METODOLOGIAS DE ANÁLISE E PROJETO DE ESTRUTURAS RETICULADAS NA EXPLOTAÇÃO DE PETRÓLEO OFFSHORE

Paula Vale Menezes

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:

_____

Prof. Breno Pinheiro Jacob, D.Sc.

_____

Prof. Gilberto Bruno Ellwanger, D.Sc.

_____

Dr. Sérgio Murilo Santos Freitas, D.Sc.

_____

Dr. Marcos Vinicius Rodrigues, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL
SETEMBRO DE 2007

MENEZES, PAULA VALE

Metodologias de Análise e Projeto de Estruturas Reticuladas na Explotação de Petróleo Offshore [Rio de Janeiro] 2007

IX, 99 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc. Engenharia Civil, 2007)

Dissertação - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE

1. Análise Não-Linear
2. Estruturas *Offshore*
3. Plataformas Fixas
4. Colapso
5. Elementos Finitos

I.COPPE/UFRJ II.Título (série)

Dedico aos meus pais Walter e Marialice.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais que sempre me incentivam, apóiam e sempre estão ao meu lado.

À minha irmã Maria Cristina, minha grande amiga, por estar sempre presente em todas as horas, me dando carinho e apoio.

Aos meus irmãos que mesmo longe me apóiam.

Ao professor Breno Jacob pela orientação e pelos ensinamentos passados durante este trabalho.

Ao engenheiro Cláudio Calmon, grande mestre, pelos ensinamentos transmitidos ao longo deste trabalho.

Ao engenheiro Marco Antonio Maddalena, por ter me aberto portas profissionalmente e por ter me dado a oportunidade de iniciar o curso de Mestrado.

Aos meus amigos que sempre estiveram comigo me dando apoio e estímulo, principalmente o amigo Felipe, colega de sala de aula na graduação, colega de trabalho que me ajudou em diversas etapas da vida.

A uma grande amiga, Eliana, que me deu apoio e está sempre presente.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

METODOLOGIAS DE ANÁLISE E PROJETO DE ESTRUTURAS RETICULADAS NA EXPLOTAÇÃO DE PETRÓLEO OFFSHORE

Paula Vale Menezes

Setembro/2007

Orientador: Breno Pinheiro Jacob
Programa: Engenharia Civil

Apesar da recente tendência do uso de sistemas flutuantes de produção na exploração de petróleo *offshore*, associados a lâminas d'água profundas e ultra-profundas, as empresas continuam operando com plataformas fixas baseadas em estruturas reticuladas em profundidades atualmente consideradas rasas, até aproximadamente 400 metros.

Além disso, recentemente, novos sistemas *offshore* baseados em estruturas reticuladas vêm sendo projetados e utilizados na produção, como por exemplo em um sistema de rebombeamento e distribuição do óleo da produção oriunda de plataformas flutuantes dos campos de Roncador, Marlim Sul e Marlim Leste, em águas profundas, e em um sistema de produção e tratamento de gás no campo de Mexilhão. Com isso, ressurge a necessidade de dispor de ferramentas de análise e projeto de estruturas reticuladas *offshore* como jaquetas, *flare booms* e módulos ou conveses .

O objetivo desta dissertação é rever o atual estado-da-arte da análise e projeto das plataformas fixas, especificamente as jaquetas utilizadas na explotação de petróleo *offshore*. E ainda, através dos recursos de análises não-lineares globais, considerando não-linearidades geométricas e físicas, representar o comportamento das jaquetas até o colapso através de suas trajetórias de equilíbrio.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

ANALYSIS AND DESIGN METHODOLOGIES FOR FRAMED STRUCTURES IN OFFSHORE OIL EXPLOITATION

Paula Vale Menezes

September/2007

Supervisor: Breno Pinheiro Jacob
Department: Civil Engineering

Although the recent trend for offshore oil explotation in deep waters is the use of floating production systems, companies continue operating with fixed offshore platforms in shallow waters, up to approximately 400 meters.

Moreover, new offshore systems based in frame structures are recently being designed and used in oil production activities, as for example in a system for pumping and distribution of oil received from floating production systems located in deep waters in the Roncador, Marlim Sul and Marlim Leste fields, and in a production and gas treatment system in the Mexilhão field. Therefore, the use of modern tools of analysis and design of offshore structures, such as jackets, flare booms and topsides, is necessary.

The objective of this dissertation is to review the current state-of-the art of analysis and design of fixed platforms, specially the jackets used in offshore oil exploitation. Also, to illustrate the representation of the behavior of the jackets until collapse, by tracing its complete equilibrium path, using global nonlinear analyses considering geometric and physical non-linearities.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO 1

1.1 OBJETIVO 1
1.2 MOTIVAÇÃO 2
1.3 ESTRUTURAÇÃO DA DISSERTAÇÃO 3

CAPÍTULO 2 - DESCRIÇÃO E HISTÓRICO DAS PLATAFORMAS FIXAS 4

2.1 INTRODUÇÃO 4
2.2 TIPOS DE PLATAFORMAS FIXAS OFFSHORE 5
2.2.1. Gravidade 6
2.2.2. Torres 7
2.2.3. Jaqueta 7
2.3 HISTÓRICO DAS JAQUETAS 10
2.3.1. No Mundo 10
2.3.2. No Brasil 11
2.4 PLATAFORMAS EM OPERAÇÃO 14
2.4.1. No Mundo 14
2.4.2. No Brasil 15
2.5 PROJETOS ATUAIS DE PLATAFORMAS FIXAS TIPO JAQUETA 17
2.5.1. Descrição dos Projetos 17
2.6 PRINCIPAIS SOFTWARES DE ANÁLISE ESTRUTURAL 24

CAPÍTULO 3 - ANÁLISE DE PLATAFORMAS FIXAS: FORMULAÇÃO 26

3.1 INTRODUÇÃO 26
3.2 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS 26
3.3 ANÁLISE ESTÁTICA LINEAR 27
3.3.1. Discretização do Modelo Matemático pelo MEF 27
3.3.2. Equações de Equilíbrio de um Elemento 27
3.3.3. Equações de Equilíbrio Global 28
3.3.4. Solução Geral do Problema Estrutural 29
3.3.5. Geometria do Elemento de Pórtico Linear Tridimensional 30
3.3.6. Campo de Deslocamentos 30
3.3.7. Campo de Deformações 31
3.3.8. Campo de Tensões 31
3.3.9. Equações Constitutivas 32
3.3.10. Matriz de Rigidez Linear 33
3.4 NÃO-LINEARIDADE GEOMÉTRICA 35
3.4.1. Equações de Equilíbrio na Forma Incremental-iterativa 35

3.4.2. Geometria do Elemento de Pórtico Não-Linear 36
3.4.3. Campo de deslocamentos 36
3.4.4. Transformação de Coordenadas e Cálculo de Deformações 37
3.4.5. Matriz de Rigidez Geométrica 37
3.5 NÃO-LINEARIDADE FÍSICA 39
3.5.1. Considerações Gerais 39
3.5.2. Matriz de Rigidez Elasto-Plástica: Pórtico Tridimensional 40
3.6 VETOR DE FORÇAS INTERNAS 44

CAPÍTULO 4 - ANÁLISE DE PLATAFORMAS FIXAS: PROCEDIMENTOS DE SOLUÇÃO 45

4.1 INTRODUÇÃO 45
4.2 ESTRATÉGIAS DE SOLUÇÃO DO PROBLEMA NÃO-LINEAR 45
4.2.1. Trajetórias de Equilíbrio 45
4.2.2. Processos de Solução 47
4.2.3. Método de Newton-Raphson 48
4.3 TÉCNICAS DE CONTINUAÇÃO 50
4.3.1. Técnica do Comprimento do Arco Constante 50
4.3.2. Estratégias Adaptativas 52
4.4 CRITÉRIOS DE CONVERGÊNCIA 54

CAPÍTULO 5 - PROJETO DE JAQUETAS 55

5.1 INTRODUÇÃO 55
5.2 CLASSES DE CRITÉRIOS DE PROJETO 56
5.2.1. Método das Tensões Admissíveis 56
5.2.2. Método dos Estados Limite 57
5.3 CÓDIGOS E NORMAS USUAIS 58
5.4 SITUAÇÕES E TIPOS DE ANÁLISE 59
5.4.1. Fase Operacional (“in situ” ou “in place”) 59
5.4.2. Fase Não Operacional 62
5.5 DEFINIÇÃO DOS CARREGAMENTOS 65
5.5.1. Cargas Permanentes (Dead loads) 65
5.5.2. Cargas Operacionais (Live loads) 66
5.5.3. Cargas Acidentais 66
5.5.4. Cargas Ambientais 66
5.5.5. Combinação de Carregamentos 70
5.6 VERIFICAÇÕES DE PROJETO 71
5.6.1. Referências Normativas 71
5.6.2. Tensões admissíveis para membros cilíndricos 71
5.7 CONSIDERAÇÕES SOBRE NOVAS METODOLOGIAS 77
5.7.1. Análise de “Pushover” 77

5.7.2. Critérios Locais para a Determinação da Flambagem e Colapso de Membros 77
5.7.3. Critério Global para Determinação do Colapso 79
5.7.4. Metodologia baseada em Análises de Colapso 80

CAPÍTULO 6 - APLICAÇÕES 81

6.1 INTRODUÇÃO 81
6.2 JAQUETA PLANA 82
6.2.1. Resultados obtidos 84
6.3 PLATAFORMA FIXA OFFSHORE 87

CAPÍTULO 7 - CONCLUSÕES 93

7.1 COMENTÁRIOS FINAIS 93
7.2 SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS 94

REFERÊNCIAS 95

Capítulo 1 - Introdução

1.1 Objetivo

O objetivo desta dissertação é rever o estado da arte da análise e projeto de estruturas de plataformas fixas tipo jaqueta na exploração de petróleo *offshore*.

A fim de avaliar a eficiência global e a segurança estrutural ainda na fase do projeto, é necessário que as análises lineares sejam substituídas por análises não-lineares, levando em consideração as não-linearidades geométrica e física no modelo numérico.

Através deste estudo, será avaliada a importância de uma análise estática não-linear da jaqueta até o colapso global nas práticas de projeto de engenharia, já que usualmente, este tipo de análise só é feito quando se julga necessário e na maioria das vezes com a estrutura já construída e operando.

Segundo referências normativas, como a API RP2A [1], a análise estática não-linear é recomendada para a avaliação de estruturas já existentes, com objetivo de avaliar a conseqüência da perda de membros danificados por flambagem ou que atingiram o limite de escoamento do material afetando a integridade estrutural.

Com base nessas considerações, o objetivo final é mostrar a necessidade de realizar análises estáticas não-lineares globais. Para ilustrar esta questão, será utilizada a ferramenta computacional SITUA-PROSIM [2], buscando representar o comportamento dos elementos que possam contribuir para o colapso global da estrutura.

