada neste elemento contempla 3 dimensões.

5 DESCRIÇÃO DOS MODELOS

Os modelos utilizados neste estudo englobam um modelo em elementos finitos sólidos (utilizado como referência para resultados) e três modelos de bielas e tirantes (BeT) que buscam resultados similares aos do primeiro. O objetivo é a representação de um modelo mais elaborado (elementos sólidos) através de um modelo mais simples, como o de bielas e tirantes. Os modelos elaborados e a metodologia de análise do trabalho estão descritos nas próximas subseções.

5.1 GEOMETRIA DA ESTRUTURA

As informações pertinentes ao estudo foram baseadas em um aerogerador da marca *GAMESA*. A base estudada possui 14 m de diâmetro, altura total de 3,15 m, 18 estacas com 70 cm de diâmetro (profundidade de 15 m), 72 pares de parafusos protendidos (Figuras 25 e 26) e 280 m³ de volume. A configuração dos eixos de coordenadas utilizado na modelagem também encontra-se definido nas Figuras 25 e 26.

Figura 25 – Geometria da base do aerogerador, em planta

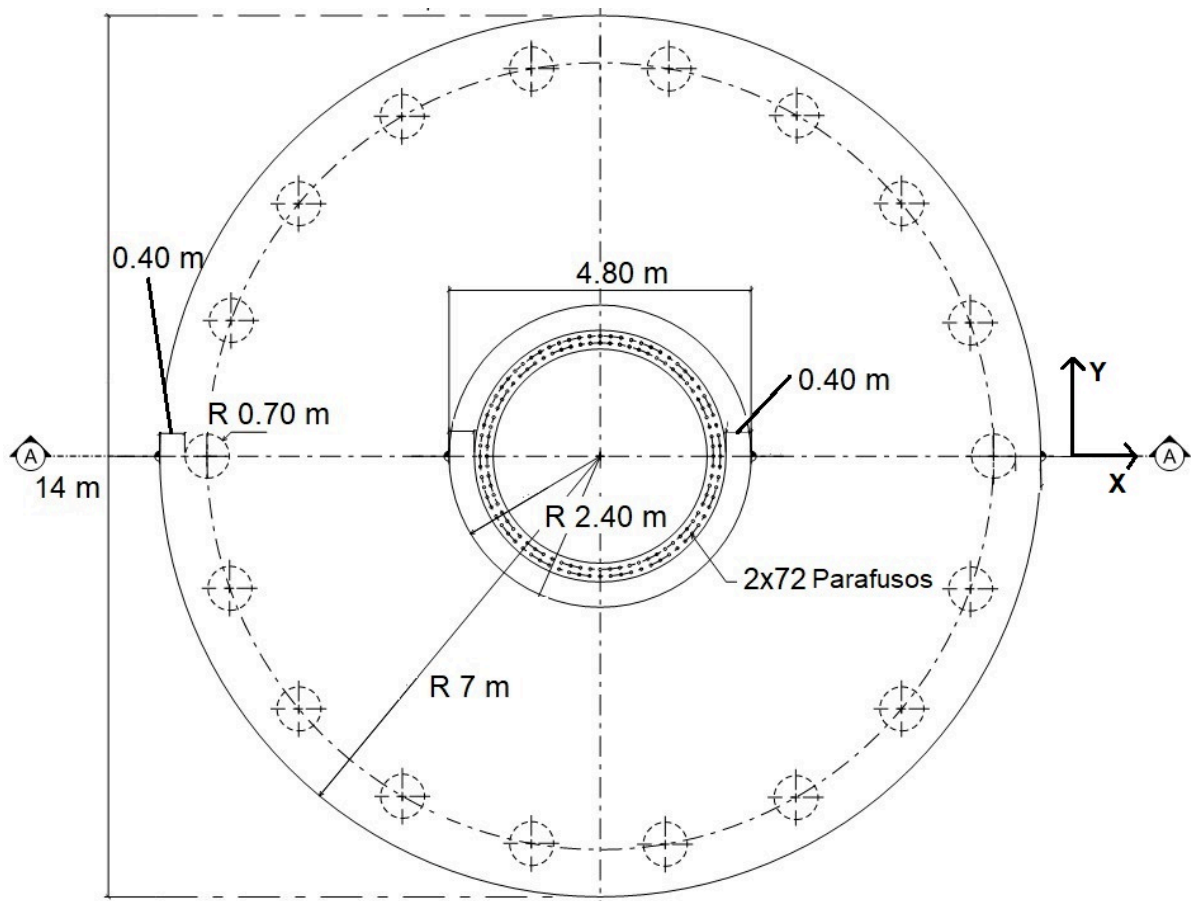
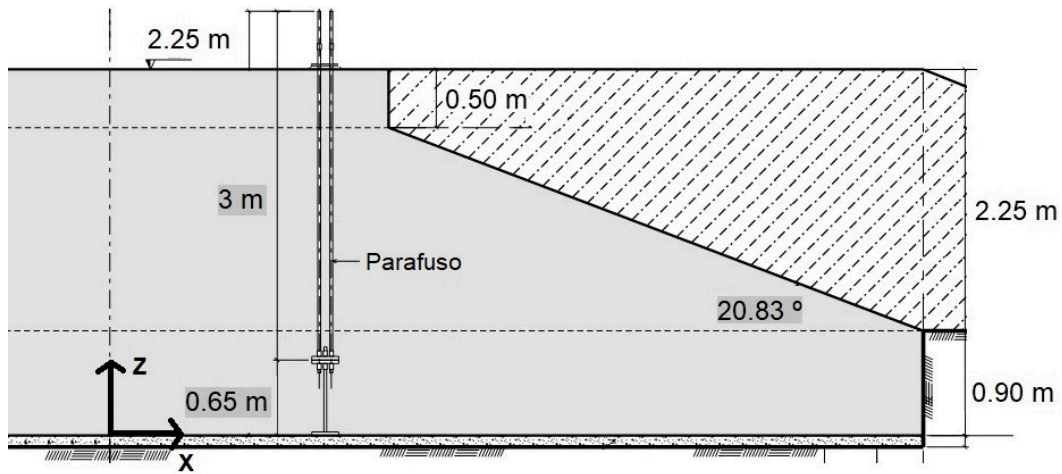


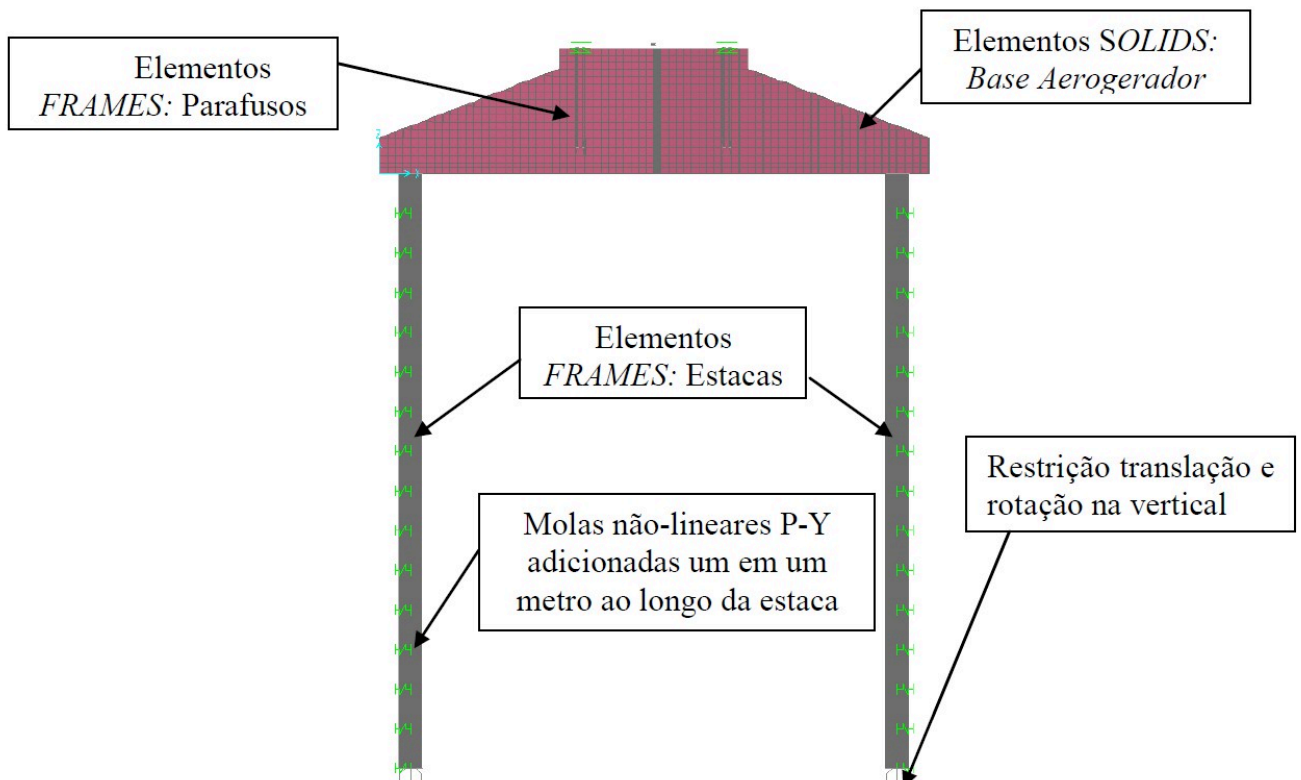
Figura 26 – Corte transversal A-A da estrutura



5.2 MODELO DE ELEMENTOS FINITOS SÓLIDOS

O modelo foi analisado no software SAP2000, pelo método dos elementos finitos. Idealizou-se elementos tipo sólido (oito nós com modos incompatíveis, definidos no SAP2000 como *solid elements*), barra (definidos no SAP2000 como *frame elements*) e elementos de contato (elementos link do tipo Gap e do tipo Multilinear), como ilustrado na Figura 27.

Figura 27 – Seção transversal do modelo sólido adotado



Os elementos sólidos utilizados na elaboração do modelo sólido referência são elementos com oito nós usados para modelar estruturas tridimensionais. Cada sólido tem seis faces quadriláteras com articulação em cada quina. Os nós podem ser unidos para formar cunhas, tetraedros e outros volumes irregulares. No SAP2000 os modos de flexão incompatíveis melhoram significativamente o comportamento à flexão do elemento sólido, se a geometria do elemento é de uma forma retangular. O comportamento é também melhorado mesmo com geometria não é retangular. O desenvolvimento do método dos modos incompatíveis além de outras formulações permitiu o melhoramento do desempenho dos elementos finitos padrão e, dessa forma, tem reduzido a necessidade do emprego de integração reduzida com o uso de elementos isoparamétricos de alta ordem (CSI, 2017).

No modelo sólido, os elementos de barra foram utilizados para modelar os parafusos protendidos e também para modelar as estacas, os elementos sólidos foram utilizados para simular a base do aerogerador (Figura 28), o material definido foi concreto ($f_{ck}=30$ MPa). A interação solo-estrutura foi modelada com a utilização de molas não-lineares do tipo P-Y com a rigidez do solo de acordo com o perfil geológico exemplo utilizado neste trabalho, que visa apenas a obtenção de uma rigidez da mola condizente com perfis geológicos de projetos similares já executados (PUEL, 2016). Para cada metro do perfil geológico (representado por Z) calcularam-se as curvas P-Y de acordo com as recomendações da DNV/Riso: 2002 (Figura 29).

Figura 28 – Representação do modelo sólido adotado

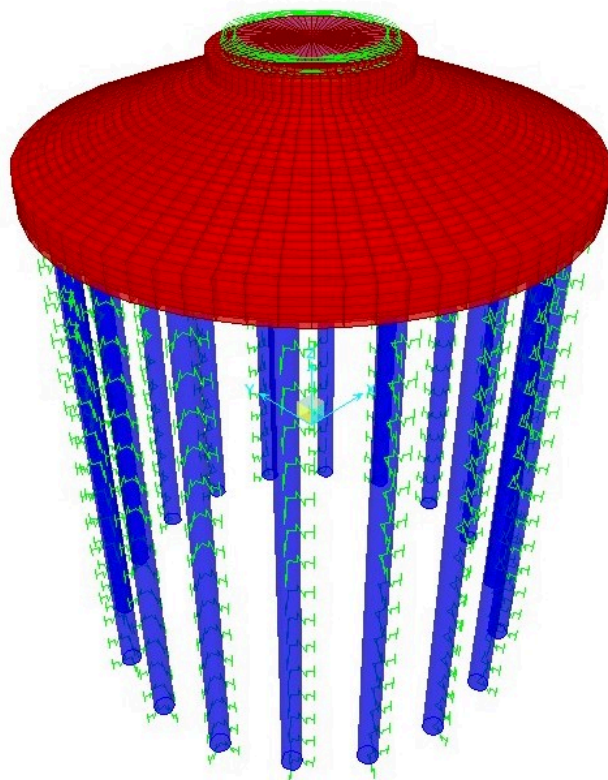
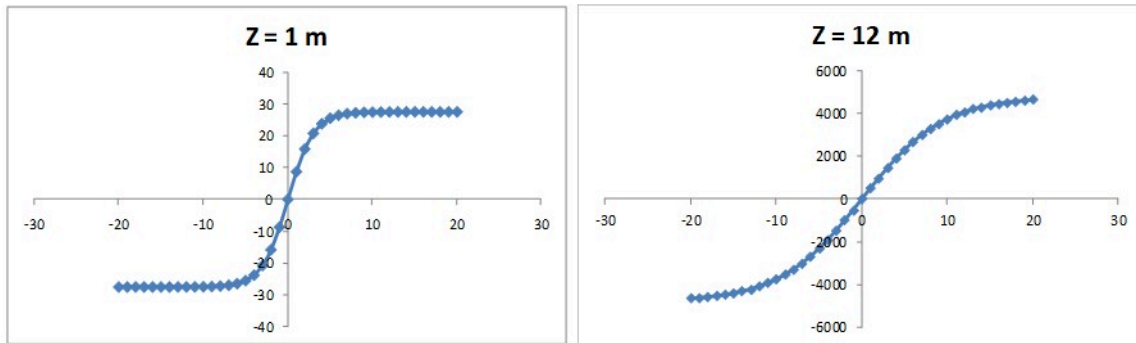


Figura 29 – Exemplos gráficos das curvas P-Y



Segundo DNV/Riso: 2002, as curvas P-Y dão a relação entre o valor integral p da resistência mobilizada dos arredores do solo, quando a estaca desvia uma distância y lateralmente. A estaca é modelada por molas não lineares aplicadas nos pontos nodais entre os elementos. As molas de apoio não lineares são caracterizadas por uma curva p-y em cada ponto nodal.