1.2 Motivação

Apesar da recente tendência ao uso de sistemas flutuantes de produção na explotação de petróleo *offshore*, associados a lâminas d'água profundas e ultraprofundas, a Petrobras e demais empresas de petróleo e gás no mundo como *Devon, Shell, British Petroleum, Exxon Mobil, El Passo, Mexico´s Pemex* continuam operando e projetando plataformas fixas baseadas em estruturas reticuladas, as jaquetas, em profundidades de aproximadamente 200 metros.

Na área *offshore* no Brasil, juntamente com as novas descobertas de óleo e gás nas Bacias de Santos e do Espírito Santo, surgiram novas condições para exploração e produção, e decorrente disso, novos projetos de jaqueta foram desenvolvidos.

Com essas novas descobertas, a Petrobras investiu em novas plataformas fixas de produção em alguns de seus empreendimentos, dentre eles o campo de Mexilhão na Bacia de Santos, o primeiro em águas profundas no Brasil a substituir uma plataforma flutuante em alto-mar por uma fixa em água rasa.

Outro investimento recente em sistemas *offshore* baseado em jaqueta é o sistema de rebombeamento e transporte da produção de óleo e gás oriundos de plataformas de produção em águas profundas, a Plataforma de Rebombeio Autônoma.

Segundo artigo publicado na revista *Offshore* [3], os resultados do "*2006 global field development survey*" mostram que os projetos recentemente instalados, em construção ou em fase de planejamento somam 295 plataformas fixas no mundo.

Até cinco anos atrás, o número de plataformas fixas instaladas no mundo por ano variava entre 155 e 175; desta data até 2006 foram instaladas 98 plataformas fixas, a grande maioria em águas americanas, principalmente no Golfo do México [3]. Apesar da queda no número de plataformas fixas instaladas, estes números apresentados ainda são consideráveis.

A prática atual de projetos é diferente da prática de 10 anos atrás. As análises estruturais são mais detalhadas, o nível de complexidade dos modelos de análise é maior devido aos recursos computacionais alcançados, e a revisão da prática atual de análise e projeto é necessária, a fim de obter um dimensionamento mais adequado e em concordância com as normas e recomendações que são atualizadas periodicamente.

1.3 Estruturação da Dissertação

O Capítulo 2 apresenta a descrição das plataformas fixas *offshore* e o histórico das jaquetas no Brasil e no mundo. Os principais softwares de análise de estruturas através de elementos baseados no método dos elementos finitos são mencionados e uma breve descrição do comportamento e dos projetos atuais de plataformas fixas tipo jaqueta será feita.

O Capítulo 3 prossegue com uma revisão dos métodos numéricos empregados na formulação da análise estática linear e nas considerações de não-linearidades geométricas e físicas para análise das estruturas reticuladas.

O Capítulo 4 apresenta as estratégias de solução do problema não-linear através das trajetórias de equilíbrio, os processos de solução pelo Método de Newton-Raphson, técnicas de continuação e critérios de convergência.

No Capítulo 5, é feita uma revisão da metodologia de análise e projeto de jaqueta de acordo com as recomendações da API [1] e de documentos específicos para projeto emitidos por companhias que operam as plataformas. O comportamento até o colapso global das estruturas é descrito neste item e propostas de metodologias de projeto baseadas numa análise de "*pushover"* são feitas.

O Capítulo 6 mostra as aplicações da análise não-linear até o colapso estrutural feita com auxílio da ferramenta computacional SITUA-PROSIM. A primeira aplicação é uma jaqueta plana apresentada em vários trabalhos, dentre eles [4], [5], [6] e [7]. A segunda aplicação é a análise de colapso de uma jaqueta *offshore* hipotética, similar a uma estrutura projetada recentemente e instalada na Bacia de Campos.

No Capítulo 7, estão os comentários finais e as sugestões para trabalhos futuros.

Capítulo 2 - Descrição e Histórico das Plataformas Fixas

2.1 Introdução

A indústria *offshore* mundial teve seu nascimento entre os anos 1930 e 1950 na Venezuela e no Golfo do México, respectivamente. Desde o início dos anos 50, as companhias norte americanas de petróleo que atuavam no Golfo do México desenvolviam tecnologia para exploração *offshore*. A partir de então, a exploração começou a se expandir para o Mar do Norte que, a partir da década de 70, passou a rivalizar com o Golfo do México em ordem de importância para o volume de investimentos, formando os primeiros grupos de empresas na segmentação *offshore*, entre elas a Shell, Exxon, Texaco e AGIP [8].

O desenvolvimento da produção *offshore* fez-se, em grande medida, a partir de plataformas fixas. As plataformas fixas são constituídas, em sua maioria, por estruturas modulares de aço, instaladas no local de operação com estacas cravadas no fundo do mar e têm sido as preferidas nos campos localizados em lâminas d'água de até 300m.

A extensão das tecnologias no Golfo do México, nas décadas de 50 e 60, para o Mar do Norte, demandara importantes aprimoramentos: as profundidades excediam os 100 metros de lâmina d'água e as estruturas que tiveram de ser fabricadas eram de gigantescas dimensões. Foram fabricadas para enfrentar condições climáticas extremamente adversas tais como ondas que podiam chegar a alcançar 30 metros de altura [9].

As plataformas fixas não são utilizadas em águas profundas (no Brasil, consideradas acima de 400 metros), pois a estrutura tende a ser muito esbelta e os períodos naturais se aproximam dos períodos das ondas ou dos seus harmônicos, os efeitos dinâmicos passam a ser importantes e decorrente disso, para evitar a amplificação dinâmica excessiva, é necessário aumentar a rigidez da estrutura, acarretando aumento considerável de peso, aumento nos custos de fabricação, transporte e instalação. Estes fatores limitam técnica e economicamente seu uso em águas profundas.

Em função dessa limitação do sistema de produção dominante, a década de 80 presenciou a emergência de novos conceitos para substituir a plataforma fixa no desenvolvimento de campos em águas profundas [9]. Diante disto, segue-se a evolução dos sistemas flutuantes de produção de petróleo *offshore*.

Nos próximos itens, os tipos de plataformas fixas de exploração de petróleo serão apresentados e será feito um breve histórico dos sistemas de produção baseados em jaquetas.

2.2 Tipos de Plataformas Fixas *Offshore*

As plataformas fixas são aquelas que se estendem até o fundo do mar, suportadas por uma fundação que mantém a plataforma fixada no local de instalação por um longo período.

As plataformas fixas têm a finalidade básica de sustentar o convés ou os módulos de produção e uma vez instaladas, estarão imersas no mar, em meio líquido corrosivo, sujeitas a cargas ambientais de onda, corrente e vento.

O emprego do tipo de unidade fixa fica condicionado à profundidade da lâmina d'água, às condições de mar, relevo do fundo do mar, finalidade do poço, disponibilidade de apoio logístico, dentre outros fatores menos relevantes.

Uma das características particulares às estruturas das plataformas fixas consiste na necessidade de se considerar simultaneamente:

- O solo na análise das fundações, onde conhecimentos de geotecnia interagem com a análise estrutural em um modelo de elementos finitos. Devem ser considerados aspectos tais como amortecimento e efeitos não-lineares, que incluem a plasticidade do solo;
- O fluido, na definição dos carregamentos e de parâmetros dinâmicos como massa e amortecimento. O cálculo das cargas devidas ao fluido é basicamente um problema hidrodinâmico interligado à análise estrutural;
- A estrutura propriamente dita.

As plataformas fixas compreendem as jaquetas e as plataformas de gravidade, que são estruturas rígidas, e as torres complacentes, que são estruturas mais flexíveis do que as jaquetas. Estes tipos de plataformas serão descritos nos itens seguintes.

2.2.1. Gravidade

São fabricadas em sua grande maioria em concreto e apóiam-se no fundo do mar por gravidade, mantendo assim sua estabilidade devido às grandes dimensões das fundações de concreto.

As plataformas tipo gravidade pioneiras vêm do conceito Condeep (*concrete deep water structure*) fabricadas por noruegueses em Stavanger, em 1973. Uma Condeep é constituída basicamente por tanques de armazenamento de óleo com três ou quatro colunas de concreto. Foram construídas com o propósito de suportar as condições climáticas adversas do Mar do Norte. Ressalta-se que na Noruega há 15 dentre as 30 maiores plataformas de gravidade instaladas em todo mundo, a primeira delas (Ekofisk Tank) instalada em 1974 e a última (Troll gravity-based structure) instalada em 1996.

As plataformas tipo gravidade, Figura 2.1, são imensas em tamanho e peso. A subestrutura pode atingir pesos de 30 até 12000 MN e suportar topsides pesando entre 50 a 520 MN [10].

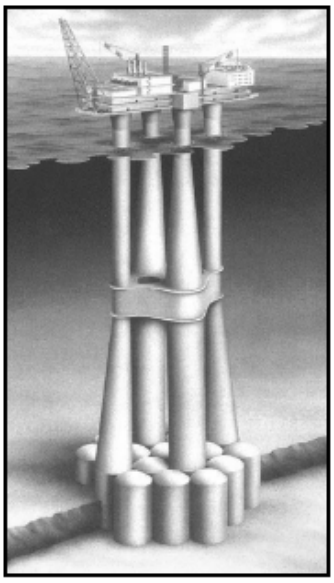


Figura 2.1 -Plataforma fixa tipo gravidade (Condeep)

As plataformas de concreto têm uso limitado a pequenas lâminas d'água na área *offshore* brasileira, sendo somente três plataformas de concreto instaladas no Rio Grande do Norte, em lâminas d'água de aproximadamente 16 metros, são elas: Ubarana II (PUB-02), Ubarana III (PUB-03) e Agulha (PAG-02).

2.2.2. Torres

As torres, Figura 2.2, se caracterizam por serem estruturas complacentes, fixadas no leito marinho a uma profundidade média de 500 metros, contendo substancial flexibilidade, o suficiente para que as forças aplicadas sejam resistidas em parte pelas forças de inércia.

O resultado é a redução nas forças transmitidas para a plataforma e para a fundação, caracterizando-se em estruturas mais leves que as jaquetas que serão descritas a seguir.

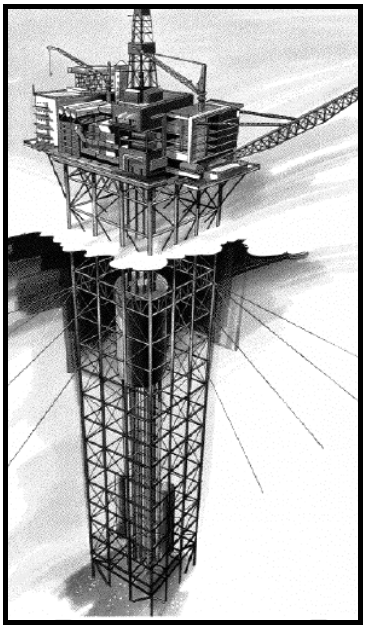


Figura 2.2 -Plataforma fixa tipo torre

As torres estaiadas (*guyed towers)* normalmente são complacentes.