A solução dos deslocamentos das estacas e das tensões da mesma, em qualquer ponto ao longo da estaca e para qualquer carga aplicada na cabeça da estrutura é resultado da solução da equação diferencial da estaca:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + Q_A \frac{d^2 y}{dx^2} - p(y) + q = 0 \quad (5.1)$$

Com:

$$EI \frac{d^3 y}{dx^3} + Q_a \frac{dy}{dx} = Q_L \quad (5.2)$$

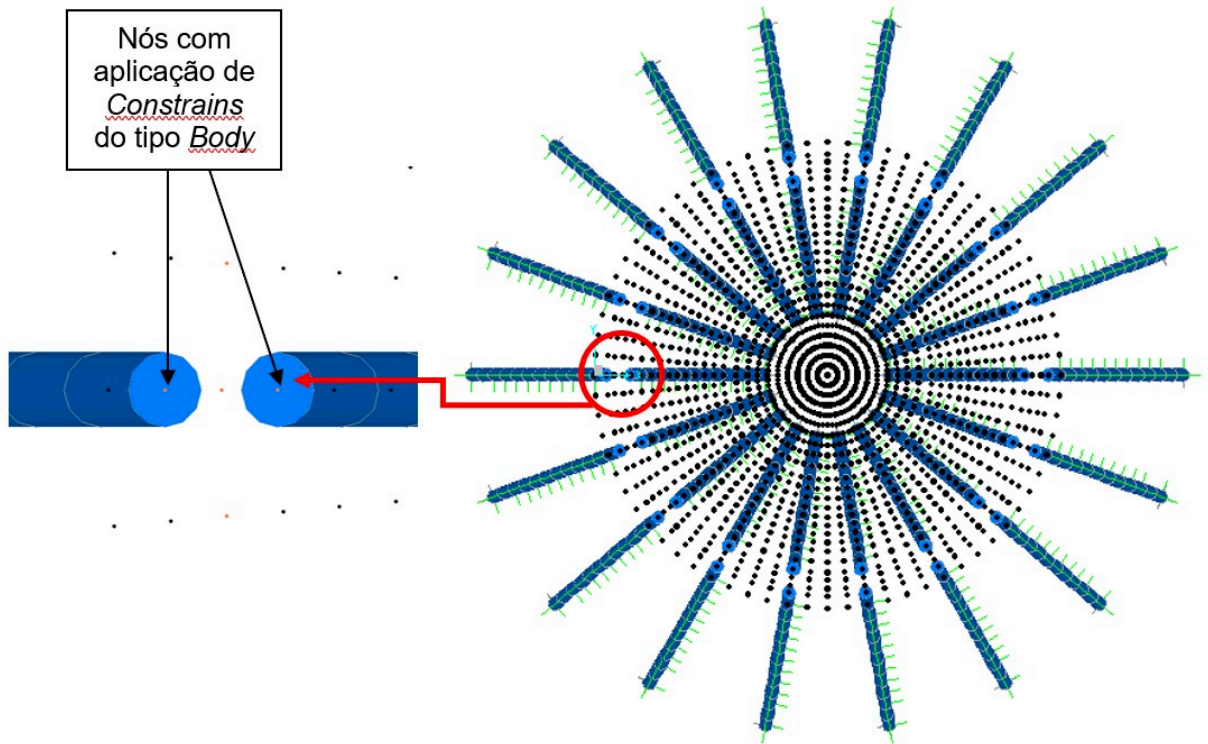
E:

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} = M \quad (5.3)$$

Onde tem-se x como sendo a posição x ao longo do eixo da estaca, y como deslocamento lateral da estaca, EI é a rigidez à flexão da estaca, Q_A é a força axial na estaca, Q_L força lateral na estaca, $p(y)$ como reação lateral do solo, q como carga distribuída ao longo da estaca e M é o momento fletor na estaca.

A ligação da base (elementos sólidos) com a estaca (elementos de barra) foi realizada com a aplicação de restrições de corpo (definidas no SAP 2000 como *body constrains*) (Figura 30), selecionando no mínimo dois nós em cada direção, formando assim um binário capaz de transmitir momentos fletores da base para as estacas. Por fim, na base da estaca adicionou-se uma restrição à translação e rotação na direção vertical (Figura 27).

Figura 30 – Esquema da ligação das estacas na base do Aerogerador



O modelo sólido referência e os modelos de bielas e tirantes, apresentados na sequência, foram validados quanto a integridade global e funcionamento de seus elementos através da análise das forças concorrentes na cabeça de cada estaca. Verificou-se a similaridade dos resultados obtidos em todos os modelos, evidenciando a correta funcionalidade e estabilidade de cada modelo (Apêndice B deste trabalho).

5.2.1 CARREGAMENTOS

Os três tipos de carregamento considerados neste estudo de modelos foram os carregamentos extremos (advindos da torre do aerogerador), o peso próprio da estrutura e o peso do reaterro aplicado sobre a mesma. O sistema de coordenadas consiste no eixo Z positivo para cima, eixo Y positivo para direita e eixo X perpendicular aos últimos (Figura 31).

Os carregamentos extremos atuantes na estrutura estudada foram fornecidos por um fabricante de torres de aerogerador. A força longitudinal na direção de Y positivo é de 747,11 kN, a força vertical na direção de Z negativo igual a 2496,18 kN e o momento em relação aos eixos X e Y de 59433,30 kN.m. O carregamento de momento fletor, esforço normal e esforço horizontal provenientes da torre foram descompostos em carga vertical e horizontal e aplicados no anel de fixação. Os valores são proporcionais as coordenadas dos nós e também as quantidades dos nós, utilizando-se de uma planilha Excel (Apêndice A). A aplicação do carregamento foi realizada ao longo do anel de fixação da torre, conforme Figuras 31 e 32.

Figura 31 – Aplicação dos carregamentos extremos no modelo sólido

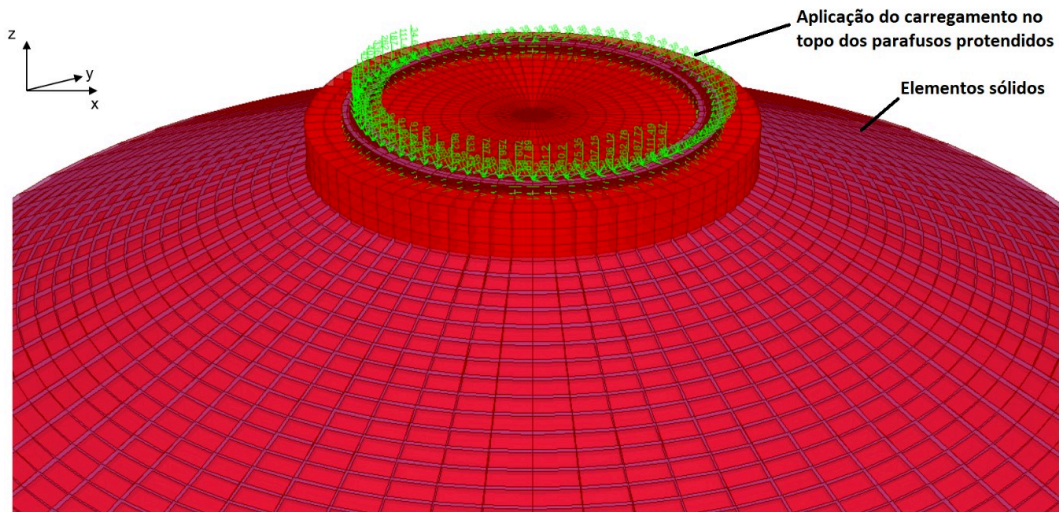
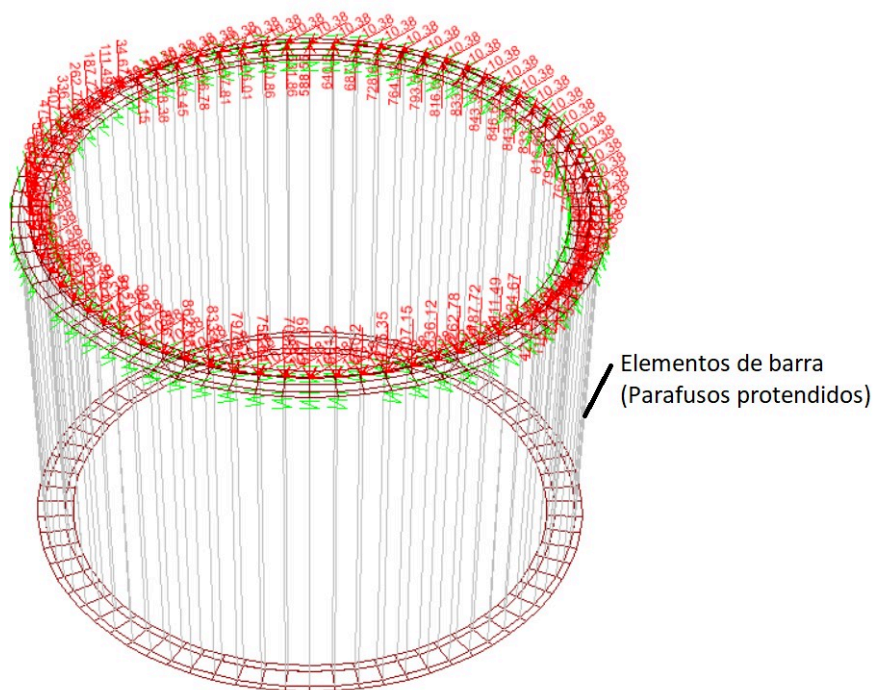


Figura 32 – Detalhe da aplicação de cargas no parafuso protendido

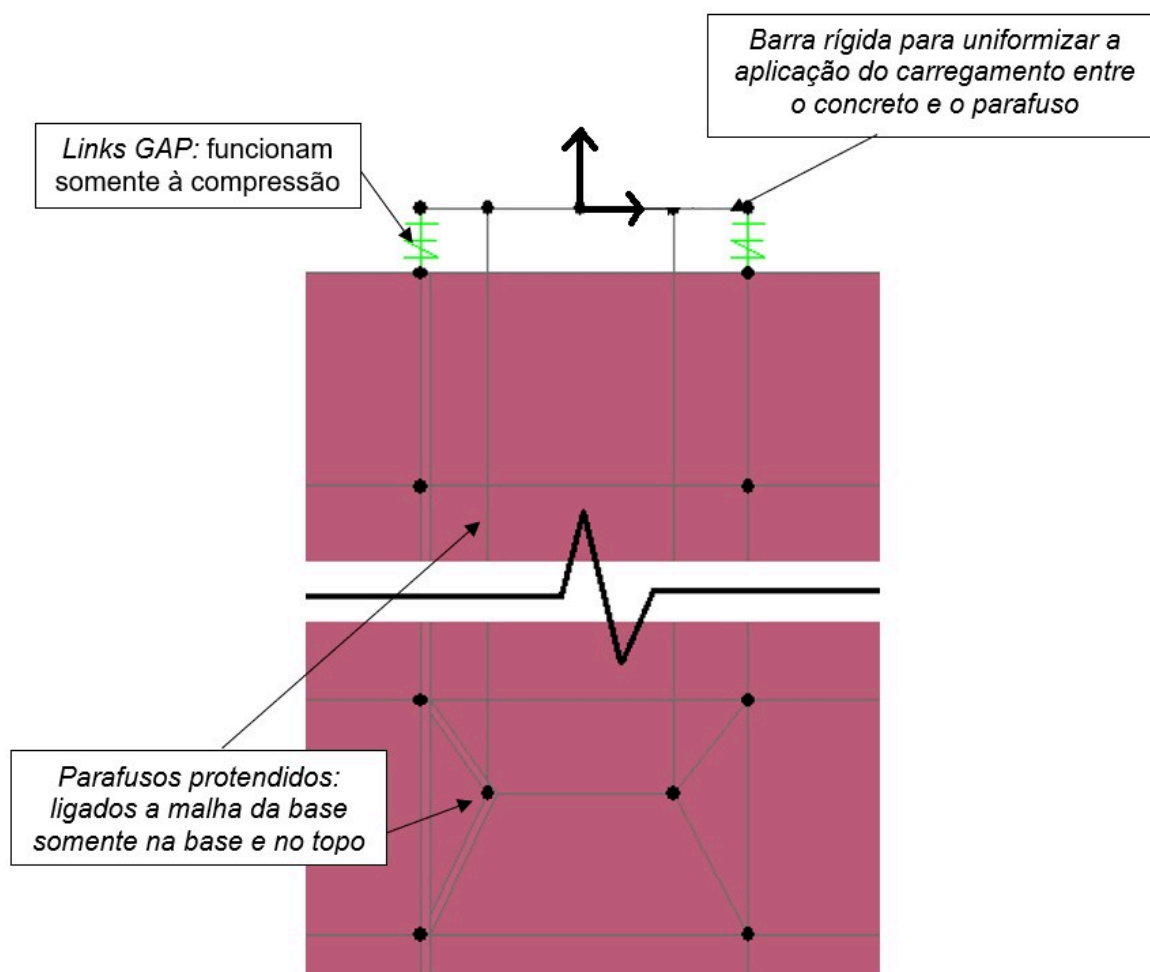


Foi idealizada uma ligação minuciosa dos parafusos com a base por meio de links do tipo GAP, de modo a permitir que as cargas de tração fossem transmitidas integralmente para os parafusos protendidos. Enquanto as cargas de compressão são transmitidas para ambos os elementos, concreto e parafuso protendido (Figura 33).

Portanto, as cargas aplicadas para todos os casos de carregamento se resumem a esforços horizontais e verticais, sendo esses últimos de tração e compressão, dependendo da direção dos momentos fletores.

No modelo sólido o peso próprio foi considerado automaticamente pelo programa computacional de elementos finitos, tendo como base a geometria do modelo. O carregamento

Figura 33 – Ligação dos parafusos protendidos

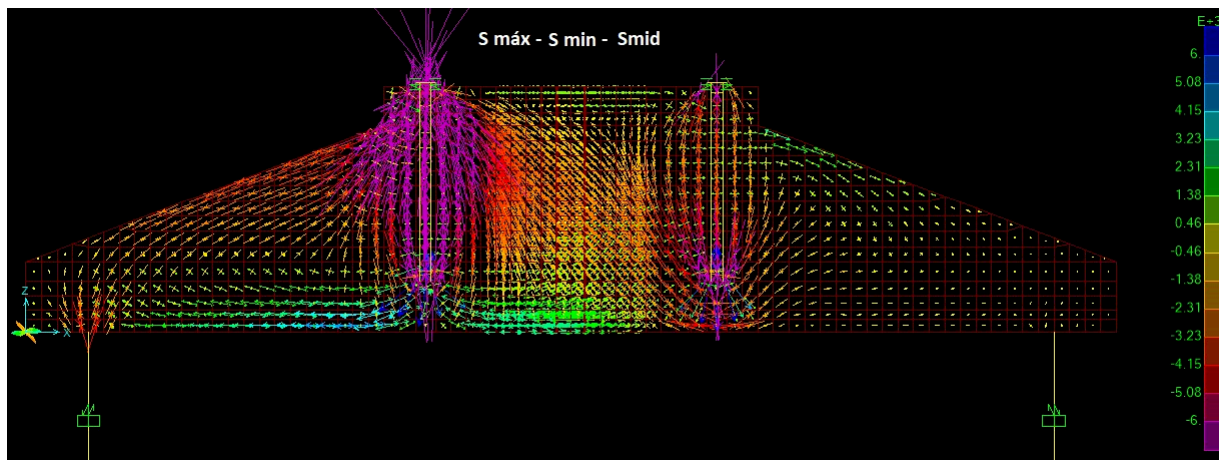


em virtude da protensão no parafuso fornecido pelo fabricante é igual a 599 kN aplicado em cada parafuso. Verificou-se qual a deformação resultante da aplicação do carregamento devido a protensão e então aplicou-se essa deformação nos parafusos do modelo sólido.

O reaterro foi aplicado em toda a extensão do trecho inclinado da base, considerando a cota de aterro conforme apresentado na Figura 26. O peso específico do reaterro foi estimado em $18\text{kN}/\text{m}^3$. Não foram consideradas combinações de carregamentos diversas no estudo, apenas uma combinação de igual peso para todas as cargas aplicadas ($\gamma = 1$), visto que o foco do trabalho está na comparação local de forças nos modelos.

Apresenta-se um corte na seção crítica da estrutura estudada, evidenciando as direções principais das tensões obtidas para o modelo sólido referência, através de vetores (Figura 34). Por meio desta representação foi possível observar os caminhos de carga presentes na fundação, servindo de referência no desenvolvimento das configurações dos modelos BeT presentes neste estudo, descritos posteriormente.

Figura 34 – Gráfico das tensões principais do modelo sólido referência [MPa], na seção crítica

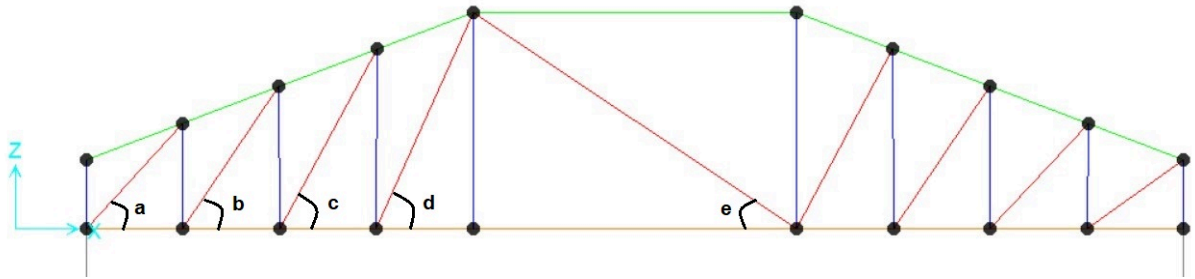


5.3 MODELOS DE BIELAS E TIRANTES (BET)

Os três modelos elaborados neste estudo possuem as mesmas características e propriedades principais, a divergência entre eles está na adição de bielas e tirantes na região central da estrutura, pois esta apresenta os distúrbios de tensão causados pelos parafusos protendidos no modelo sólido, além de representar o maior volume de concreto da estrutura e assim, maiores incertezas. Os modelos BeT foram idealizados com elementos do tipo barra para representar as bielas e os tirantes. Esse modelo é composto de bielas comprimidas, tirantes tracionados, banzos inferiores e superiores, além das estacas representadas de maneira similar ao modelo sólido (com restrição à translação e rotação na direção vertical e engaste na ligação com a base). A interação solo-estrutura foi modelada com a utilização de molas não-lineares do tipo P-Y com a rigidez do solo de acordo com o perfil de terreno exemplo utilizado neste trabalho, assim como no modelo sólido apresentado.

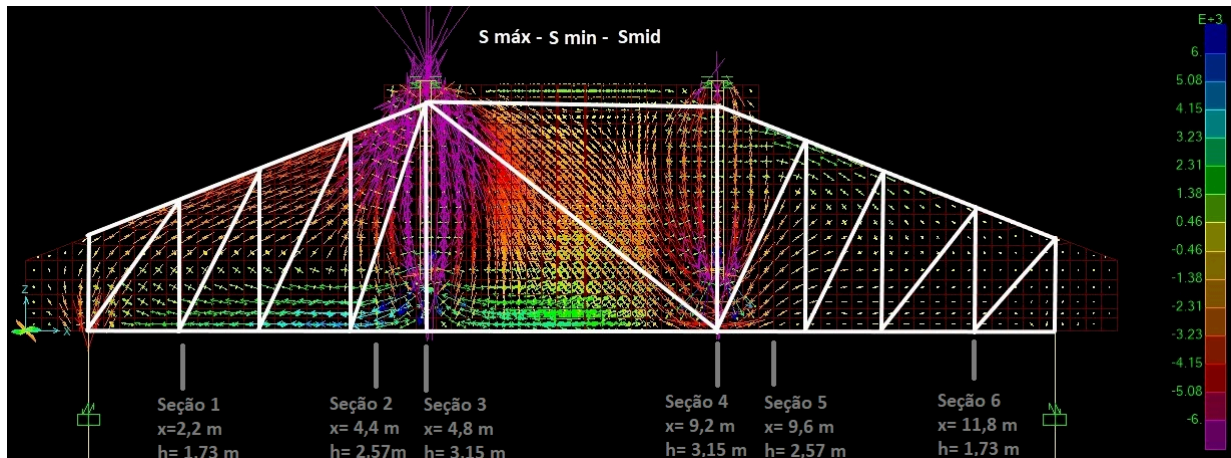
As barras externas dos modelos estão posicionadas no centro geométrico da região de tensões, evidenciadas pelos caminhos de tensão do modelo sólido. A distância entre os montantes, a configuração de bielas e tirantes e quantidades destes elementos em cada modelo, foram escolhidas e definidas de acordo com as recomendações de valores de tangentes mínimas e máximas apresentadas pelos ângulos das bielas em relação à armadura principal inferior. Processo de acordo com a NBR 6118:2014, citada anteriormente. Ilustrativamente, elaborou-se uma imagem de um dos modelos BeT utilizados neste estudo (Figura 35) com os ângulos da primeira metade da treliça plana nomeados de a até e . Observa-se que a tangente do ângulo a tem valor de 1,08, de b tem-se 1,46, do ângulo c pode-se observar tangente no valor de 1,84, d apresenta o valor de 1,96 e por fim o ângulo e possui tangente no valor de 0,66. Todos respeitando a recomendação de que a tangente deve variar de no mínimo 0,57 até no máximo 2.

Figura 35 – Exemplo normativo dos ângulos das treliças nos modelos BeT



Além disso, a configuração das bielas e tirantes de cada modelo levou em consideração os caminhos de carga principais apresentados pelo modelo sólido referência, elaborado no SAP2000, que posteriormente fica em evidência nos resultados apresentados para tal modelo (Figura 36). A configuração primária dos modelos BeT também foi baseada em modelos de estruturas similares encontrados na literatura.

Figura 36 – Sobreposição do esboço de modelo BeT-01 e Figura 34 representando os caminhos de carga



Idealizou-se também, para as partes não centrais dos modelos, a possibilidade de utilizar-se um montante a menos e um montante a mais (Figura 37) do que os 4 montantes que foram efetivamente utilizados na modelagem deste estudo. Pode-se observar que o modelo que apresenta 5 montantes na parte externa extrapola os limites de tangentes dos ângulos apresentados (NBR 6118:2014) e pode ser descartado. Também, a tentativa de utilização de apenas 3 montantes foi descartada com a premissa de que 4 montantes demonstraram melhor representatividade dos caminhos de carga evidenciados pelos vetores da Figura 36.

Figura 37 – Valores de tangente dos ângulos para proposta de utilização de 3 e 5 montantes na parte não central

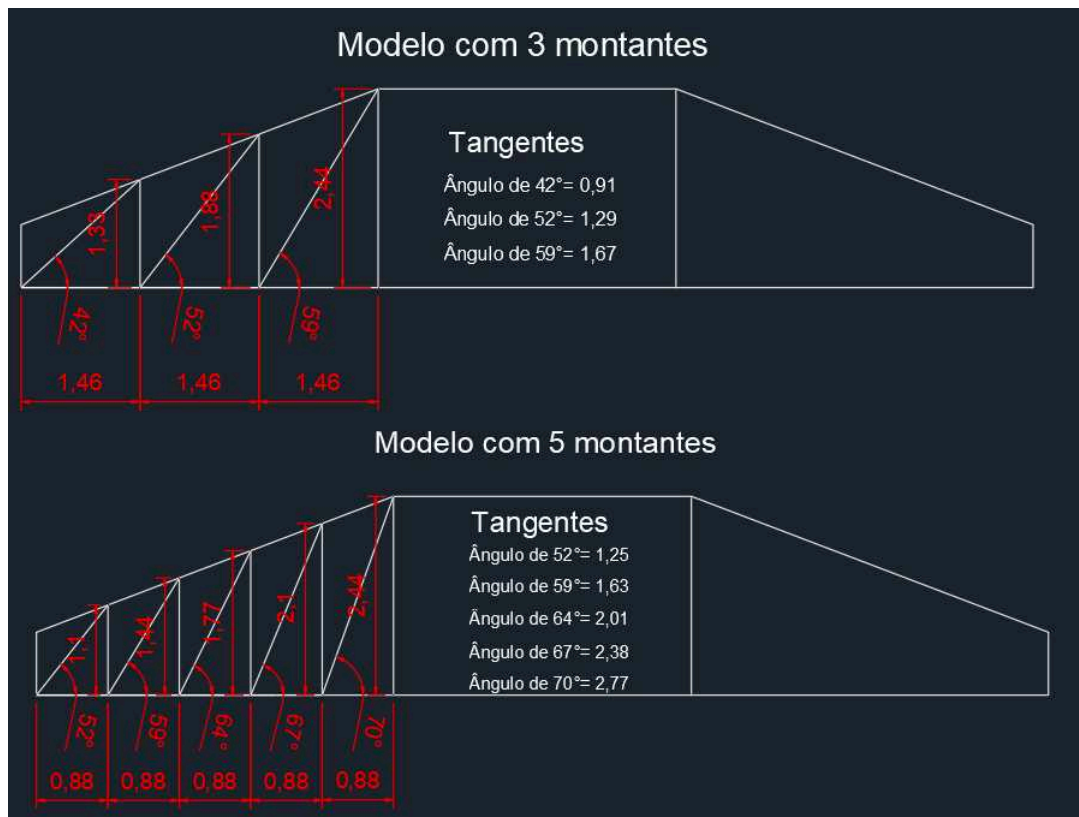
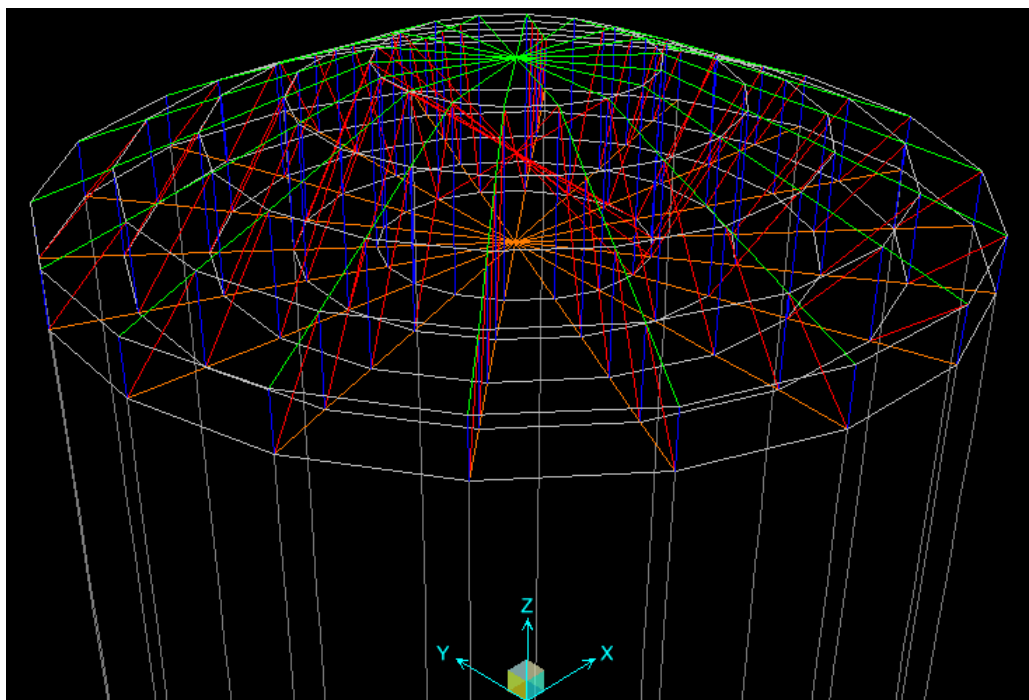


Figura 38 – Exemplo de treliça espacial

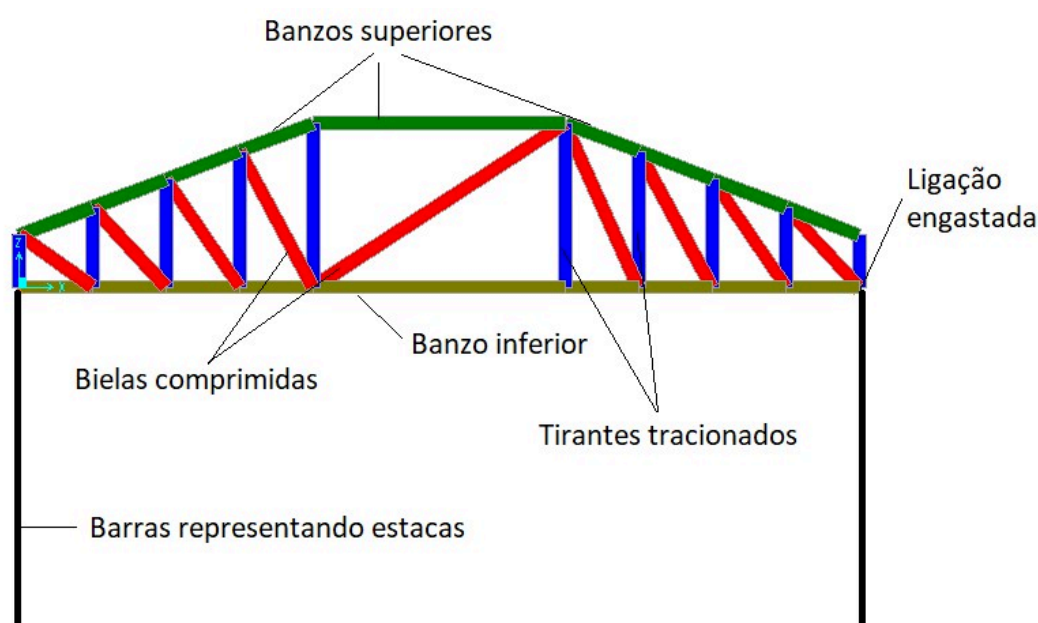


Cada modelo BeT é um conjunto de 9 treliças planas interligadas entre si, completando a modelagem da base com as mesmas 18 estacas utilizadas no modelo sólido, tornando-se

uma treliça espacial (Figura 38). A configuração de cada treliça singular varia de acordo com os modelos BeT-00, 01, 02 e 03. Estes são detalhados e definidos nas seções em sequência.