2.2.3. Jaqueta

A plataforma fixa tipo jaqueta é constituída por estruturas espaciais tubulares em aço, completamente contra-ventadas e ancoradas no local de operação por estacas cravadas no fundo do mar, projetadas para resistir aos esforços provenientes das ondas, vento e corrente. Além disso, a jaqueta serve de apoio aos condutores e risers de explotação na subida até a planta de processamento da plataforma.

O diâmetro das estacas de fundação da jaqueta é da ordem de 2 metros e penetram até aproximadamente 100 metros abaixo do fundo do mar. Existem basicamente três tipos de arranjo de estacas: as estacas instaladas no interior da perna da jaqueta, instaladas

através das chamadas luvas com guias anexas às pernas seguindo o mesmo ângulo e estacas instaladas com luvas verticais ligadas à base da jaqueta.

A jaqueta (considerada a subestrutura da plataforma) é o elemento estrutural principal da plataforma que suporta a estrutura dos *topsides* e transmite os esforços laterais e verticais para as estacas.

A superestrutura que contém os *topsides* (convés ou módulos) é montada sobre a jaqueta e projetada para receber todos os equipamentos de perfuração, estocagem de materiais, alojamento de pessoal, bem como todas as instalações necessárias para a produção dos poços.

As plataformas tipo jaqueta, mostrada na Figura 2.3, são as mais utilizadas dentre os sistemas *offshore* fixos de exploração de petróleo, em lâminas d'água de até 400 metros, consideradas rasas.

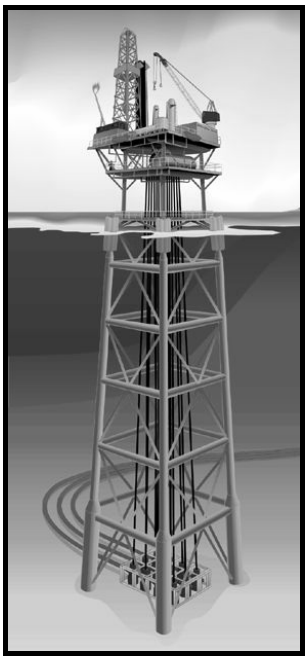


Figura 2.3 - Plataforma fixa tipo jaqueta

As jaquetas são estruturas que exigem uma normalização própria, por tratar-se de uma estrutura de grande porte, totalmente montada em terra, embarcada numa balsa para ser transportada e içada ou lançada ao mar, para então ser instalada no local determinado em projeto.

Os elementos ou membros principais que fazem parte da estrutura de uma jaqueta são os *chords* e *braces (ou bracings)*. O *chord* é o elemento principal que recebe os outros componentes; qualquer membro pode ser tão grande quanto um *chord,* nunca maior. Os

cans são as seções do *chord* reforçadas. Os *braces* são todos os membros ligados ao *chord,* proporcionando contraventamento estrutural nos planos vertical e horizontal.

As juntas são elementos que possuem grande influência na estabilidade global da estrutura e são analisadas visando garantir sua integridade por esforços sofridos pela ação da fadiga. A classificação das juntas será apresentada mais adiante.

2.2.3.1. Comportamento Estrutural das Jaquetas

As jaquetas são estruturas reticuladas compostas por elementos tubulares com ligações discretas e possuem alto grau de hiperestaticidade, com os elementos estruturais submetidos predominantemente a esforços axiais de tração ou compressão. São estruturas com grande capacidade de redistribuir os esforços internos após colapso individual de seus elementos.

O colapso estrutural se inicia pelos elementos mais esbeltos sob compressão, que deixam de absorver os esforços e sofrem um descarregamento seguido de redistribuição das tensões na estrutura.

Para verificar esta capacidade de redistribuição dos esforços, é necessário efetuar a análise estrutural considerando as não-linearidades geométricas e físicas, para representar a real resposta da estrutura diante dos carregamentos impostos e com isso projetar estruturas que tenham a capacidade de se adaptar a uma falha localizada.

A seqüência de colapsos individuais de várias barras, resultando no colapso global, é chamada de colapso progressivo e a carga última que leva a estrutura ao colapso é determinada por uma análise de *Pushover*, que será descrita no capítulo 5.

As jaquetas, consideradas estruturas relativamente rígidas, possuem períodos naturais típicos de 0,5 até 6 segundos, bem menores que os períodos de excitação das ondas de projeto, que em condições extremas têm períodos de cerca de 10 segundos ou mais. Assim, os efeitos dinâmicos são pouco significativos, tornando possível desprezar as forças de inércia utilizadas na análise dinâmica.

Em profundidades intermediárias de 200 a 400 metros, as jaquetas têm maior porte e a estrutura tende a ser mais esbelta, com os períodos naturais próximos dos períodos de excitação das ondas, em especial o segundo harmônico, tendo efeitos dinâmicos importantes que podem ser tratados por métodos simplificados através de análise no domínio da freqüência considerados nas análises de fadiga.

2.3 Histórico das Jaquetas

2.3.1. No Mundo

A extração de petróleo *offshore* teve início na costa da Califórnia com estruturas rústicas de madeira em lâminas d'água em torno de cinco metros. Em 1947, foram construídas as duas primeiras plataformas metálicas com o conceito de jaqueta, pela empresa Superior Oil Company.

Esse conceito surgiu a partir da fabricação em canteiro, de uma estrutura de travejamento que fosse colocada no local de instalação por guindaste e que servisse inicialmente de guia para a cravação das estacas e, posteriormente, travejamento abaixo da linha d'água, provendo dessa maneira considerável resistência às ações ambientais. Essas estruturas metálicas mudaram o rumo da construção *offshore*, pois possibilitaram a instalação muito mais rápida do estaqueamento ao mesmo tempo em que abriram o caminho para lâminas d'água maiores ou consideradas mais profundas na época [11].

Até uma lâmina d'água de 30 metros a instalação de uma plataforma fixa de petróleo era feita basicamente com o auxilio de guindastes em todas as suas fases. Em 1955, a Shell iniciou a instalação em lâminas d'água superiores a 30 metros, ocasionando o surgimento de um novo problema, que consistia no peso e nas dimensões da jaqueta a ser içada. Em 1957 foi construída a primeira barcaça de lançamento, permitindo assim, a evolução para lâminas d'água maiores.

Posteriormente, essas estruturas foram instaladas no Golfo do México, em águas de até 60 metros de profundidade. Entre 1950 e 1960, as plataformas já produziam em águas de até 100 metros, chegando, anos depois a profundidades acima de 400 metros. Na década de 50, só se explorava a plataforma continental no Golfo do México, dez anos depois, a exploração já era realizada desde a Austrália até o Alaska [11].

2.3.2. No Brasil

No Brasil, o poço pioneiro 1-SES-1A deu início à produção de petróleo no mar através de uma plataforma fixa, instalada numa lâmina d'água de cerca de 30 metros, que veio constituir o complexo de Guaricema, em Sergipe, em 1968.

Depois de Guaricema, ocorreram outras descobertas no litoral do Nordeste: em 1970, os campos de Caioba, Camorim, Robalo e Dourado, em Sergipe; em 1973, Ubarana, no Rio Grande do Norte. As primeiras plataformas fixas instaladas foram Guaricema, Caioba, Camorim e Dourado com características do tipo padrão de quatro pernas, convés duplo e guias para até seis poços.

Os anos seguintes às descobertas dos campos no nordeste, foram marcados por mais descobertas no Campo de São Mateus (ES) e, posteriormente, no Campo de Ubarana, na Bacia Potiguar. Em 1975, para o desenvolvimento dos campos de Ubarana e Agulha, no Rio Grande do Norte, além das plataformas de aço convencionais, decidiu-se pela utilização de plataformas de concreto de gravidade.

Com o aumento da atividade na costa de Sergipe, Alagoas, Rio Grande do Norte e Ceará, a Petrobras desenvolveu projetos próprios de plataformas que atendiam às características de desenvolvimento dos campos, que resultou em três projetos de plataformas fixas distintos, as plataformas de 1ª, 2ª e 3ª famílias.

A plataforma de 1ª família era similar às plataformas fixas iniciais, desenhada para ter até 6 poços de produção e podiam ser instaladas em lâmina d'água de até 60 metros; se necessário com um pequeno módulo para acomodação de pessoal.

A plataforma de 2ª família comportava a produção de até 9 poços, permitia a separação primária de fluidos produzidos, sistema de transferência de óleo, sistema de teste de poços, sistema de segurança e um sistema de utilidades.

As plataformas de 3ª família tinham a concepção mais complexa. Permitiam a perfuração e completação de até 15 poços e as facilidades de produção podiam conter uma planta de processo completa, sistema de compressão de gás, sistema de recuperação secundária, sistemas de segurança e de utilidades e acomodação de pessoal.

Em 1974, houve a primeira descoberta de petróleo na Bacia de Campos, no campo de Garoupa (que por questões técnicas só começou a produzir em 1979). A exploração da Bacia de Campos começou no final de 1976, com o poço 1-RJS-9-A, que deu origem ao campo de Garoupa, situado em lâmina d'água de 100 metros. Já a produção comercial,

começou em agosto de 1977, através do poço 3-EM-1-RJS, com vazão de 10 mil barris por dia, no campo de Enchova.

Nos anos seguintes, a Petrobras descobriu os campos de Pargo, Namorado e Badejo, seguidos pelos campos de Bonito, Cherne, Pampo e como já mencionado anteriormente o campo de Enchova.

As plataformas do chamado Sistema Definitivo da Bacia de Campos implantado em 1983 foram instaladas em lâminas d'água variando entre 110 e 172 metros e concebidas segundo dois tipos principais, as centrais e as plataformas satélites, como mostrado na Figura 2.4.