Todas as barras foram adotadas com propriedades físicas e geométricas iguais. Adotou-se seção transversal quadrada 20x20 cm e material concreto $f_{ck}=30$ MPa. As barras foram rotuladas entre si para somente existir esforços axiais (Figura 39). As seções dos elementos nos modelos de bielas e tirantes foram definidas com intuito da obtenção dos valores das forças axiais resposta de cada elemento de barra, a alteração destas seções não impactam significativamente nos resultados que são importantes para o fim deste trabalho, visto que busca-se apenas a comparação local de forças entre modelos.

Figura 39 – Representação de treliça plana utilizada nos modelos BeT



5.3.1 CARREGAMENTOS APLICADOS

Os carregamentos aplicados nos modelos BeT possuem os mesmos valores do modelo sólido, antes da distribuição nos nós. Nos modelos em questão, os carregamentos extremos estão distribuídos nos nós superiores da treliça espacial (18 nós) e não mais no topo dos parafusos protendidos, visto que estes não são representados nos modelos BeT (Figura 40). O peso próprio da estrutura foi distribuído e aplicado em todos os nós presentes no modelo de treliça espacial (superiores e inferiores- Figura 41). O peso do reaterro foi distribuído e aplicado nos nós superiores de acordo com áreas de influência (altura de reaterro no local da aplicação- Figura 42). As figuras ilustram apenas uma treliça das 9 que formam cada modelo, portanto evidencia-se que os carregamentos de peso próprio e reaterro são axissimétricos em relação ao eixo Z da treliça espacial. Os carregamentos estão aplicados em conformidade com a configuração dos ângulos das bielas na treliça

espacial, metade da estrutura com esforços majoritários de compressão e a outra metade apresenta principalmente tração, de acordo com a decomposição de cargas evidenciada.

Figura 40 – Carregamentos extremos aplicados em apenas uma treliça plana como exemplo (MPa)

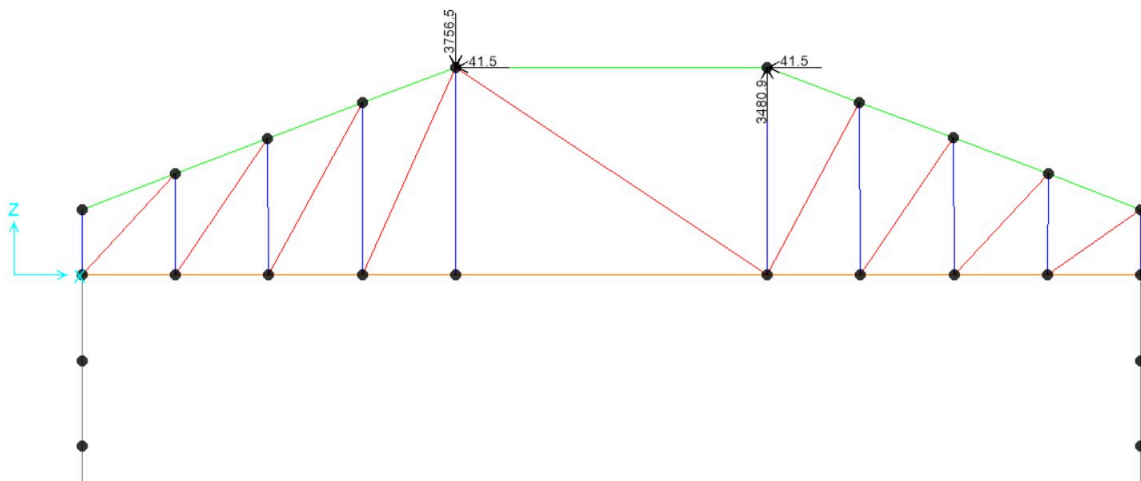


Figura 41 – Peso próprio aplicado em apenas uma treliça plana como exemplo (MPa)

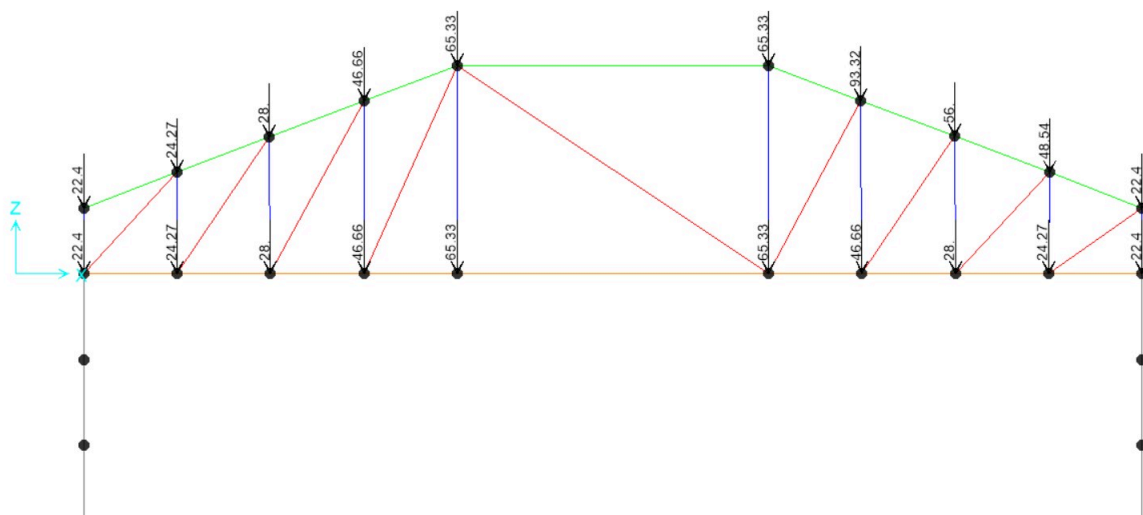
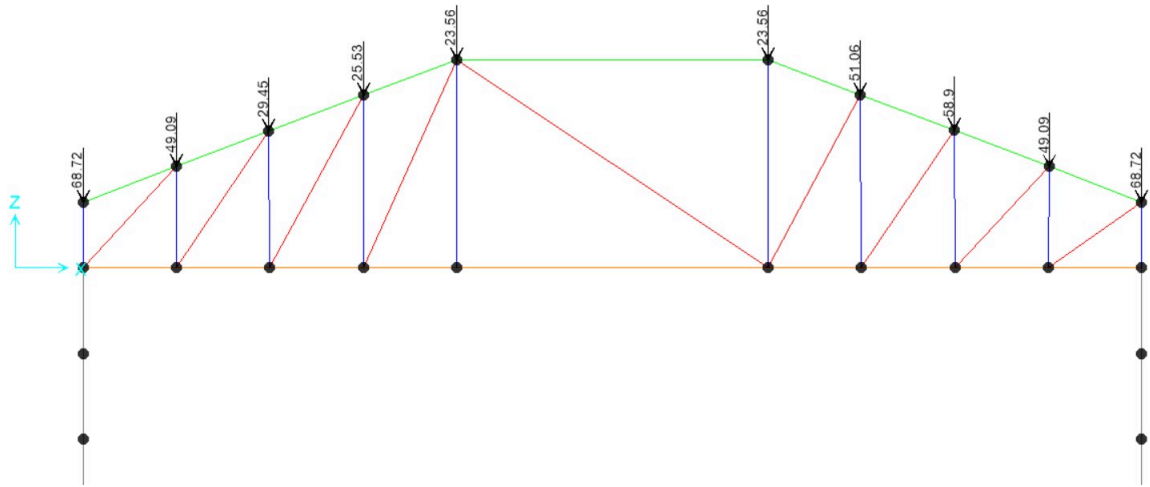


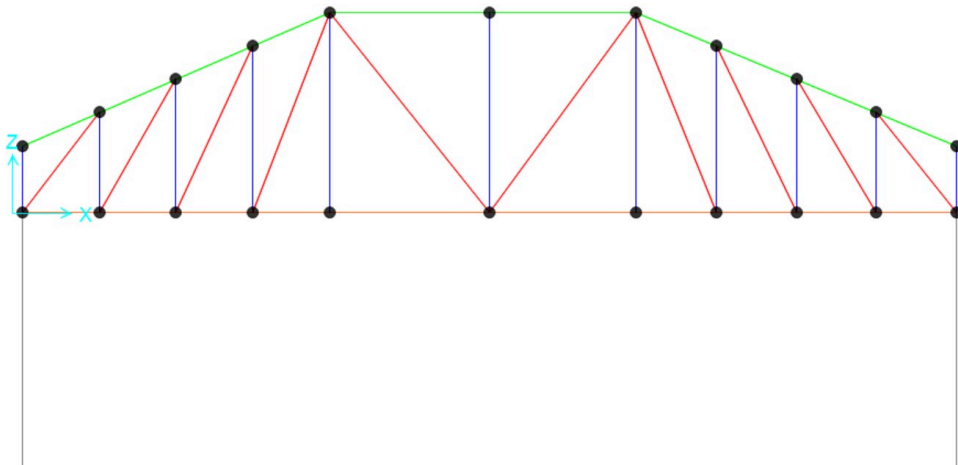
Figura 42 – Reaterro aplicado em apenas uma treliça plana como exemplo (MPa)



5.3.2 MODELO DE BIELAS E TIRANTES 0 (BET-00)

Elaborou-se um modelo BeT-00 da estrutura da base do aerogerador visando a simetria da treliça espacial ao redor do eixo Z (Figura 43). Um modelo simétrico mostra-se mais simples computacionalmente, visto a economia de tempo na elaboração do mesmo.

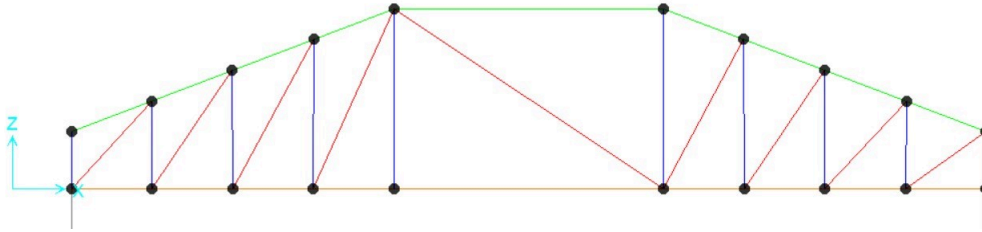
Figura 43 – Treliça plana explicativa do modelo BeT-00



5.3.3 MODELO DE BIELAS E TIRANTES 1 (BET-01)

O modelo BeT-01 é o que apresenta menor número de bielas e tirantes. Há apenas uma biela comprimida na parte central da estrutura e foi o primeiro modelo elaborado de acordo com os caminhos de carga observados no modelo de elementos finitos sólido. A Figura 44 representa uma das 9 treliças planas que rotacionadas formam a treliça espacial analisada.

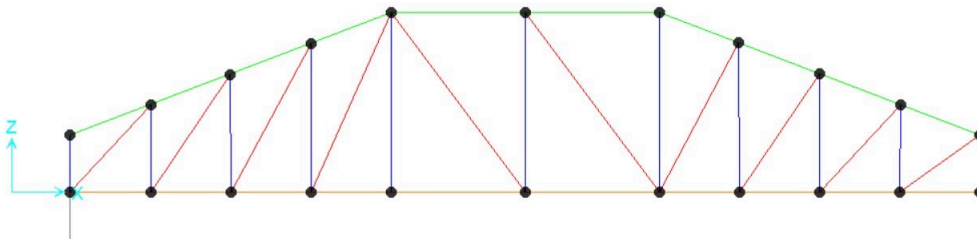
Figura 44 – Treliça plana explicativa do modelo BeT-01



5.3.4 MODELO DE BIELAS E TIRANTES 2 (BET-02)

O segundo modelo elaborado (BeT-02) possui uma biela comprimida e um tirante tracionado a mais que o modelo BeT-01, localizados na parte central. Ressalta-se que o mesmo ocorre em todas as 9 treliças planas que formam a treliça espacial final (Figura 45).

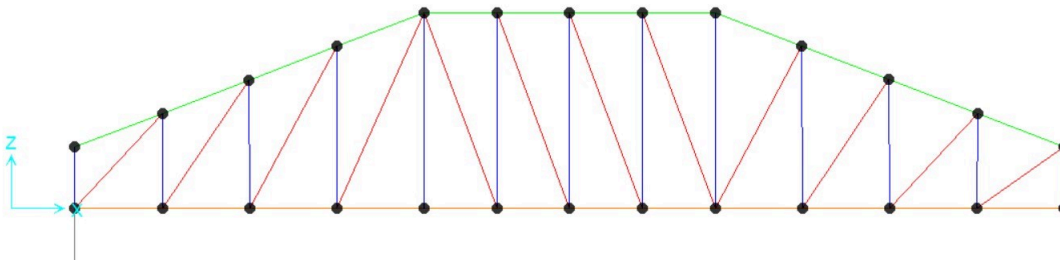
Figura 45 – Treliça plana explicativa do modelo BeT-02



5.3.5 MODELO DE BIELAS E TIRANTES 3 (BET-03)

O terceiro modelo, BeT-03, possui 4 bielas comprimidas e 3 tirantes tracionados na parte central (Figura 46). A alteração nas configurações de bielas e tirantes nos modelos tem como objetivo constatar o modelo que representa melhor os esforços apresentados localmente, em uma análise singular de cada barra.