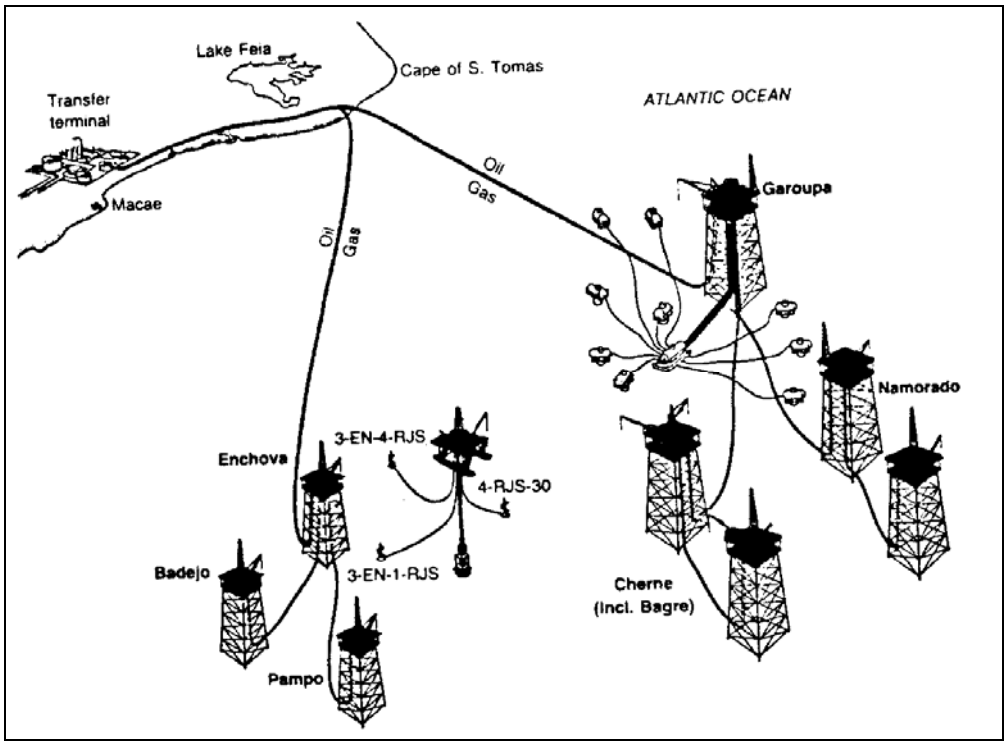


Figura 2.4 - Plataformas fixas da Bacia de Campos (1983) [11]
Sete plataformas fixas e uma semi-submersível com sistema antecipado de produção

As plataformas centrais são fixas de aço, cravadas por estacas com oito pernas, para perfuração e produção, equipadas com plantas completas de processo da produção, sistema de tratamento e compressão de gás, sistemas de segurança e utilidades e acomodação de pessoal.

As plataformas satélites são semelhantes às plataformas centrais, porém com a planta de processo compreendendo apenas um estágio de separação primária de fluidos produzidos. Estas plataformas com concepção semelhante às utilizadas no Mar do Norte

são bastante diversas daquelas instaladas na região Nordeste do Brasil que têm concepção semelhante às plataformas do Golfo do México.

As atividades de produção *offshore* no Brasil, até 1983, somavam 40 plataformas fixas, dentre elas 4 no Ceará, 8 no Rio Grande do Norte, 16 em Sergipe, 8 na Bahia, 3 no Rio de Janeiro e 1 no Espírito Santo.

A partir de 1984, a Bacia de Campos começou a explorar águas profundas que na época variavam de 300 a mais de 1000 metros de lâmina d'água. Enquanto a Petrobras analisava tecnologias para produzir nesses campos em águas mais profundas, estava em desenvolvimento o Pólo Nordeste da Bacia de Campos, abrangendo os campos de Pargo, Carapeba e Vermelho. O desenvolvimento do Pólo Nordeste inclui a instalação de cinco plataformas satélites de produção e um sistema central com duas plataformas geminadas, Pargo 1A e Pargo 1B.

Após este período, houve a confirmação do potencial em águas profundas da Bacia de Campos e a ida das plataformas de produção para águas ultraprofundas, com o desenvolvimento tecnológico voltado para as estruturas flutuantes.

Na seqüência deste histórico, serão apresentadas algumas plataformas fixas em operação no mundo e em alguns campos de explotação da Petrobras.

2.4 Plataformas em Operação

2.4.1. No Mundo

Há instalações para produção de óleo e gás em sistemas de plataformas fixas *offshore* no mundo em cerca de 50 países. As principais áreas com essas instalações são Golfo do México com 4000, Ásia com 950, Oriente Médio com 700, Mar do Norte com 490, Costa Oeste Africana com 380 e América do Sul com 340 instalações.

Segundo levantamento realizado pelo *Infield Systems Database* de Londres [12], em pesquisas sobre as indústrias de óleo e gás no mundo, os números referentes às plataformas fixas no mundo são apresentados pela Tabela 2.1 a seguir:

PLATAFORMAS FIXAS	
Em operação	8840
Em construção /conversão	124
Planejamento	1406
Total (até 2007)	10370

Tabela 2.1 - Quantitativo das Plataformas Fixas

Dentre as plataformas em operação no mundo, as plataformas fixas de aço que possuem as jaquetas de maior porte já instaladas, em profundidades superiores a 300 metros, situam-se no Golfo do México e Sul da Califórnia.

Cabe ressaltar que a plataforma da Shell Oil, instalada em Bullwinkle no Golfo do México a uma profundidade de 412 metros, é a plataforma fixa mais profunda do mundo. Instalada em 1988, constituiu uma proeza em termos de engenharia pela dimensão da estrutura da jaqueta.

As plataformas fixas em profundidades superiores a 300 metros de lâmina d'água são mostradas na Tabela 2.2:

PLATAFORMAS FIXAS				
NOME	**DATA DE INSTALAÇÃO**	**LÂMINA D'ÁGUA (m)**	**LOCAL DE INSTALAÇÃO**	**EMPRESA**
CONGNAC	1978	312	Golfo do México	SHELL
AMBERJACK	1991	314	Golfo do México	BP
HERITAGE	1992	326	Sul da Califórnia	EXXON MOBIL
VIRGO	1999	344	Golfo do México	TOTAL FINA ELF
HARMONY	1992	366	Sul da Califórnia	EXXON MOBIL
POMPANO	1994	393	Golfo do México	BP
BULLWINKLE	1991	412	Golfo do México	SHELL

Tabela 2.2 - Plataformas Fixas em Profundidades Superiores a 300 metros

2.4.2. No Brasil

As plataformas fixas em operação no Brasil se concentram nos campos de exploração marítima da Petrobras, principalmente na região da Bacia de Campos, conforme descrito no histórico das plataformas fixas do item 2.3.2.

Há uma grande concentração das jaquetas instaladas na região nordeste do Brasil, na Bacia Potiguar (RN) e Bacia do Ceará, somando 31 plataformas fixas em profundidades aproximadas de 4 a 45 metros de lâmina d'água.

Na Bacia de Sergipe-Alagoas, há mais de 20 plataformas fixas, que foram instaladas entre as décadas de 70 e 90 nos campos de Caioba, Camorim, Dourado, Guaricema e Robalo em lâmina d'água rasa, com profundidade de aproximadamente 30 metros.

A maioria dessas plataformas fixas da Petrobras foi instalada na década de 80 em águas rasas e algumas destas são apresentadas na Tabela 2.3, considerando ano de instalação, campo onde opera e lâmina d'água.

Sigla	Ano de Instalação	Campo	Lâmina d'água (m)
Bacia de Campos			
PCE-1	1982	Enchova	114
PCH-1	1983	Cherne	117
PCH-2	1982	Cherne	142
PCP-1	1988	Carapeba	88
PCP-2	1988	Carapeba	86
PCP-3	1994	Carapeba	86
PGP-1	1983	Garoupa	120
PNA-1	1982	Namorado	148
PNA-2	1982	Namorado	170
PPG-1A	1988	Pargo	101
PPG-1B	1988	Pargo	101
PPM-1	1983	Pampo	111
PVM-1	1988	Vermelho	80
PVM-3	1988	Vermelho	80
PVM-2	1988	Vermelho	81
PRA-1	2007	Marlim Sul	106
Bacia de Santos			
PMLZ-1	1989	Merluza	130
Bacia de Camamu			
PMNT-1	2006	Manati	36
Bacia do Espírito Santo			
PCA-1	1984	Cação	19
PCA-2	1984	Cação	19
PCA-3	1987	Cação	19
PPER-1	2006	Peroá -Cangoá	67

Tabela 2.3 - Plataformas fixas em alguns campos da Petrobras

2.5 Projetos Atuais de Plataformas Fixas Tipo Jaqueta

2.5.1. Descrição dos Projetos

A Petrobras lançou o *Plano de Antecipação da Produção de Gás (Plangas)*, visando ampliação da oferta de gás nacional no Sul-Sudeste e aumento rápido da oferta de gás natural nacional no mercado brasileiro. Cerca de 40% do volume de gás adicional previsto no *Plangas* são de projetos que não estavam sendo implantados, como projetos de plataformas fixas de produção do tipo jaqueta, chamados projetos-alvo, somando pelo menos oito grandes empreendimentos de Exploração e Produção, além da instalação de 180 Km de gasodutos e perfuração de 25 novos poços.

O *Plangas* inclui o desenvolvimento do Campo de Mexilhão, que se destina a produzir 15 milhões de m^3 de gás por dia, com a instalação da plataforma fixa de Mexilhão. Inclui também a interligação do campo de Lagosta e da área SPS-25 ao sistema de Merluza, que contempla a ampliação da plataforma fixa de Merluza. E ainda o desenvolvimento da produção dos campos de Peroá e Manati.

O Projeto Mexilhão é o maior projeto da Petrobras na área de produção de gás não-associado a petróleo.

Um outro projeto, atualmente concluído, é a plataforma fixa de PRA-1 (Plataforma de Rebombeio Autônoma), instalada na Bacia de Campos. É parte do Plano Diretor de Escoamento e Tratamento de Óleo (PDET), viabilizando o envio por dutos do petróleo produzido nos campos de Marlim Sul, Marlim Leste e Roncador, com capacidade de bombeio de 815 mil barris/dia.

Os projetos mais recentes de plataformas fixas tipo jaqueta, como Mexilhão, PRA-1, Peroá, Manati e outros ainda em fase de projeto conceitual ou projeto básico, previstos para os campos de petróleo no Brasil, serão detalhados a seguir.

2.5.1.1. Plataforma de Mexilhão - PMXL-1

Um projeto de jaqueta atualmente desenvolvido no Brasil pela Petrobras é o da Plataforma de Mexilhão (PMXL-1), mostrada na Figura 2.5.

A plataforma terá capacidade para produzir diariamente 15 milhões de m³ de gás natural e 3.200 m³ de condensado por dia. A plataforma será interligada a um gasoduto de 145 km, que escoará toda a produção para uma unidade de processamento de gás em Caraguatatuba. Nessa plataforma, o gás e o condensado serão escoados para a terra com a própria pressão do reservatório, por um gasoduto.

O pólo Mexilhão, localizado a cerca de 140 quilômetros do Terminal de São Sebastião, inclui os campos de Mexilhão e a área de Cedro e terá produção inicial de 8 a 9 milhões de metros cúbicos de gás por dia. A capacidade total do pólo deverá ser atingida no início da próxima década, com a entrada em produção de novas áreas localizadas no entorno e em horizontes mais profundos de Mexilhão.

Figura 2.5 - Plataforma de Mexilhão - PMXL-1

No projeto Mexilhão, três hipóteses foram consideradas na escolha do tipo de estrutura de produção: a convencional, que consistiria na instalação de uma plataforma semi-submersível em águas profundas, a cerca de 160 km do litoral Norte de São Paulo; a hipótese tecnicamente mais ousada, com o sistema *subsea to shore*, que dispensaria qualquer plataforma e despacharia o gás diretamente do campo, em alto-mar, para o

continente; e a solução intermediária, com uma plataforma fixa entre os poços e a terra. Esta última prevaleceu, devido ao planejamento estratégico da empresa que optou pelo domínio tecnológico na área, fator impactante no prazo para o início da produção previsto para 2009.

O Campo de Mexilhão localiza-se na região dos campos de gás da Bacia de Santos e o projeto da plataforma de produção inclui uma jaqueta tronco-piramidal, de quatro pernas e oito estacas de fundação, com 182 metros de altura, a mais alta da América Latina, a ser instalada em uma lâmina d'água de 172 metros.

2.5.1.2. Plataforma de Rebombeio Autônoma - PRA-1

A Plataforma de Rebombeio Autônoma, PRA-1, mostrada na Figura 2.6, é a primeira plataforma do gênero no Brasil com capacidade para escoar quase 50% da produção de óleo da Bacia de Campos.

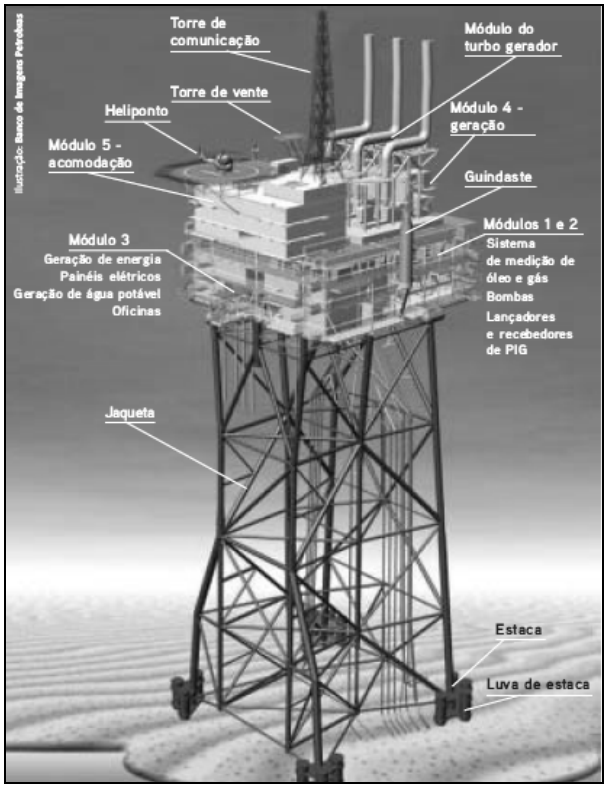


Figura 2.6 - Plataforma de Rebombeio Autônoma - PRA-1

A PRA-1 vai recolher o petróleo extraído por cinco plataformas flutuantes em águas profundas (de 1.200 a 1.800 m) nos campos de Roncador, Marlim Sul e Marlim Leste e

bombeá-lo para reservatórios em terra ou para tanques de embarcações do sistema flutuante de armazenamento e distribuição fundeados nas imediações.

A unidade será conectada, por meio de sete dutos, que totalizam 293,7 km de extensão, a três módulos de Roncador (na fase 1 com a P-52, e nas fases 2 e 3 com os módulos leste e oeste, a serem instalados), a dois módulos de Marlim Sul (P-40 já em operação e escoando via navio aliviador e a P-51 prevista para a fase 2), e a um módulo de Marlim Leste (P-53).

Como mencionado anteriormente, a PRA-1 é uma plataforma do tipo fixa e habitável, que faz parte do Plano Diretor de Escoamento e Tratamento de Óleo (PDET) da Petrobras, que viabilizará o envio por dutos do petróleo produzido nos campos de Marlim Sul, Marlim Leste e Roncador.

A concepção estrutural da PRA-1 é diferente da concepção das jaquetas já projetadas pela Petrobras, por possuir um número de juntas estruturais bem menor que o número de juntas que uma jaqueta de mesmo porte teria.

A PRA-1 é uma plataforma tipo jaqueta com 117 metros de altura, com 14 estacas de fundação, instalada em dezembro de 2006, em lâmina d'água de 106 metros, a 115 km da costa fluminense, na bacia de Campos.

2.5.1.3. Plataforma de Peroá - PPER-1

A Plataforma de Peroá, mostrada na Figura 2.7, foi instalada no início de 2006 nas imediações no litoral do município de Linhares, no campo de Peroá, localizado na região da foz do Rio Doce, na Bacia do Espírito Santo, em lâmina d'água de 67 metros e projetada para produzir 5,5 milhões de m³ de gás por dia. Cabe ressaltar que Peroá foi a primeira plataforma fixa do tipo jaqueta construída após 13 anos sem projetos de jaquetas no Brasil.

É uma plataforma de produção de gás natural, inabitada, com todo o monitoramento feito por terra, na Unidade de Tratamento de Gás de Cacimbas, onde será feito o tratamento do gás para abastecimento das indústrias e residência no Estado.

Em uma primeira fase, o gás natural produzido pela plataforma será escoado por gasoduto interligado à Unidade de Tratamento de Gás de Cacimbas. A capacidade de produção da plataforma é de até 3,6 milhões de m³ de gás na fase inicial, porém, o volume estará limitado à capacidade de escoamento do gasoduto que leva o gás até a Grande Vitória.

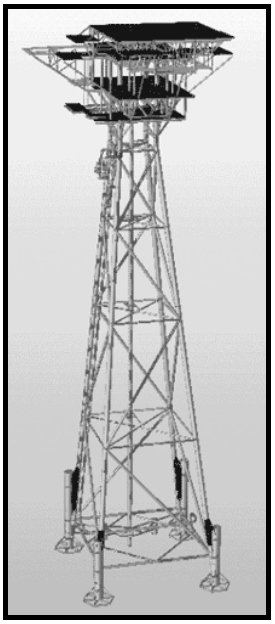


Figura 2.7- Plataforma de Peroá - PPER-1

2.5.1.4. Plataforma de Manati - PMNT-1

A plataforma fixa de produção de gás de Manati (Figura 2.8) é uma plataforma tipo jaqueta automatizada, posicionada a 10 km do litoral do município de Cairu, na Bacia de

Camamu na Bahia, em profundidade de 36,5 metros, instalada no final de 2006. O campo de Manati é resultado de uma parceria entre a Petrobras e as empresas Queiroz Galvão e Petroserv.

A plataforma foi projetada para receber o gás proveniente de sete poços produtores e transferir para o gasoduto de exportação. O gasoduto de Manati terá capacidade para escoar diariamente 6 milhões de m³ de gás natural e 176 m³ de condensado.

O projeto conta com a instalação de 125 quilômetros de gasoduto marítimo e terrestre e a construção de uma Estação de Tratamento de Gás, no município de São Francisco do Conde.

Figura 2.8 - PMNT-1 em fase de conclusão de instalação

O campo de Manati está localizado próximo à ilha de Boipeba e às praias de Morro de São Paulo, no sul da Bahia, uma área turística e de grande sensibilidade ambiental. É uma estrutura projetada para ser supervisionada remotamente por uma estação em terra, o que permitiu que as dimensões da plataforma fossem reduzidas a fim de minimizar o impacto visual na região.

2.5.1.5. Outros Projetos Atuais no Brasil

A Devon Energy implantou o sistema de produção de Polvo, Figura 2.9, na Bacia de Campos, o primeiro campo da petroleira no Brasil, com a instalação de uma plataforma fixa do tipo jaqueta com sonda de perfuração, em lâmina d'água de 105 metros.

A produção será escoada para uma unidade flutuante tipo FPSO (floating, production, storage and offloading).

A plataforma fixa de Polvo terá capacidade de produção de 60 mil barris de óleo por dia. Foi construída pelo estaleiro texano Kiewit Offshore Services e instalada em dezembro

de 2006. O projeto de Polvo é um marco para a indústria brasileira de petróleo como primeiro empreendimento de produção *offshore* sem participação da Petrobras.

Figura 2.9 - Plataforma Fixa de Polvo

O projeto de Polvo também marca a implementação de uma série de novos projetos operados por petroleiras estrangeiras no Brasil, entre os quais os campos de Frade (Chevron), os quatro campos do BC-10 (Shell), o campo de Lagosta (El Paso) e o campo de Peregrino (Hydro).

A norueguesa Hydro e a americana Anadarko são parceiras no projeto de duas plataformas fixas no campo de Peregrino, Figura 2.10, na Bacia de Campos, com início da produção previsto para 2010. O campo será desenvolvido com um navio FPSO e duas plataformas fixas tipo jaqueta *offshore*. O campo de Peregrino está situado a 85 km da costa brasileira, numa profundidade de aproximadamente 100 metros.

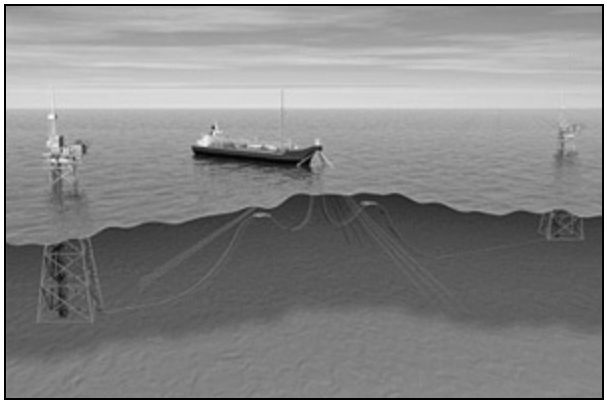


Figura 2.10 - Futuras Instalações no Campo de Peregrino

2.6 Principais softwares de análise estrutural

Os principais softwares para a simulação numérica e análise de estruturas offshore tipo jaqueta utilizados no Brasil são o SACS, ADEP e GTSTRUDL. Outros programas para análise de estruturas reticuladas são o SESAM, NASTRAN e ANSYS, menos utilizados no Brasil para análise estrutural das jaquetas.

O sistema SACS (Structural Analysis Computer System), desenvolvido para a indústria *offshore* pela Engineering Dynamics Inc., nos Estados Unidos, é um pacote de programas de análise estrutural em elementos finitos. Este sistema possui parâmetros para verificações das estruturas de acordo com as recomendações propostas por vários códigos internacionais, dentre eles API [1], [15] e AISC [13], [14]. Além das análises estática linear e dinâmica, possui ferramentas para a análise não-linear de colapso, considerando não-lineares geométricas e físicas, flambagem global e local da estrutura, formação de rótulas plásticas e flexibilidade de juntas.