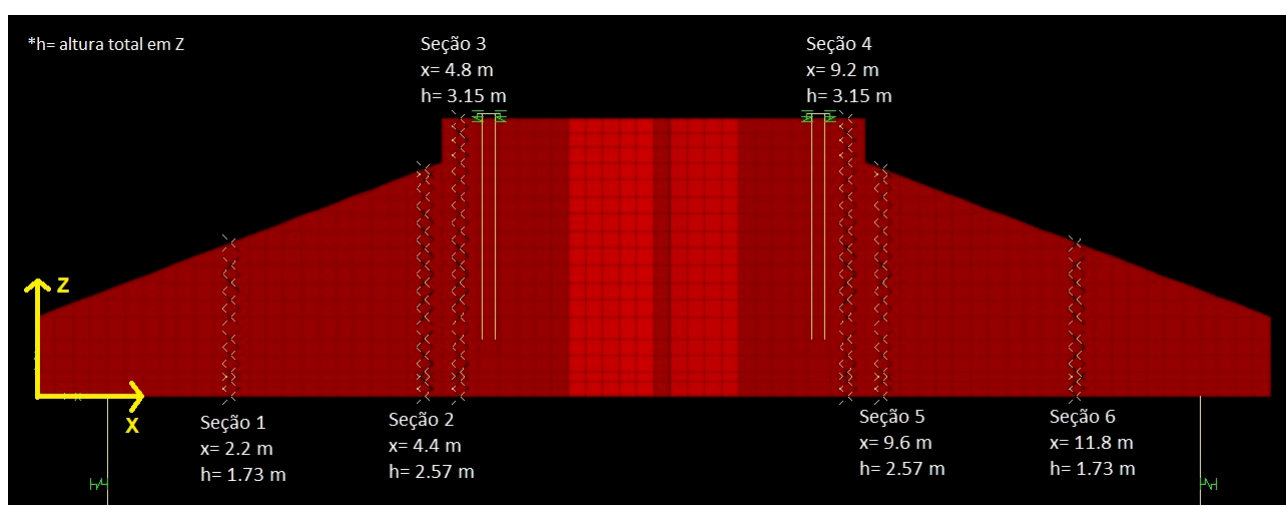
Figura 46 – Treliça plana explicativa do modelo BeT-03



6 RESULTADOS

Os modelos elaborados neste estudo possibilitam a comparação de esforços presentes na estrutura da fundação do aerogerador selecionado. Inicialmente, para tal, foram escolhidas 6 seções transversais de interesse, a partir da seção crítica (maiores esforços apresentados) de todo volume da estrutura, em regiões que comumente são dimensionadas as armaduras principais (Figura 47).

Figura 47 – Configuração de seções para análise de esforços



6.1 DIREÇÃO DOS ESFORÇOS

Os esforços analisados neste estudo englobam:

- Esforço longitudinal (S11 - Figura 48) utilizado para dimensionamento da armadura longitudinal ao longo do eixo X global;
- Esforço cortante (S13 - Figura 49) empregado no dimensionamento das armaduras de cisalhamento;
- Esforço radial (S22 - Figura 50) utilizado para dimensionamento da armadura radial ao longo de toda circunferência da estrutura.

Figura 48 – Demonstração da direção dos esforços S11

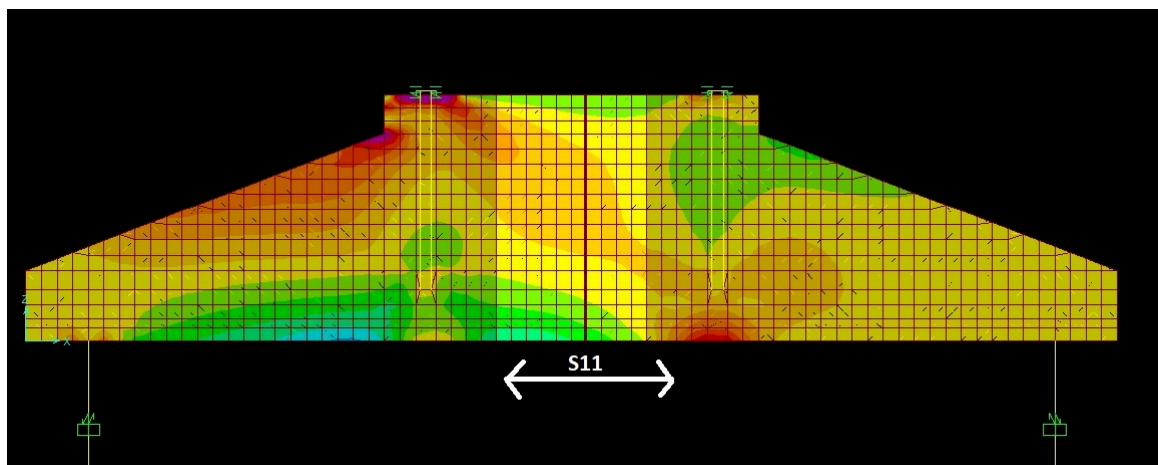


Figura 49 – Demonstração da direção dos esforços S13

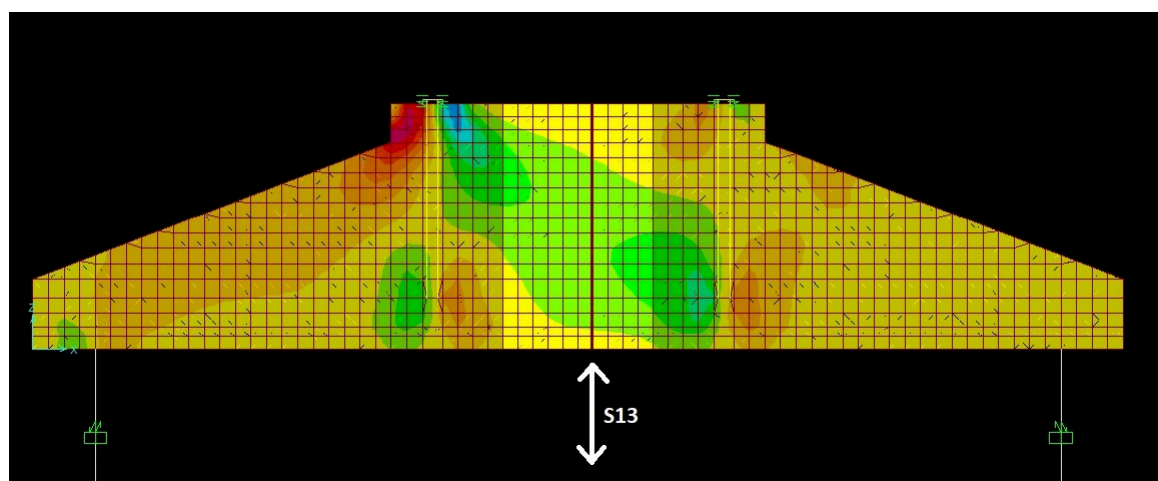
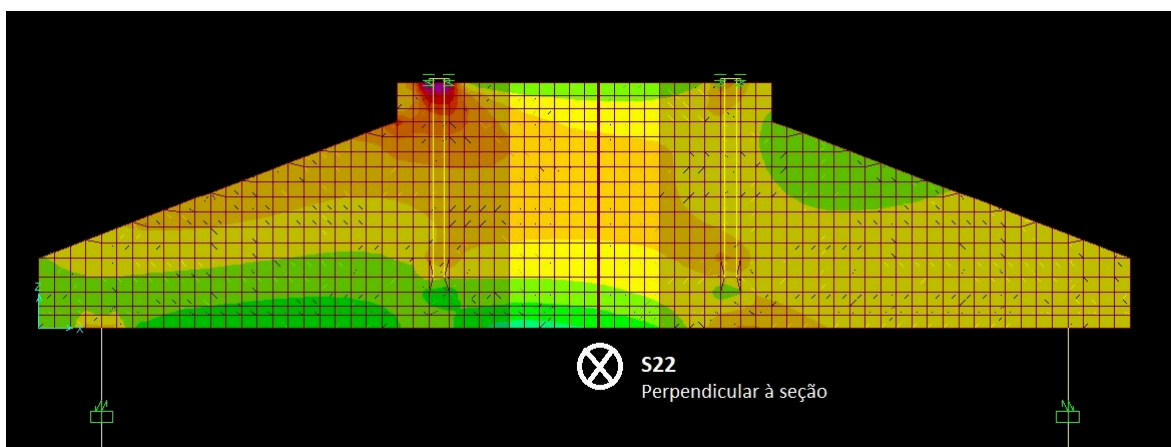


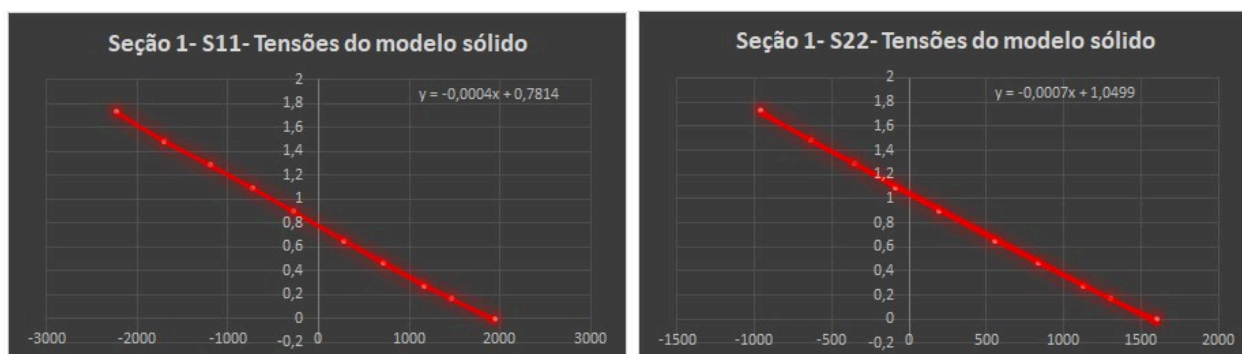
Figura 50 – Demonstração da direção dos esforços S22



Outras direções de esforços foram desconsideradas no estudo, pois representam forças que não impactam na análise e dimensionamento em estruturas de aerogerador. A resposta da análise estrutural da fundação no programa SAP2000 se dá através de valores de tensão (MPa) em cada ponto da estrutura estudada. Para determinação das forças que

são objetos de comparação desta análise, foram realizadas leituras de tensão ao longo da altura de cada seção escolhida, resultando em gráficos de tensão por altura para cada seção (Figura 51). Posteriormente, através de integração numérica dos trechos que representam a tração do modelo (força referência para dimensionamento de armaduras), as forças foram determinadas e assim comparadas com os modelos de BeT, evidenciando suas diferenças.

Figura 51 – Dois exemplos de gráficos utilizados para obter forças a partir de tensões no modelo sólido



6.2 IMPACTO DE ESFORÇOS EM PROJETO

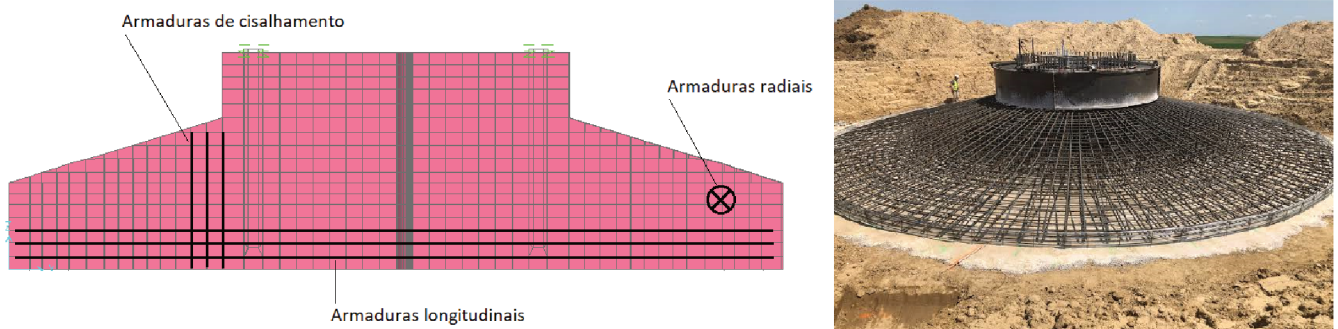
Apresenta-se aqui onde as tensões e esforços avaliados são utilizados no dimensionamento estrutural em fundações de aerogeradores. Cada uma das três direções de esforços (S11, S13 e S22) estudadas, servem de referência para o dimensionamento das armaduras que compõe a fundação em análise.

Para a análise das tensões normais (S11- Figura 48) na seção crítica, deve-se observar as regiões das máximas tensões de tração, a região das máximas tensões de compressão, os pontos de concentração de tensões devido à ligação do anel metálico com a estrutura de concreto. Por fim, a distribuição das tensões ao longo do comprimento, caracterizando a flexão da fundação. Os máximos esforços observados nesta direção serão base para o dimensionamento das armaduras longitudinais (ao longo do eixo X) da estrutura da fundação do aerogerador (Figura 52).

Para a análise das tensões cisalhantes (S13- Figura 49) na seção crítica, observa-se a região das máximas tensões de cisalhamento e os pontos de concentração de tensões devido à ligação do anel metálico com a estrutura de concreto. Os resultados extremos verificados nesta direção servem para dimensionamento da armadura de cisalhamento da estrutura (ao longo do eixo Z- Figura 52).

Finalmente, para análise das tensões radiais (S22- Figura 50), deve-se observar as regiões de máxima tensão de tração, que governam o dimensionamento da armadura radial da estrutura, presente ao redor de toda circunferência da base do aerogerador (Figura 52).

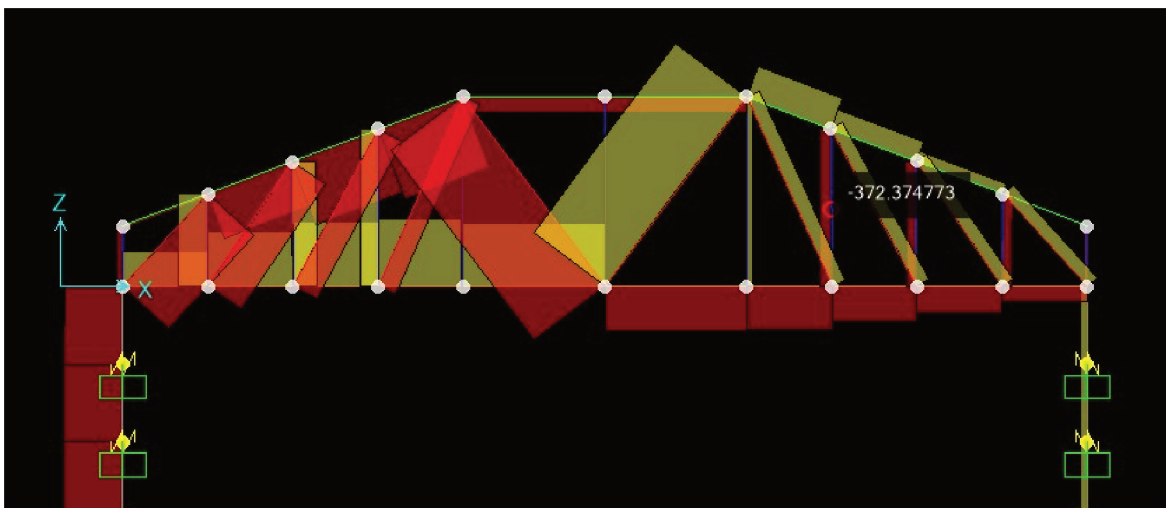
Figura 52 – Esboço da localização das armaduras na estrutura estudada



6.3 SIMETRIA NO MODELO DE BIELAS E TIRANTES (BET-00)

Na tentativa de elaborar um modelo BeT simétrico em relação a posição e angulação das bielas, esforços de compressão surgiram em elementos que deveriam estar tracionados, assim como o contrário (Figura 53). O motivo de verificar-se bielas tracionadas e tirantes comprimidos neste modelo deve-se ao fato de que uma tentativa de simetria ignora os caminhos de carga evidenciados na estrutura (Figura 34). Baseando-se totalmente na tentativa de simetria o modelo apresenta erros fundamentais na comparação local de esforços e pode ser descartado para o propósito deste trabalho.

Figura 53 – Resultados de força nos elementos de barra, na proposta de modelo BeT simétrico



6.4 COMPARAÇÕES

A comparação inicial dos resultados de força (kN) obtidos em cada seção de estudo é apresentada através de um gráfico de barras de comparação simples. Cada par de resul-

tados representa uma seção específica em seu respectivo modelo e todas as três direções de esforços analisados estão presentes na análise.

6.4.1 COMPARAÇÕES DO MODELO BET-01

Os primeiros gráficos comparativos demonstram as diferenças entre o modelo sólido referência e o modelo BeT-01. Inicialmente apresenta-se a comparação entre esforços S11 (Figura 54), então S13 (Figura 55) e S22 (Figura 56).

Figura 54 – Resultados BeT-01 com sólido referência - S11

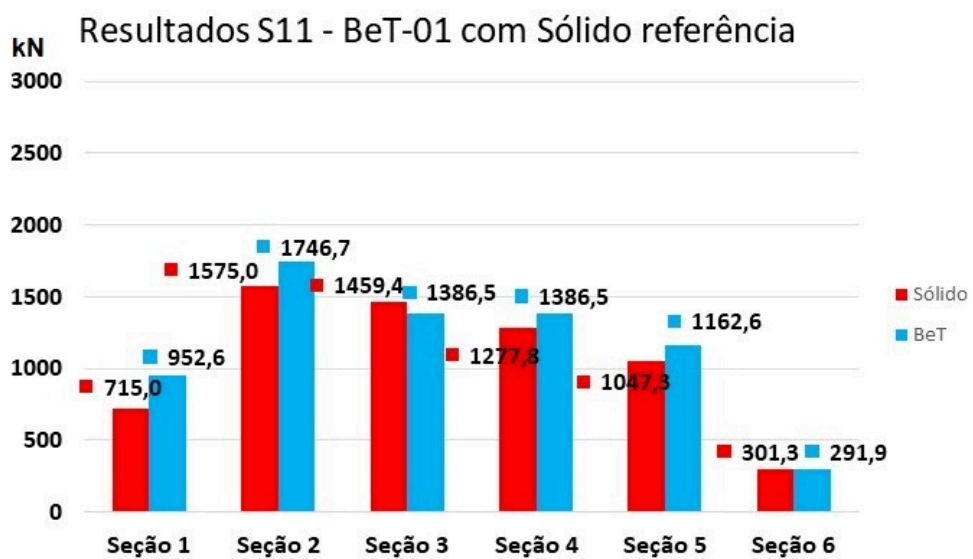


Figura 55 – Resultados BeT-01 com sólido referência - S13

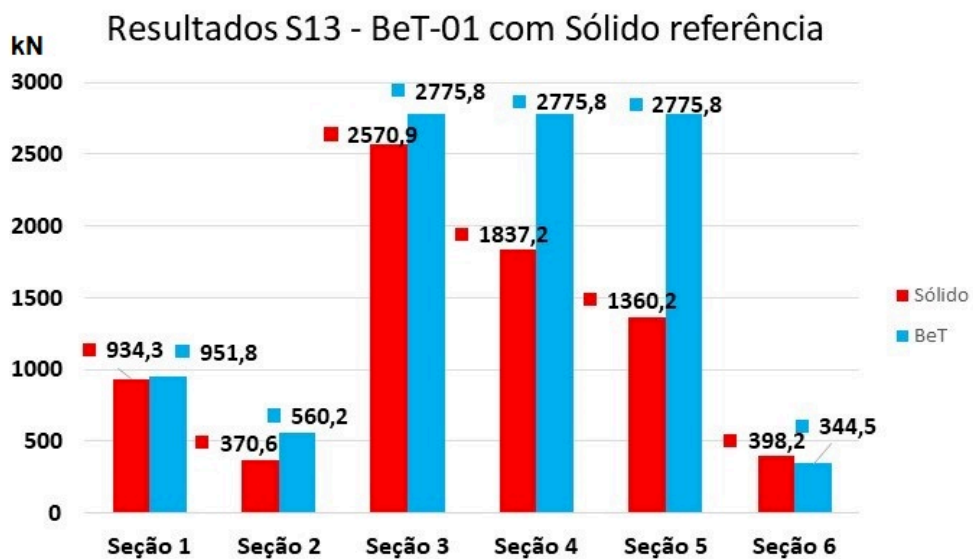
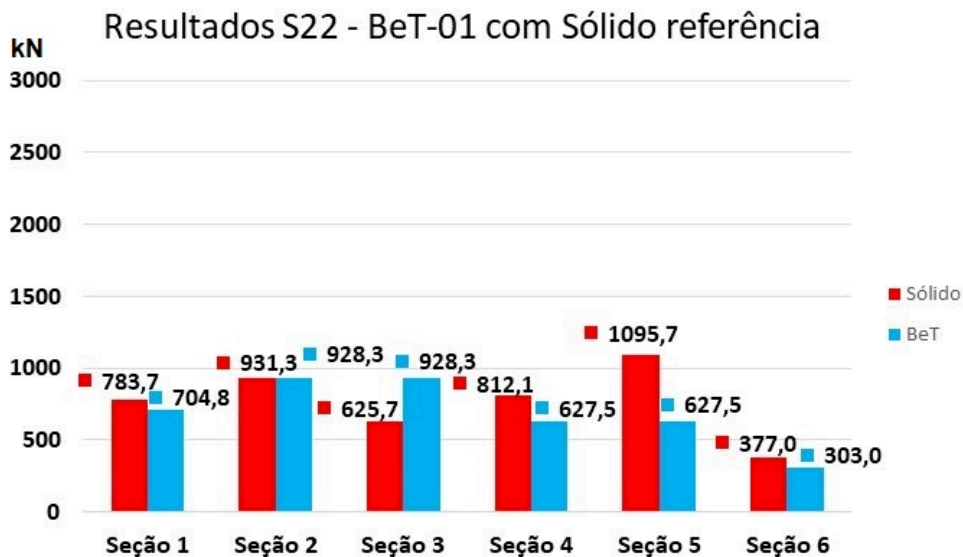


Figura 56 – Resultados BeT-01 com sólido referência - S22



A Figura 54 ilustra resultados conservadores do modelo BeT-01 na direção de esforços S11, com pequenas exceções nas seções 4 e 6. Na direção S13 este modelo apresenta valores superiores em seções específicas, como na seção 5 (100 por cento de diferença), já na seção 6 o modelo BeT apresenta resultado abaixo do referência (Figura 55). Alguns resultados apresentam valores similares como nas seções 3, 4 e 5 da tensão S13 pois as leituras foram interpretadas em elementos mais adequados ao estudo, visto que as regiões não ficam bem definidas nos modelos BeT como no modelo sólido referência. Por fim, na direção de esforços S22 (Figura 56) o modelo mostra-se conservador na seção 3 e apresenta valores inferiores aos referência nas demais seções.

6.4.2 COMPARAÇÕES DO MODELO BET-02

Apresenta-se agora os gráficos comparativos entre o modelo sólido original e o modelo BeT-02. A direção de esforços S11 é comparada na Figura 57, a direção S13 na Figura 58 e por fim a direção S22 na Figura 59.

Os resultados ilustrados na Figura 57 demonstraram que na direção de esforços S11 o modelo BeT-02 apresentou resultados moderadamente superiores ao referência (máxima diferença na casa dos 300 kN), com exceção da seção 4. Na direção S13 (Figura 58) o modelo BeT-02 demonstrou-se conservador, com exceção da seção 6. Já na direção S22 (Figura 59) os resultados do modelo BeT-02 apresentaram-se abaixo do referência, com exceção da seção 3.

Figura 57 – Resultados BeT-02 com sólido referência - S11

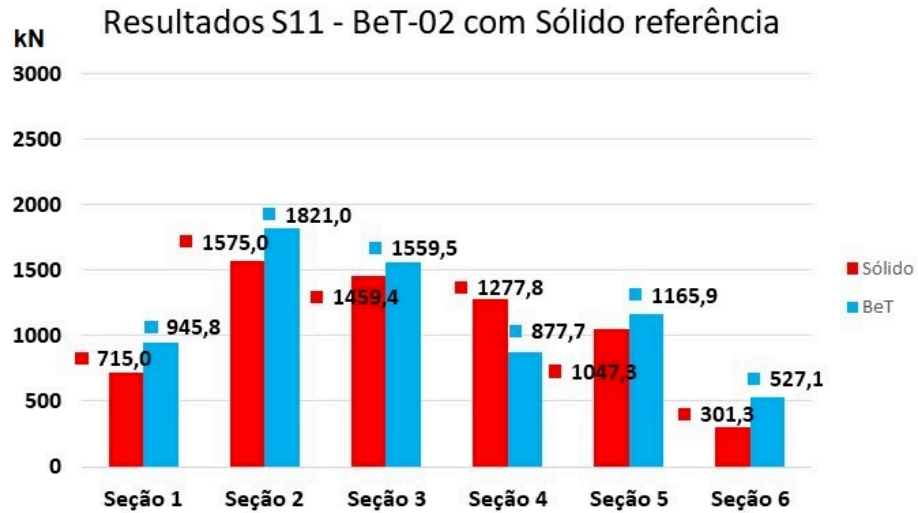


Figura 58 – Resultados BeT-02 com sólido referência - S13

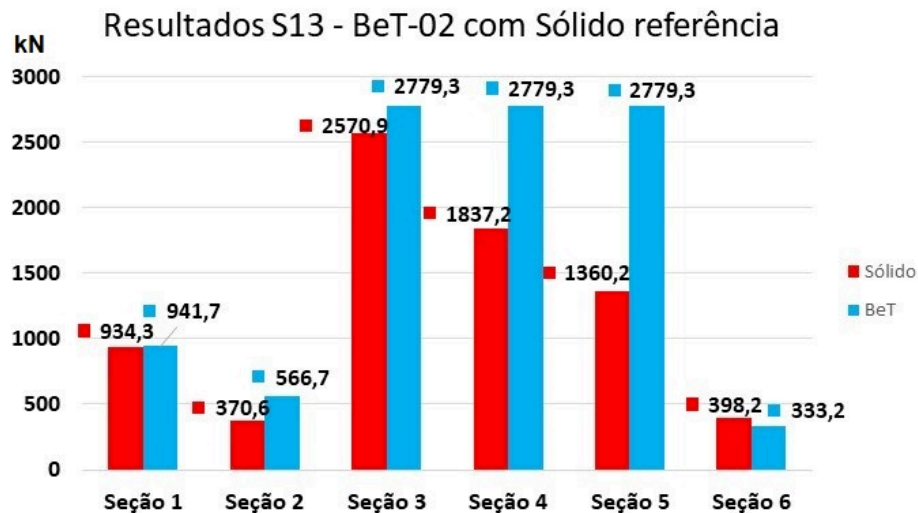
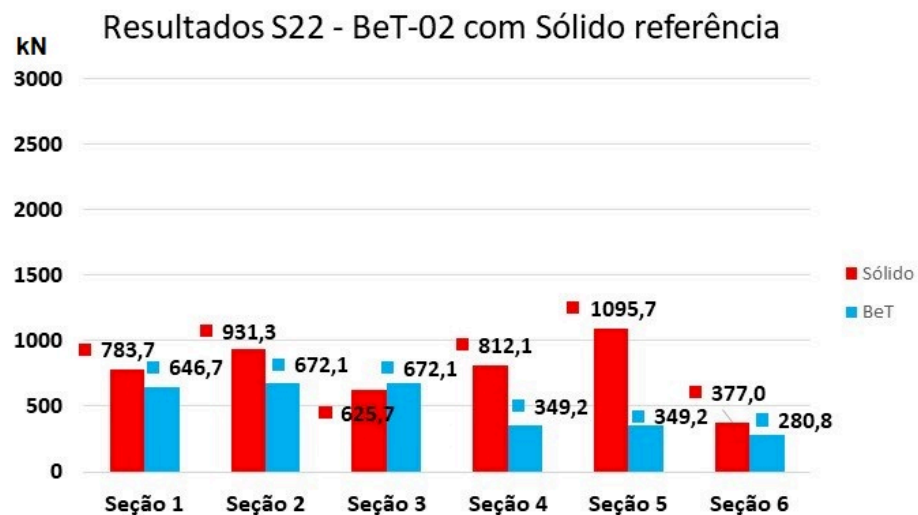


Figura 59 – Resultados BeT-02 com sólido referência - S22



6.4.3 COMPARAÇÕES DO MODELO BET-03

Por fim, tem-se os gráficos comparativos entre o modelo sólido original e o modelo BeT-03. A direção de esforços S11 é comparada na Figura 60, a direção S13 na Figura 61 e por fim a direção S22 na Figura 62.