O ADEP (Análise e Dimensionamento de Estruturas de Plataformas) [19] é um sistema computacional para análise e projeto de estruturas offshore, resultante da parceria entre a Petrobras e a COPPE/UFRJ. O sistema está operacional desde 1978 e foi largamente utilizado em mais de 70 projetos de plataformas. Este sistema compreende uma família de nove subsistemas para especificações do modelo estrutural, dados para os carregamentos ambientais e carregamentos operacionais, análise estática com interação solo-estrutura, verificações de projeto, análise dinâmica no domínio do tempo e da freqüência, análise de vibrações e análise de fadiga.

GT STRUDL (Structural Design and Analysis Software), desenvolvido pela Georgia Tech - CASE Center é um programa de análise e projeto estrutural baseado nos elementos finitos. Permite que as verificações de projeto sejam feitas de conforme API [1], [15], AISC [13], [14].

O SESAM é um software desenvolvido pela DNV Software, que inclui uma ferramenta para modelação e análise estrutural de plataformas fixas chamada GeniE, além das verificações estruturais recomendadas por normas internacionais, como API [1], [15] e NORSOK [16], [17], e considerações de normas próprias DNV. Faz parte do pacote de programas SESAM, o programa de USFOS que realiza análise não-linear com considerações de não linearidades geométricas e físicas.

Os programas CALEB [18] e NLPLAT [20] são softwares baseados no método dos elementos finitos, desenvolvidos em meados da década de 80 e início da década de 90, numa parceria entre a Petrobras e a COPPE/UFRJ, para a análise de colapso de

plataformas *offshore*. Esses programas podem levar em consideração as não-linearidades físicas e geométricas. A não-linearidade geométrica é considerada através de uma formulação Lagrangeana atualizada, utilizando um sistema de referência local móvel que é atualizado a cada incremento de carga. A não-linearidade física é incorporada ao software através de uma formulação de rótulas plásticas que considera a plastificação das seções finais dos membros.

Neste trabalho, será utilizado como ferramenta de análise o programa SITUA/PROSIM [2]. É um programa de análise estrutural desenvolvido pelo LAMCSO-Laboratório de Métodos Computacionais e Sistemas *Offshore*, da COPPE/UFRJ, originalmente voltado para a análise de unidades flutuantes ancoradas, considerando o acoplamento do modelo hidrodinâmico do casco da unidade flutuante com modelos de elementos finitos de risers e linhas de ancoragem. O programa PROSIM efetua simulações numéricas do comportamento de sistemas para explotação de petróleo *offshore*. Recentemente, foi desenvolvida uma interface gráfica de pré e pós-processamento, o SITUA, para gerar automaticamente os arquivos com modelos de análise para o PROSIM e visualizar os resultados. Os módulos de pré-processamento desta interface gráfica dispõem de recursos de análise estática e geração de modelos estruturais. Ao conjunto composto pela interface gráfica e pelo programa de análise chama-se SITUA/PROSIM.

Capítulo 3 - Análise de Plataformas Fixas: Formulação

3.1 Introdução

Neste capítulo, serão descritos os fundamentos teóricos dos métodos numéricos implementados no programa de análise estrutural empregado neste trabalho baseado na formulação do Método dos Elementos Finitos, considerando não-linearidades geométricas e físicas. Essa formulação dos elementos finitos pode ser encontrada em várias referências como [21].

3.2 Método dos Elementos Finitos

O problema estrutural elástico é a representação de um sistema submetido a ações externas, com uma configuração deformada resultante definida por um campo de deslocamentos e um estado interno de deformações. As ações externas são equilibradas por um estado interno de tensões.

Para a solução deste problema, recorre-se à simulação numérica, com a definição de um modelo matemático e de um procedimento numérico de análise e solução. Dentre os métodos numéricos de solução está o Método dos Elementos Finitos (MEF).

O modelo matemático que representa um problema estrutural é um problema de valor inicial e de contorno (PVI/C), composto por um sistema de equações diferenciais parciais (EDP), um conjunto de condições de contorno no espaço e condições iniciais no tempo. As equações diferenciais parciais compreendem as equações de equilíbrio entre cargas externas e tensões, as relações cinemáticas entre deformações e deslocamentos e as equações constitutivas do material (tensões x deformações).

O procedimento de solução pelo MEF é idêntico ao empregado na técnica da análise matricial de estruturas reticuladas. Não há diferença em termos de implementação computacional. Estes métodos se distinguem em termos conceituais, pela definição da matriz de rigidez do elemento, seguindo os enfoques físico ou variacional.

O enfoque variacional do MEF fornece um procedimento sistemático e geral para obter a matriz de rigidez de um determinado tipo de elemento e tem aplicação geral e em problemas contínuos.

3.3 Análise Estática Linear

Quando há proporcionalidade entre as ações externas aplicadas e a resposta da estrutura, o comportamento do sistema estrutural é linear. Neste caso, considera-se que a configuração deformada é aproximadamente igual à original e as equações de equilíbrio são conforme a configuração indeformada original. Estas considerações serão mostradas nos itens que se seguem.

3.3.1. Discretização do Modelo Matemático pelo MEF

Para um sistema contínuo, o número de incógnitas do modelo matemático é infinito, e a solução analítica se torna inviável para problemas reais, tornando necessária sua representação através de um sistema discreto aproximado do Método dos Elementos Finitos. Para a transformação do modelo matemático contínuo em um modelo numérico discreto, o processo de discretização do MEF divide o contínuo em um conjunto de elementos, conectados por um número finito de pontos nodais ou nós.

A formulação deste método segue o enfoque variacional, onde a energia potencial total de um sistema contínuo é expressa pela soma da energia interna de deformação e do trabalho das cargas externas, e essa expressão corresponde ao funcional do sistema de energia potencial.

As parcelas da energia interna de deformação e do trabalho das cargas externas são representadas por integrais e são funções contínuas. Os elementos finitos são empregados para a discretização destas parcelas e obtenção das equações de equilíbrio matriciais de cada elemento.

3.3.2. Equações de Equilíbrio de um Elemento

Para cada elemento individualmente, uma expressão de energia potencial total estacionária (trabalhos virtuais) é obtida por:

$$\pi = \sum_{e} \pi_e \tag{3-1}$$

Onde:

$$\pi_e = U_e + W_e \tag{3-2}$$

Sendo:

U_e a representação da energia interna de deformação

W_e o trabalho das cargas externas correspondentes à contribuição de cada elemento.

Essas expressões são discretizadas e as equações de equilíbrio estático de cada elemento são obtidas.

Para montar as equações de equilíbrio de um elemento, minimiza-se o funcional de energia com respeito aos deslocamentos nodais, ou seja, calcula-se a primeira variação de π_e em torno de u_e e iguala a zero:

$$\frac{\partial \pi_e}{\partial \mathbf{u}^e} = \int_{V_e} \mathbf{B}^{\mathrm{T}}\mathbf{D}\mathbf{B}\,\mathbf{u}^e \,\mathrm{d}V + \int_{V_e} \mathbf{B}^{\mathrm{T}}\boldsymbol{\sigma}_0 \,\mathrm{d}V - \int_{V_e} \mathbf{N}^{\mathrm{T}}\,\mathbf{f}^V \,\mathrm{d}V - \int_{S_e} \mathbf{N}^{\mathrm{T}}\,\mathbf{f}^S \,\mathrm{d}S = 0 \tag{3-3}$$

Da primeira integral da expressão acima se obtém a matriz de rigidez de um elemento.

$$\mathbf{K}^e = \int_{V_e} \mathbf{B}^{\mathrm{T}}\mathbf{D}\mathbf{B} \,\mathrm{d}V \tag{3-4}$$

As integrais restantes com o sinal trocado, fornecem o vetor de cargas nodais equivalentes do elemento, incluindo contribuições de tensões e deformações iniciais, cargas de volume e cargas de superfície.

$$\mathbf{F}^e = -\int_{V_e} \mathbf{B}^{\mathrm{T}}\boldsymbol{\sigma}_0 \,\mathrm{d}V + \int_{V_e} \mathbf{N}^{\mathrm{T}}\,\mathbf{f}^V \,\mathrm{d}V + \int_{S_e} \mathbf{N}^{\mathrm{T}}\,\mathbf{f}^S \,\mathrm{d}S \tag{3-5}$$

Tem-se então a expressão matricial que define as equações de equilíbrio de um elemento:

$$\mathbf{K}^e\,\mathbf{u}^e = \mathbf{F}^e \tag{3-6}$$

3.3.3. Equações de Equilíbrio Global

As equações de equilíbrio estático no sistema de coordenadas globais são definidas pela expressão:

$$\mathbf{K}\,\mathbf{u} = \mathbf{F} \tag{3-7}$$

Neste sistema de equações algébricas lineares, a matriz de rigidez global $\mathbf{K}$ é a matriz de coeficientes, o vetor de cargas nodais equivalentes $\mathbf{F}$ é o vetor de termos independentes e o vetor de incógnitas é o vetor de deslocamentos nodais $\mathbf{u}$. As componentes de cada vetor u definem as incógnitas nodais ou graus de liberdade, que podem variar com o tipo de elemento.

3.3.4. Solução Geral do Problema Estrutural

Para a solução do problema estrutural estático linear, divide-se a estrutura em uma malha de elementos conectados a pontos nodais e escolhe-se o tipo de elemento a ser empregado na solução. Para cada elemento, calcula-se a matriz de rigidez $\mathbf{K}^e$, o vetor de cargas nodais equivalentes $\mathbf{F}^e$.

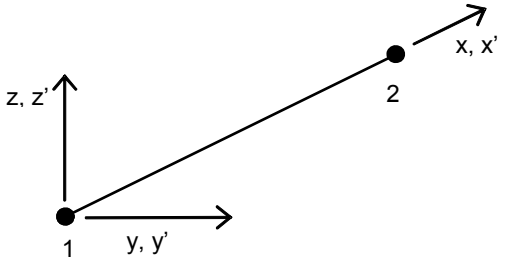
Faz-se o espalhamento das quantidades calculadas para o elemento em matrizes globais $\mathbf{K}$ e $\mathbf{F}$, o que consiste em acumular os coeficientes da matriz de rigidez do elemento $\mathbf{K}^e$ nas posições correspondentes da matriz de rigidez global da estrutura $\mathbf{K}$. O segundo passo consiste em acumular os coeficientes de $\mathbf{F}^e$ nas posições correspondentes do vetor de cargas nodais equivalentes da estrutura.

Condições de contorno em $\mathbf{K}$ e $\mathbf{F}$ são introduzidas, e o vetor de deslocamentos nodais u é obtido utilizando uma técnica direta ou iterativa para solução do sistema de equações algébricas lineares.