Figura 60 – Resultados BeT-03 com sólido referência - S11

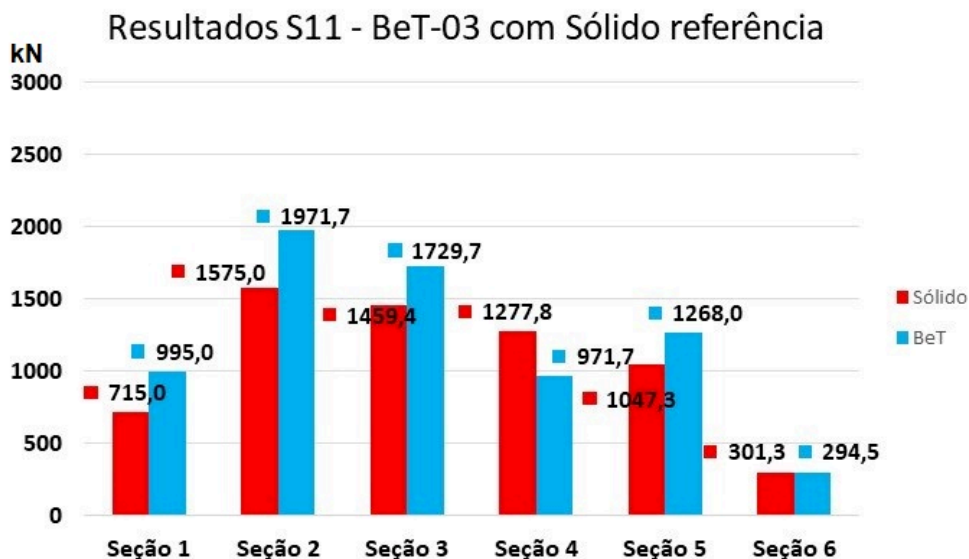
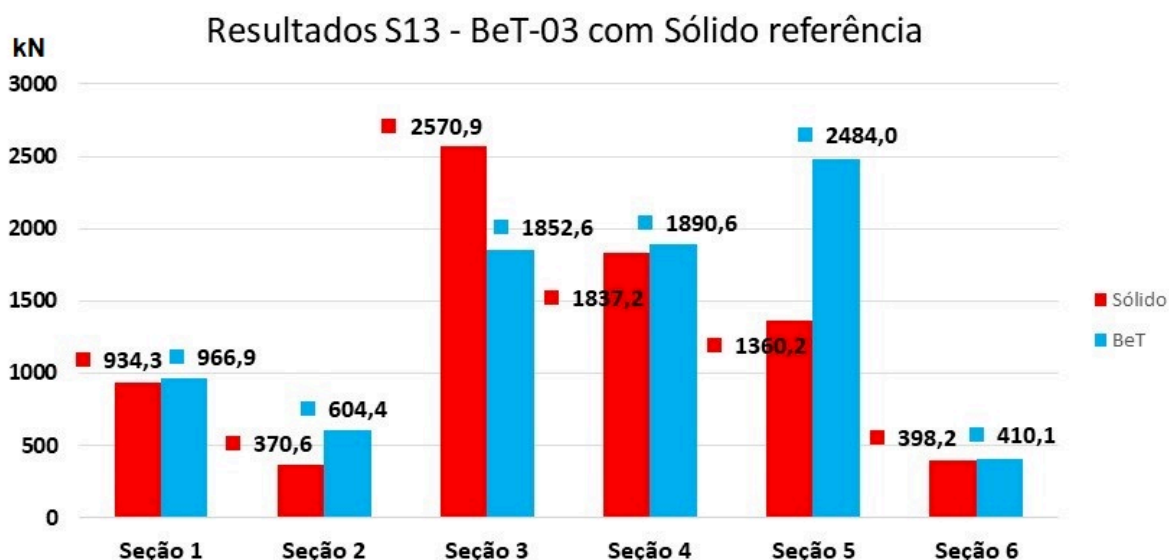
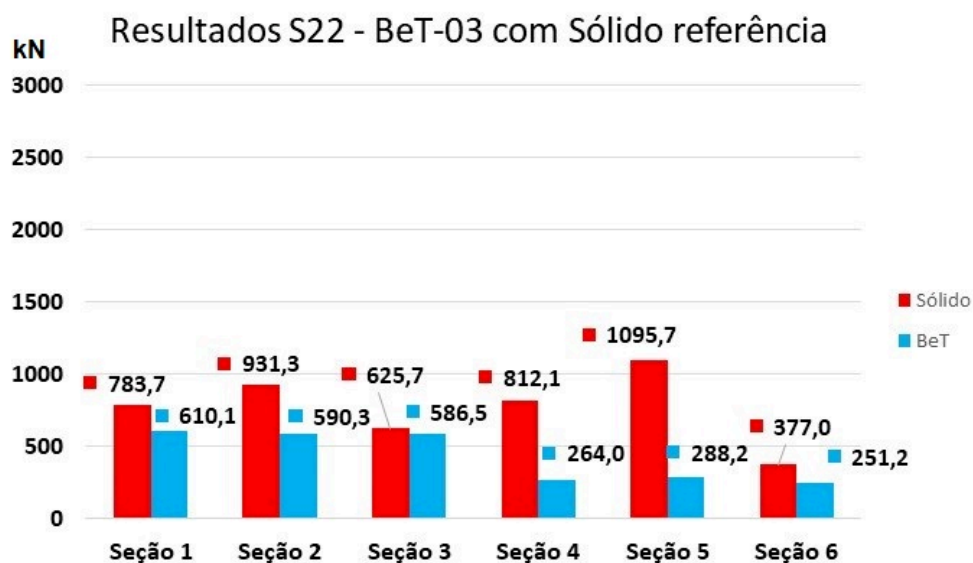


Figura 61 – Resultados BeT-03 com sólido referência - S13



O modelo BeT-03 apresentou resultados conservadores na direção de esforços S11 (Figura 60), com exceção da seção 6 da análise. Na direção S13 o modelo mostrou-se também conservador (Figura 61), com exceção da seção 3. Por fim, na direção de esforços S22 (Figura 62) o modelo apresentou resultados locais menores que os referência.

Figura 62 – Resultados BeT-03 com sólido referência - S22



6.5 ANÁLISE E DISCUSSÃO

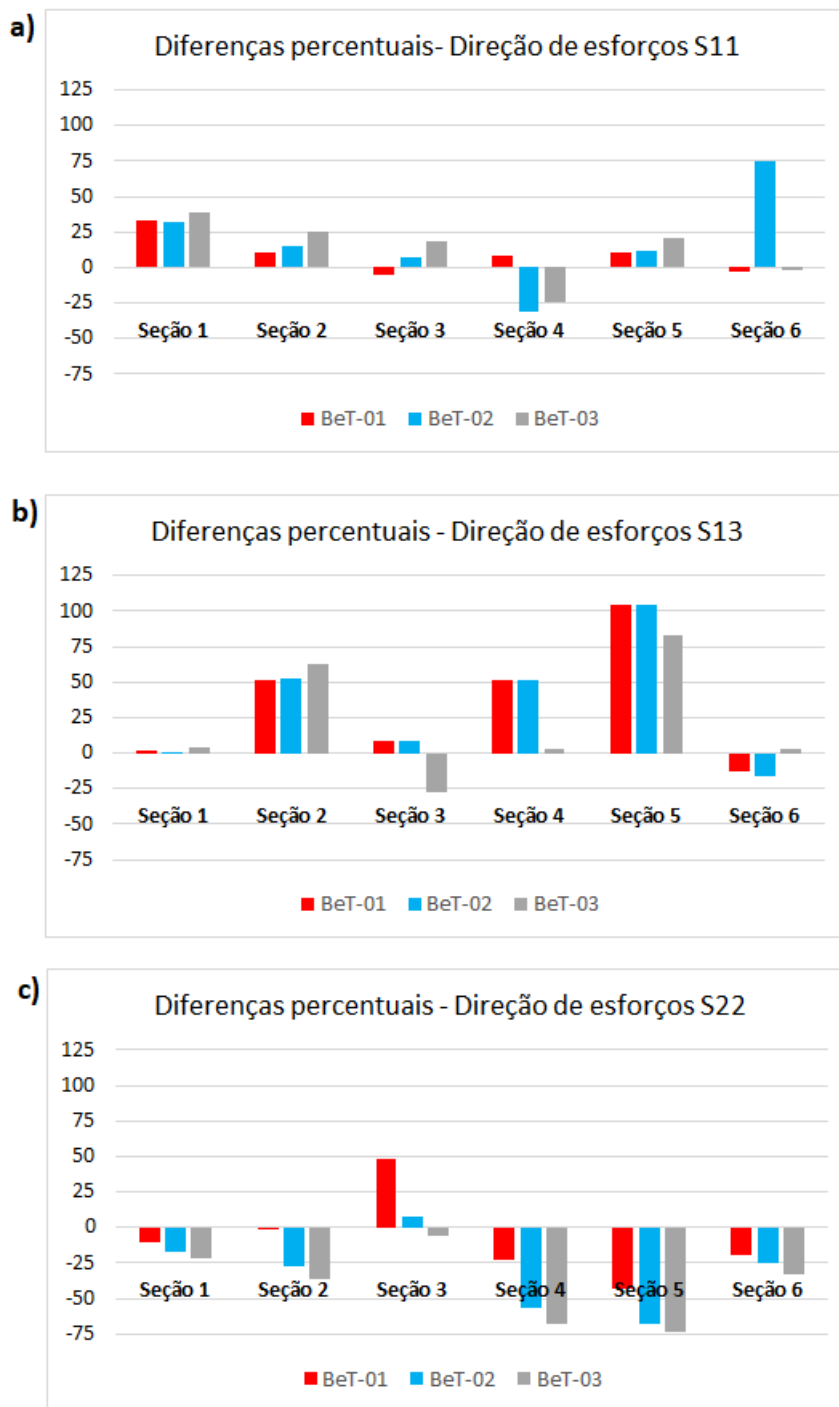
O foco do trabalho é a comparação local de esforços entre modelos de bielas e tirantes e um modelo elaborado através do método dos elementos finitos. A teoria do método BeT evidencia que qualquer que seja a configuração escolhida, respeitando as normas impostas para esta modelagem e o equilíbrio do sistema, o dimensionamento da estrutura estará correto. Ou seja, o método busca uma análise global de todo o modelo estudado, porém como foco deste trabalho, busca-se especificamente um modelo que represente localmente as forças reais da estrutura em funcionamento.

Apresentam-se os gráficos comparativos das diferenças percentuais entre os modelos, de cada esforço para melhor visualização e discussão dos resultados obtidos. A Figura 63a refere-se ao esforço S11, Figura 63b ao esforço S13 e por fim, Figura 63c ao esforço S22.

Pode-se observar através dos gráficos apresentados que os resultados do esforço S11 mais próximos do modelo sólido referência estão no modelo BeT-01, com a maior diferença representada por pouco mais de 25 por cento (Figura 63a). Para os modelos BeT, as tensões observadas na direção de esforços S13 são as que apresentam maior discrepância com o modelo MEF referência, com maior diferença em torno dos 100 por cento. Já na comparação de esforços S22 observa-se no modelo BeT-01 menor discrepância perante os resultados esperados, visto que o seu pior resultado apresenta 48 por cento de diferença (localizado na seção 3).

O modelo BeT-01 apresenta os melhores resultados no geral, acredita-se que devido à melhor representação dos caminhos de carga presentes no modelo sólido referência (Figura 36). A representação mais exata de um modelo em elementos sólidos através de um modelo

Figura 63 – Gráficos das diferenças percentuais de esforços entre modelos BeT e Sólido referência



BeT requer principalmente que os caminhos de carga apresentados no modelo referência sejam fielmente representados.

Uma maior discretização das barras nos modelos BeT possibilita novos caminhos de carga para este modelo e assim novas possibilidades de erro em relação aos caminhos reais da estrutura. Os caminhos de carga radiais (S22) foram representados nos modelos de BeT através de simples barras conectando as treliças de duas dimensões para formar a

treliça espacial. Através destas barras que foram retirados os valores das forças e portanto, resultados não tão exatos foram obtidos, visto que um elemento de barra não apresenta as mesmas propriedades complexas de um elemento sólido.

As maiores discrepâncias em relação ao esforço S13 se encontram nas seções posicionadas mais ao centro da estrutura (seções 3, 4 e 5). Acredita-se que a razão está nos parafusos protendidos, que dificultam a representação dos caminhos de carga presentes nesta região, além do volume maior representado por estas seções.

Em um dimensionamento prático da estrutura, os carregamentos originários da torre devem ser considerados em todas as direções, sendo que não há certeza de qual direção os esforços irão assumir, por exemplo, por conta da variabilidade do vento, etc. A Tabela 6 apresenta os valores de tensão que seriam utilizados para cada seção em um dimensionamento real, de todas as direções de tensão estudadas, caso este fosse realizado utilizando as respostas do modelo BeT-01. Ao final, a tabela apresenta as diferenças percentuais entre as tensões adotadas em projeto, considerando os modelos sólido e BeT-01.

Tabela 6 – Valores de tensão utilizados em um dimensionamento prático, modelo BeT-01

Esfoço	Seção	Tensão BeT lida [MPa]	Tensão BeT de projeto [MPa]	Tensão Modelo Sólido de projeto [MPa]	Diferença percentual entre tensões de projeto
S11	1	952,6	952,6	715	33,2
	2	1746,7	1746,7	1575	10,9
	3	1386,5	1386,5	1459,4	-5,0
	4	1386,5	1386,5	1459,4	-5,0
	5	1162,6	1746,7	1575	10,9
	6	291,9	952,6	715	33,2
S13	1	951,8	951,8	934,3	1,9
	2	560,2	2775,8	1360,2	104,1
	3	2775,8	2775,8	2570,9	8,0
	4	2775,8	2775,8	2570,9	8,0
	5	2775,8	2775,8	1360,2	104,1
	6	344,5	951,8	934,3	1,9
S22	1	704,8	704,8	783,7	-10,1
	2	928,3	928,3	1095,7	-15,3
	3	928,3	928,3	812,1	14,3
	4	627,5	928,3	812,1	14,3
	5	627,5	928,3	1095,7	-15,3
	6	303	704,8	783,7	-10,1

Observa-se que o dimensionamento é realizado utilizando os esforços máximos que podem aparecer em cada região, considerando as duas metades de cada seção traçada na fundação. Assim as diferenças encontradas entre os modelos BeT e o modelo sólido referência (MEF) diluem-se significativamente e os resultados tornam-se na maioria dos casos conservadores em relação às respostas obtidas no modelo sólido referência. Para efeito de dimensionamento, utiliza-se a maior tensão encontrada entre as seções 1 e 6, 2 e

5, e 3 e 4 (Figura 36). Destaca-se no processo a seção 4 da direção S13 (diferença de 51 para 8 por cento) e a seção 6 da mesma direção (diferença de -13,5 para 1,9 por cento). Também verifica-se na direção S22 de esforços uma diminuição relativa de 48,4 para 14,3 por cento na seção 3, -22,7 para 14,3 por cento na seção 4 e -42,7 para 15,3 por cento na seção 5. Este resultado indica a potencialidade do modelo BeT-01 para a finalidade proposta no trabalho.

Com o exposto, observa-se que o modelo BeT-01 é o que melhor aproximou os resultados do modelo sólido, em relação às respostas de tensão. Este tem potencial para ser utilizado para fases iniciais de projeto e orçamento. Entretanto, mais análises se fazem necessárias em pontos específicos discutidos posteriormente.

7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS

O presente estudo desenvolveu um modelo em elementos finitos sólidos para servir de referência para os resultados de tensão encontrados localmente nos modelos simplificados, bem como para evidenciar os caminhos de carga nas direções de esforços S11, S13 e S22 (Figura 28). Através dos caminhos de carga evidenciados, foram elaborados modelos utilizando o método das bielas e tirantes que representassem os esforços internos de uma fundação de aerogerador. Observou-se na literatura a carência de estudos envolvendo modelos BeT que busquem representar simplificada os esforços internos de estruturas de fundações de aerogeradores e que compare os resultados localmente. Então uma planilha eletrônica foi programada para comparar estes resultados em 6 seções de estudo e gerar gráficos que facilitam a visualização e comparação dos resultados obtidos.

Através dos gráficos comparativos foi possível observar que o modelo BeT-01 é o que no geral, aproxima-se mais das tensões obtidas no modelo referência. Com aproximadamente 25 por cento de máxima diferença na direção de esforço S11, 100 por cento em S13 e 48 por cento em S22, este modelo torna-se o alvo de buscas futuras por resultados mais refinados. Além disso, foi demonstrado que em um dimensionamento prático da estrutura, são utilizadas as máximas tensões referentes a seção estudada, trazendo os erros para a faixa de 13 por cento em S11, 38 por cento em S13, e 12 por cento em S22, como evidenciado na Tabela 6.

Portanto os resultados indicaram a potencialidade e viabilidade da utilização do modelo BeT para representação simplificada dos esforços máximos de projeto de bases de aerogeradores. Ainda, os resultados obtidos neste trabalho podem ser utilizados em fases iniciais de projeto e orçamento, visto que a ordem de grandeza dos mesmos e o seu conservadorismo entregam respostas satisfatórios para este fim.

Futuros estudos acerca do tema podem incluir:

- Desenvolvimento de modelos simplificados BeT com diferentes configurações de tamanho e ângulos entre os elementos de barra da treliça;
- Adição ou subtração de elementos de barra nos modelos BeT, em regiões de interesse da estrutura;
- Desenvolvimento de um método de transferência de tensões radiais mais eficiente.

8 APÊNDICES

Aqui apresenta-se o Apêndice A, que demonstra o processo de decomposição das cargas advindas da superestrutura do aerogerador, tornando possível a obtenção de cargas verticais e horizontais aplicadas nos nós que representam os parafusos protendidos na modelagem, a decomposição leva em conta a quantidade e posicionamento de cada um destes parafusos. Também o Apêndice B, que representa a verificação elaborada para reafirmar a funcionalidade dos modelos, através da comparação de esforços concorrentes no topo das estacas nos modelos apresentados.

8.1 APÊNDICE A

Esforço	(kN, kN.m)
F	-2496,00
Mx	59433,00
My	0,00

Nº de pontos de aplicação	18
---------------------------	----

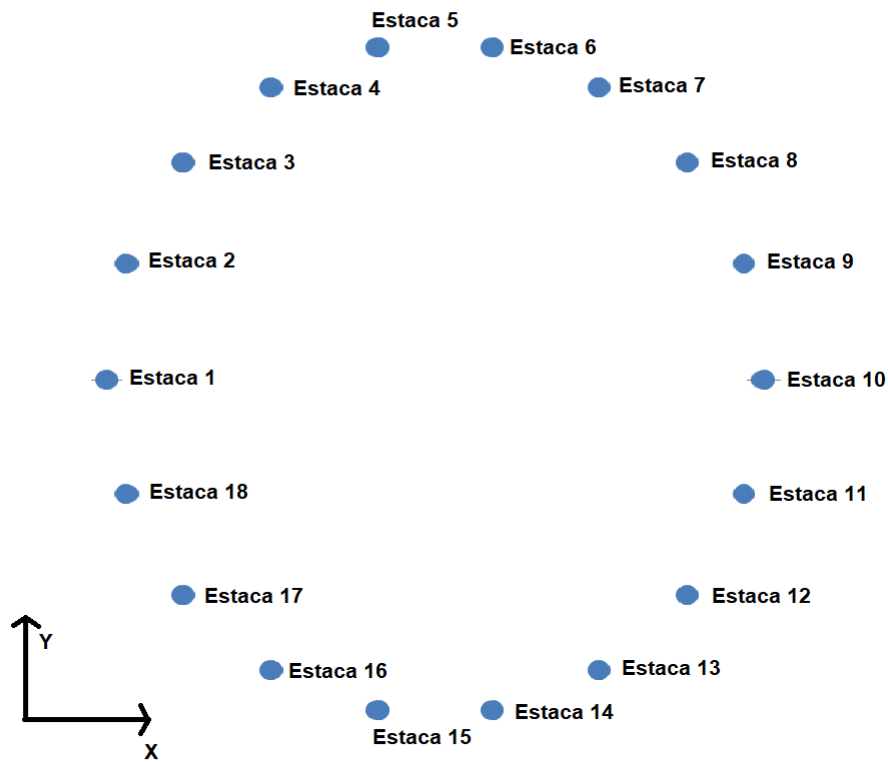
F/Número de pontos	-138,67
--------------------	---------

Ponto Nº	Coordenada x	Coordenada y	xg	yg	S xg	S yg	F à aplicar (kN)
1	5,175	7,000	-1,8245556	-0,0004444	3,3290030	0,0000002	-3756,45
2	5,285	7,624	-1,7145556	-0,6244444	2,9397008	0,3899309	-3538,34
3	5,601	8,173	-1,3985556	-1,1734444	1,9559576	1,3769719	-2911,77
4	6,087	8,580	-0,9125556	-1,5804444	0,8327576	2,4978046	-1948,11
5	6,683	8,797	-0,3165556	-1,7974444	0,1002074	3,2308065	-766,34
6	7,316	8,797	0,3164444	-1,7974444	0,1001371	3,2308065	488,79
7	7,912	8,580	0,9124444	-1,5804444	0,8325549	2,4978046	1670,56
8	8,398	8,173	1,3984444	-1,1734444	1,9556469	1,3769719	2634,21
9	8,714	7,624	1,7144444	-0,6244444	2,9393198	0,3899309	3260,79
10	8,825	7,000	1,8254444	-0,0004444	3,3322474	0,0000002	3480,88
11	8,714	6,375	1,7144444	0,6245556	2,9393198	0,3900696	3260,79
12	8,398	5,826	1,3984444	1,1735556	1,9556469	1,3772326	2634,21
13	7,912	5,419	0,9124444	1,5805556	0,8325549	2,4981559	1670,56
14	7,316	5,202	0,3164444	1,7975556	0,1001371	3,2312060	488,79
15	6,683	5,202	-0,3165556	1,7975556	0,1002074	3,2312060	-766,34
16	6,087	5,419	-0,9125556	1,5805556	0,8327576	2,4981559	-1948,11
17	5,601	5,826	-1,3985556	1,1735556	1,9559576	1,3772326	-2911,77
18	5,285	6,375	-1,7145556	0,6245556	2,9397008	0,3900696	-3538,34

	Soma x	Soma y
	125,992	125,992
Soma x/Número de pontos	6,999555556	6,999555556

Soma S xg	Soma S yg
29,973814	29,98435644

8.2 APÊNDICE B



	Força concorrente na cabeça da estaca	
	Modelo sólido referência (kN)	Modelos BeT (kN)
Estaca 1	-1858,61	-1872,52
Estaca 2	-1790,88	-1803,61
Estaca 3	-1595,39	-1610,45
Estaca 4	-1296,48	-1322,86
Estaca 5	-929,37	-947,91
Estaca 6	-538,65	-603,05
Estaca 7	-171,67	-192,4
Estaca 8	127,7	103,87
Estaca 9	322,72	312,35
Estaca 10	390,52	362,25
Estaca 11	322,69	314,04
Estaca 12	127,55	108,95
Estaca 13	-171,7	-194,29
Estaca 14	-539,04	-557,19
Estaca 15	-929,12	-945,23
Estaca 16	-1296,47	-1306,94
Estaca 17	-1595,61	-1602,51
Estaca 18	-1791,1	-1814,71

REFERÊNCIAS

- ABEEÓLICA. Associação Brasileira de Energia Eólica, *Relatórios Anuais de 2013*. 2013.
- ABEEÓLICA. Associação Brasileira de Energia Eólica, *Relatórios Anuais de 2017*. 2017.
- ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas, *NBR 6118:2014 Projeto de estruturas de concreto - Procedimento*. 2014.
- ALMEIDA, V. S.; SIMONETTI, H. L.; NETO, L. O. Análise de modelos de bielas e tirantes para estruturas de concreto armado via uma técnica numérica. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, v. 6, p. 139–157, 2013.
- AMARANTE, O. A. et al. Atlas do potencial eólico brasileiro. In: . [S.l.]: Ministerio de Minas e Energia-Eletobras, 2001.
- ARAUJO, C. A. M.; PUEL, A.; CANDEMIL, A. Análise numérica de fundações diretas de aerogeradores. In: *VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas*. [S.l.: s.n.], 2014.
- ARAÚJO, K. Y. M. *Análise do comportamento estrutural de blocos de concreto armado sobre estacas como fundação para aerogerador onshore*. Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal do Rio Grande do Norte - Brasil, 2018.
- AZEVEDO Álvaro F. M. *Método dos elementos finitos*. 1. ed. [S.l.: s.n.], 2003.
- BIONDINI, F.; BONTEMPI, F.; MALERBA, P. G. Stress path adapting strut-and-tie models in cracked and uncracked r.c. elements. *Structural Engineering and Mechanics*, v. 12, n. 6, p. 685–698, 2001.
- BS-EN, B. 61400-1:2005 wind turbines. *BS EN 61400-1: Design Requirements*, 2005.
- CSI. Sap2000 csi analysis reference manual. *Computers and Structures, Inc.*, v. 18, 2017.
- FERNANDES, R. M.; DEBS, M. K. E. Análise da capacidade resistente de consolos de concreto armado considerando a contribuição da armadura de costura. *Cadernos de Engenharia de Estruturas da UFSCar*, v. 7, n. 25, p. 103–128, 2005.
- FILHO, C. A. M.; BARROS, B.; GIONGO, J. S. Modelos de bielas e tirantes aplicados a blocos sobre quatro estacas com cálice embutido. *Engenharia estudo e Pesquisa*, v. 1, p. 5–14, 2011.
- HAGBERG, T. Design of concrete brackets: on the application of the truss analogy. *ACI Journal*, p. 3–12, 1983.
- LEONHARDT, F.; MONNIG, E. Construções de concreto: princípios básicos sobre armação de estruturas de concreto armado. *Editora Interciência*, v. 3, p. 103–128, 1977.
- LOGAN, D. L. *A First Course in the Finite Element Method*. 5. ed. [S.l.: s.n.], 1998.
- MARANHÃO, G. M. Análise da rigidez rotacional de fundações estaqueadas de torres eólicas. In: *IX Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas*. [S.l.: s.n.], 2016.

MAUNU, P. *Design of wind turbine foundation slabs*. Master's Thesis — Department of Civil and Environmental Engineering - Lulea University of Technology, 2008.

MILITITSK, J. Desafios na solução de fundações de aerogeradores. *Concreto e Construções - IBRACON*, v. 75, p. 49–61, 2014. ISSN 1809-7197.

MOURA, A. S. *Avaliação de metodologias de projeto de fundações superficiais de aerogeradores assentes em areia de duna*. Doutorado — Universidade de Brasília, 2007.

MUNHOZ, F. S.; GIONGO, J. S. Análise do comportamento estrutural de blocos rígidos sobre estacas com pilares de seções quadradas e retangulares sob a ação de força vertical, horizontal e momento fletor. *Cadernos de Engenharia de Estruturas, Edição Especial ENDOSET*, v. 13, p. 9–12, 2011. ISSN 1809-5860.

NEPOMUCENO, C. L. *Análise de vigas-parede aplicando modelo de biela e tirante e microtreliça*. Master Degree — Universidade de Brasília -UnB, 2012.

OLIVEIRA, D. S.; BARROS, R.; GIONGO, J. S. Blocos de concreto armado sobre seis estacas: simulação numérica e dimensionamento pelo método de bielas e tirantes. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, v. 7, p. 1–23, 2014. ISSN 1983-4195.

PUEL, A. Base de aerogeradores: Comparativo de dimensionamento modelo mef e modelo biela/tirante. *IX Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas*, 2016.

RIBEIRO, M. A. A. *Análise de fadiga em estrutura de fundação de torre de turbina eólica*. Mestrado — Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2014.

RIBEIRO, M. A. A.; LIMA, S. de S.; SANTOS, S. H. d. C. Análise de fadiga em estrutura de fundação de torre de turbina eólica. In: *CBPE-2014*. [S.l.]: Sétimo Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, 2014.

RIBEIRO, R. Estudo comparativo entre diferentes geometrias de fundações superficiais de aerogeradores. In: . [S.l.]: Anais do 59º Congresso Brasileiro do Concreto, 2017.

RODRIGUES, G. J. D. O.; FILHO, V. P. E. S. Uma ferramenta portátil para pré-dimensionamento de fundações para torres de aerogeradores eólicos. In: *CONTECC-2016*. [S.l.]: Congresso Técnico Científico da Engenharia e da Agronomia, 2016.

SANTOS, D. dos. *Análise de vigas de concreto armado utilizando modelos de bielas e tirantes*. Master Degree — Universidade de São Paulo -USP, 2006.

SHURAIM, A. B.; EL-SAYED, A. K. Experimental verification of strut and tie model for hsc deep beams without shear reinforcement. *Engineering Structures*, v. 117, p. 71–85, 2016.

SILVA, M. D. *Tipificação de fundações de torres eólicas em parques industriais, para diversos tipos de solos*. Dissertação (Mestrado) — Área Departamental de Engenharia Civil, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2014.

SILVA, R. C. *Modelos de bielas e tirantes aplicados a estruturas de concreto armado*. Master Degree — Universidade de São Paulo -USP, 2000.

SOUZA, R. A. Análise, dimensionamento e verificação de elementos especiais em concreto armado utilizando o método dos elementos finitos e o método das bielas. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, v. 22, p. 31–44, 2006.

SVENSSON, H. *Design of foundations for wind turbines*. Master's Thesis — Department of Construction Sciences: Structural Mechanics, Lund University, 2010.

TRICKLEBANK, A.; HALBERSTADT, P.; MAGEE, B. Concrete towers for onshore and offshore wind farms - conceptual design studies. *The Concrete Centre Gifford*, p. 64, 2007.

VERITAS, N. *Guidelines for design of wind turbine*. [S.l.]: Det Norske Veritas, Wind Energy Department, Ris National Laboratory, 2002.