Para cada elemento efetua-se o agrupamento dos deslocamentos do vetor global u para um vetor do elemento $\mathbf{u}^e$ e calculam-se as deformações, tensões e esforços empregando as relações deformação-deslocamento e as equações constitutivas.

3.3.5. Geometria do Elemento de Pórtico Linear Tridimensional

Os sistemas de referência de um elemento são as coordenadas cartesianas globais e as coordenadas cartesianas locais, como mostrado na Figura 3.1 seguinte.



x, y, z – Coordenadas do sistema local

x', y', z' – Coordenadas do sistema global

Figura 3.1- Representação dos sistemas local e global do elemento de pórtico

3.3.6. Campo de Deslocamentos

O elemento de pórtico espacial possui seis graus de liberdade por nó, três translações nas direções x y z, e três rotações em torno destas direções, como indicado na Figura 3.2.

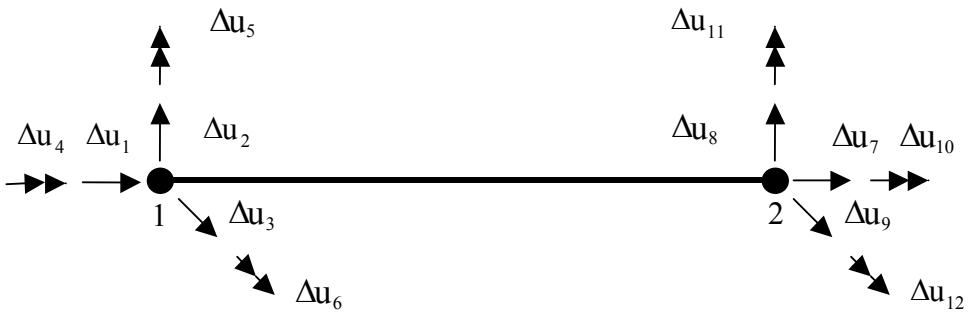


Figura 3.2 - Representação do elemento de pórtico tridimensional (deslocamentos nodais)

Os deslocamentos nodais em qualquer ponto interior do elemento são definidos pela expressão matricial que define a discretização do campo de deslocamentos de um elemento:

$$u = H\, u^e \tag{3-8}$$

Onde **H** é uma matriz contendo funções de interpolação ou funções de forma e $\mathbf{u^e}$ são os graus de liberdade de um elemento. Os deslocamentos axiais e de torção são interpolados linearmente e os deslocamentos transversais são obtidos através de funções cúbicas.

3.3.7. Campo de Deformações

Uma expressão semelhante à dos deslocamentos define a discretização do campo de deformações de um elemento, fornecendo deformações em função dos deslocamentos nodais.

$$e = B_L\, u^e \tag{3-9}$$

As componentes de **e** são determinadas por:

$$e_{ij} = \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u_i}{\partial y_j} + \frac{\partial u_j}{\partial y_i} \right) \tag{3-10}$$

A matriz ***B*** é a matriz deformação-deslocamento ou simplesmente matriz de deformação, composta por derivadas das funções de interpolação ***h***:

$$\left(B_L\right)_{ij} = \begin{bmatrix} \dfrac{\partial h_j^1}{\partial y_i} & \text{para } i = 1 \\ \dfrac{\partial h_j^1}{\partial y_i} + \dfrac{\partial h_j^i}{\partial y_1} & \text{para } 1 < i \leq 3 \end{bmatrix} \tag{3-11}$$

3.3.8. Campo de Tensões

A relação entre as componentes do tensor de tensões de Cauchy e as forças internas pode ser obtida da teoria de flexão usual e possui apenas cinco componentes não nulas S_{11}, $S_{12} = S_{21}$ e $S_{13} = S_{31}$:

$$S_{11} = \frac{N}{A_x} + \frac{M_z s}{I_z} - \frac{M_y t}{I_y} \tag{3-12}$$

$$S_{12} = -\frac{Tt}{I_x} \tag{3-13}$$

$$S_{13} = \frac{Ts}{I_x} \tag{3-14}$$

Onde:

N - esforço normal

T - momento torsor

M_y - momento fletor em torno do eixo y

M_z - momento fletor em torno do eixo z

I_x - constante de torção

I_y - momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo y

I_z - momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo z

3.3.9. Equações Constitutivas

As equações constitutivas relacionam as componentes do tensor de tensões com a parcela linear do tensor de deformações:

$$S = D\, e \tag{3-15}$$

Onde, D é a matriz constitutiva ou matriz elástica que expressa uma relação linear entre tensões e deformações, para material de comportamento elástico linear, dada por:

$$D = \begin{bmatrix} E & 0 & 0 \\ 0 & \frac{E}{2(1+\nu)} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{E}{2(1+\nu)} \end{bmatrix}$$

Onde E é o módulo de elasticidade longitudinal e v é o coeficiente de Poisson.

Substituindo a expressão do campo de deformações nas equações constitutivas, resulta na relação entre as tensões e os deslocamentos nodais:

$$S = D\, B_L\, \mathbf{u}^{\mathbf{e}} \tag{3-16}$$

3.3.10. Matriz de Rigidez Linear

A matriz de rigidez linear de um elemento e sua expressão geral é dada por:

$$K_L = \int_V B^T_L \, D \, B_L \, dV \tag{3-17}$$

Em termos gerais, a integração analítica fica impraticável e é conveniente empregar um processo de integração numérica, tal como o Método de Integração de Gauss, que será mostrado para a obtenção da matriz de rigidez não-linear.

A matriz de rigidez de cada elemento é referida em seu próprio sistema de coordenadas locais, mas a matriz de rigidez da estrutura é referida no sistema global único, x, y e z. Portanto, é necessário efetuar uma transformação de coordenadas, para transportar as matrizes do sistema local para o global, antes de efetuar as operações de espalhamento e acumulação para montagem do sistema de equações globais.

A transformação de um vetor do sistema local para o global é feita através de uma matriz de transformação de coordenadas ou de rotação. Mais detalhes sobre a transformação de coordenadas são mostrados em [4] e [22].

A matriz de rigidez linear de pórtico tridimensional segundo a formulação proposta neste trabalho é expressa a seguir.

$$K_L = \begin{bmatrix}
K_{1,1} & & & & & & K_{1,7} & & & & & K_{2,12} \\
 & K_{2,2} & & & & K_{2,6} & & K_{2,8} & & & & \\
 & & K_{3,3} & & K_{3,5} & & & & K_{3,9} & & K_{3,11} & \\
 & & & K_{4,4} & & & & & & K_{4,10} & & \\
 & & & & K_{5,5} & & & & K_{5,9} & & K_{5,11} & \\
 & & & & & K_{6,6} & & K_{6,8} & & & & K_{6,12} \\
 & & & & & & K_{7,7} & & & & & \\
 & & & [\mathrm{SIM}] & & & & K_{8,8} & & & & K_{8,12} \\
 & & & & & & & & K_{9,9} & & K_{9,11} & \\
 & & & & & & & & & K_{10,10} & & \\
 & & & & & & & & & & K_{11,11} & \\
 & & & & & & & & & & & K_{12,12}
\end{bmatrix} \tag{3-18}$$

Onde:

$$K_{11} = \frac{EA_x}{L} \quad K_{17} = -K_{11} \quad K_{22} = \frac{12EI_z}{L^3} \quad K_{26} = \frac{6EI_z}{L^2}$$

$$K_{28} = -K_{22} \quad K_{2,12} = K_{26} \quad K_{33} = \frac{12EI_y}{L^3} \quad K_{35} = -\frac{6EI_y}{L^2}$$

$$K_{39} = -K_{33} \quad K_{3,11} = K_{35} \quad K_{44} = \frac{GI_x}{L} \quad K_{4,10} = -K_{44}$$

$$K_{55} = \frac{4EL_y}{L} \quad K_{59} = \frac{6EI_y}{L^2} \quad K_{5,11} = \frac{2EL_y}{L} \quad K_{66} = \frac{4EI_z}{L}$$

$$K_{68} = -\frac{6EI_z}{L^2} \quad K_{6,12} = \frac{2EI_z}{L} \quad K_{77} = K_{11} \quad K_{88} = K_{22}$$

$$K_{8,12} = -K_{26} \quad K_{99} = K_{33} \quad K_{9,11} = -K_{35} \quad K_{10,10} = K_{4,4}$$

$$K_{11,11} = K_{55} \quad K_{12,12} = K_{66}$$

Sendo:

A_x - Área da seção transversal

I_x - Constante de torção

I_y - Momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo y

I_z - Momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo z

E - Módulo de elasticidade longitudinal

G - Módulo de elasticidade transversal

ν - Coeficiente de Poisson

3.4 Não-Linearidade Geométrica

Como mencionado anteriormente no item 2.2.3, em análises tipo *pushover* pode surgir a necessidade de levar em conta efeitos não-lineares. Assim, neste item e no próximo será apresentado um breve resumo das principais características da formulação não-linear física e geométrica. Maiores detalhes podem ser encontrados em [4].

A seguir são apresentadas as hipóteses básicas consideradas na formulação não-linear geométrica do elemento de pórtico com dois nós e seis graus de liberdade cada, consideradas em [4] e [23]:

- Pequenas deformações;
- Seções transversais do elemento inicialmente planas continuam planas após as deformações;
- Não há variação de volume e área com as deformações;
- Ausência de empenamento na presença de esforços de torção.

3.4.1. Equações de Equilíbrio na Forma Incremental-Iterativa

No caso de grandes deslocamentos, pequenas deformações específicas e mudanças na curvatura, as equações de equilíbrio devem ser formuladas na configuração deformada e as relações deformação-deslocamento deixam de ser lineares, caracterizando-se pela não-linearidade geométrica. Neste contexto, as equações de equilíbrio não-linear são expressas da seguinte forma:

$$^{t+\Delta t}\left(K_L + K_G\right)^{(k-1)} \Delta u^k = {}^{t+\Delta t}F - {}^{t+\Delta t}R^{(k-1)} \tag{3-19}$$

Sendo:

K_L - matriz de rigidez elástica

K_G - matriz de rigidez geométrica

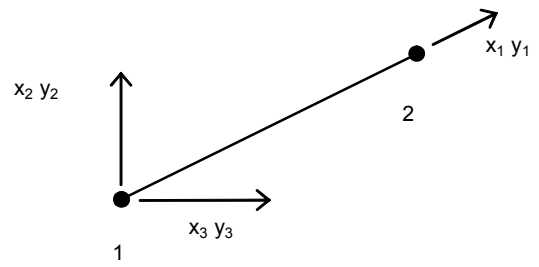
Δu^k - vetor de deslocamentos nodais incrementais

$^{t+\Delta t}F$ - vetor de carga aplicado

$^{t+\Delta t}R^{k-1}$ - vetor de forças internas

3.4.2. Geometria do Elemento de Pórtico Não-Linear

O elemento não-linear geométrico considerado aqui se baseia na formulação "co-rotacional" [4] e [24], na qual, para se determinar as translações e rotações no espaço, além do sistema local fixo descrito considera-se também um sistemas de referência local móvel, conforme Figura 3.3.



x_1, x_2, x_3– Coordenadas do sistema fixo

y_1, y_2, y_3 – Coordenadas do sistema móvel

Figura 3.3 -Representação dos sistemas fixo e móvel na etapa inicial da análise

O sistema local fixo e o sistema local móvel são coincidentes na configuração indeformada. À medida que o elemento se deforma, o sistema móvel também se desloca, mantendo seus eixos retos e perpendiculares. Em formulações co-rotacionais, as rotações são calculadas de forma aproximada, a partir das translações relativas entre os nós.

3.4.3. Campo de deslocamentos

As incógnitas nodais da equação (3-19) são as componentes do vetor de deslocamentos nodais incrementais. Os componentes da expressão vetorial são referidos ao sistema móvel e a expressão vetorial dos deslocamentos incrementais num ponto qualquer do elemento em função dos deslocamentos nodais é:

$$\Delta u_i = h_l^i \Delta u_l^k \qquad (3\text{-}20)$$

Onde Δu é o vetor de deslocamentos incrementais; Δu^k é o vetor de deslocamentos incrementais nodais *h* são as componentes da matriz das funções de interpolação incremental *H*, expressas por polinômios que se encontram detalhados em [4].

3.4.4. Transformação de Coordenadas e Cálculo de Deformações

Para prosseguir na descrição da formulação não-linear geométrica considerada, seria necessário descrever os procedimentos para a transformação de coordenadas entre o sistema de referência fixo e o sistema móvel, e para o cálculo das deformações.

Na verdade, a formulação do elemento de pórtico co-rotacionado utiliza não apenas um sistema de referência móvel associado a cada elemento, mas um conjunto de sistemas de referência que se deslocam no espaço. Emprega-se, para tal, um sistema de referência associado a cada nó da estrutura, independentemente dos elementos. Assim as rotações nodais são determinadas de forma mais precisa, uma vez que não existe apenas um sistema móvel do elemento, mas um sistema de referência associado a cada nó do elemento. Todos os sistemas de referência deste conjunto são atualizados de acordo com os deslocamentos incrementais, com exceção do sistema global, ao qual todos os outros sistemas se referem.

Por sua vez, as deformações podem ser calculadas através do cálculo da diferença entre os sistemas de referencia móveis nodais e o sistema de referencia do elemento. Com isto é possível separar devidamente os movimentos de corpo rígido dos que de fato geram deformações, e em conseqüência determinar as componentes do tensor de tensão de Cauchy de forma consistente e independente do tamanho dos incrementos, observadas as limitações quanto aos ângulos incrementais que devem ser pequenos.

Uma descrição detalhada destas características da formulação co-rotacionado pode ser encontrada em [4], [23] e [24].

3.4.5. Matriz de Rigidez Geométrica

A matriz de rigidez geométrica resulta da discretização da parcela não-linear (quadrática) da energia de deformação, relacionada às tensões e deformações iniciais. A expressão da matriz de rigidez geométrica pode ser escrita por:

$$K_G = \int_V B_{NL}^T S B_{NL} \, dV \qquad (3\text{-}21)$$

A determinação da matriz B_{NL} ,constituída pelas derivadas das funções de interpolação segue os procedimentos semelhantes aos empregados no cálculo da matriz linear B_L, mostrada no item 3.3.10, sendo:

$$\left(B_{NL}\right)_{ij} = \begin{cases} \dfrac{\partial h_j^i}{\partial y_1} & \text{para } i \leq 3 \\ \dfrac{\partial h_j^{i-3}}{\partial y_2} & \text{para } 3 < i \leq 6 \\ \dfrac{\partial h_j^{i-6}}{\partial y_3} & \text{para } 6 < i \leq 9 \end{cases} \qquad (3\text{-}22)$$

A relação entre as componentes do tensor de tensões de Cauchy e as forças internas é mostrada nas equações (3-12) (3-13) e (3-14).

As expressões para os coeficientes da matriz de rigidez geométrica, determinada por [22], podem ser encontradas em [4].

3.5 Não-Linearidade Física

3.5.1. Considerações Gerais

A formulação para consideração da não-linearidade física é associada às equações constitutivas numa forma complexa, em termos de taxas ou incrementos de tensões e deformações. As matrizes constitutivas não-lineares são funções de parâmetros do material com comportamento elástico não-linear e elasto-plástico.

Esta seção apresenta os procedimentos considerados na implementação da formulação de um elemento finito de pórtico tridimensional elasto-plástico, baseado em uma formulação de "plasticidade nodal" ou "rótulas plásticas", considerando superfícies de escoamento que se aproximem das propostas pelo AISC-LRFD [14] e do API RP2A-LRFD [15]. Esta formulação emprega a teoria plástica de vigas e um critério de escoamento baseado nos esforços internos do elemento. Neste item apresenta-se de forma resumida os principais aspectos da formulação não-linear física, que podem ser encontrados em mais detalhes em [4].

As hipóteses básicas consideradas na formulação deste elemento são expressas a seguir:

- As relações incrementais entre os esforços internos e deslocamentos dos nós são resultado da consideração de rótulas plásticas como rótulas elásticas.
- Pequenas deformações, grandes deslocamentos e rotações.
- É válida a suposição de Bernoulli de que a seção transversal plana permanece plana após a deformação da estrutura.
- Início do escoamento e plastificação da seção não ocorrem simultaneamente.
- O critério de escoamento da seção depende apenas dos esforços internos do elemento.
- A plastificação (deformações plásticas) ocorre nas extremidades dos elementos.
- A formulação de não-linearidade física utiliza a teoria plástica de vigas.
- A estrutura não apresenta flambagem lateral, e os elementos são suficientemente compactos para não ocorrer flambagem local.
- Empenamento e distorções na seção transversal não são considerados.

3.5.2. Matriz de Rigidez Elasto-Plástica: Pórtico Tridimensional

De acordo com [4] e [23], a construção da matriz de rigidez elasto-plástica de um elemento de pórtico tridimensional é feita através da superposição das matrizes de rigidez dos elementos de treliça elasto-plástica, viga elasto-plástica no plano xy, viga elasto-plástica no plano xz e elemento elástico de torção.

Quando o estado de tensão em uma seção transversal de um elemento é igual ou superior à capacidade plástica desta seção, considera-se que se formam "rótulas plásticas", o que leva a descontinuidade dos deslocamentos nos pontos de formação dessas rótulas plásticas. Portanto, modificações nas relações força-deslocamento são necessárias para que o comportamento do elemento leve em consideração a presença das rótulas nos nós.

No tratamento através das rótulas plásticas, há uma redução gradativa da matriz de rigidez, decorrente da passagem instantânea da configuração puramente elástica para a plastificação total, podendo ocasionar descontinuidades na matriz de rigidez.

Para evitar essas descontinuidades, utiliza-se um parâmetro ϕ, que permite redução gradual da rigidez do elemento, associado ao efeito de plastificação do nó. Este termo é nulo quando o elemento é elástico e um quando uma rótula plástica se forma no nó. Para cada nó inicial e final, os parâmetros ϕi e ϕj são escalares relacionados à redução da rigidez do elemento devido à plastificação no nó. Observando-se que:

$$\phi i = \left[\frac{\alpha-\alpha_0}{1-\alpha_0}\right]^2 ; \quad \alpha_0 \le \alpha \le 1 \qquad (3\text{-}23)$$

$$\phi j = \left[\frac{\beta-\beta_0}{1-\beta_0}\right]^2 ; \quad \beta_0 \le \beta \le 1 \qquad (3\text{-}24)$$

Quando $\phi i = \phi j = 0$, os nós extremos estão em regime completamente elástico.

Quando $\phi i = 0$ e $1 > \phi j > 0$, o nó "i" está elástico e o "j" está parcialmente plastificado.

Quando $\phi j = 0$ e $1 > \phi i > 0$, o nó "j" está elástico e o "i" está parcialmente plastificado.

Quando $\phi i = \phi j = 1$, os nós extremos estão em regime completamente plástico.

Os parâmetros adimensionais α_0 e β_0 são os determinantes do início de escoamento dos nós do elemento e são obtidos por uma equação calculada a partir dos esforços atuantes nos nós inicial ou final. Da adaptação para seção circular vazada realizada por [23] e depois apresentada por [4], os valores de α_0 e β_0 são obtidos por:

$$\alpha_0 = \frac{1}{\alpha}\left\{0{,}99\left[1-\cos\left(\frac{\pi}{2}\left|\frac{P_i}{P_n}\right|\right)\right]+\frac{W}{Z}\cdot\left[\frac{\left|\sqrt{(M_y)_i^{\,2}+(M_z)_i^{\,2}}\right|}{M_p}\right]\right\} \tag{3-25}$$

$$\beta_0 = \frac{1}{\beta}\left\{0{,}99\left[1-\cos\left(\frac{\pi}{2}\left|\frac{P_j}{P_n}\right|\right)\right]+\frac{W}{Z}\cdot\left[\frac{\left|\sqrt{(M_y)_j^{\,2}+(M_z)_j^{\,2}}\right|}{M_p}\right]\right\} \tag{3-26}$$

Onde:

W - Módulo elástico da seção

Z - Módulo plástico da seção

Por sua vez, os parâmetros α e β são funções do esforço normal P e dos momentos fletores M_y e M_z atuantes nos nós inicial e final do elemento, respectivamente, a partir deles determina-se o grau de plastificação da seção. Considerando-se que apenas o esforço normal e os momentos fletores contribuem para a plastificação da seção.

Para seção circular vazada, como no caso das estruturas tubulares da jaqueta, a superfície de escoamento extraída da API RP2A-LRFD [15] é dada por:

$$\alpha = 1-\cos\left(\frac{\pi}{2}\left|\frac{P_i}{P_n}\right|\right)+\frac{\left|\sqrt{(M_y)_i^{\,2}+(M_z)_i^{\,2}}\right|}{M_p} \tag{3-27}$$

$$\beta = 1-\cos\left(\frac{\pi}{2}\left|\frac{P_j}{P_n}\right|\right)+\frac{\left|\sqrt{(M_y)_j^{\,2}+(M_z)_j^{\,2}}\right|}{M_p} \tag{3-28}$$

Sendo:

P - Valor absoluto do esforço axial no elemento;

M_y - Valor absoluto do momento fletor em relação ao eixo y;

M_z - Valor absoluto do momento fletor em relação ao eixo z;

P_n - Esforço axial de plastificação ($P_n = A\, f_y$);

M_p - Momento fletor de plastificação

Em resumo, verificando-se as expressões (3-25), (3-26), (3-27) e (3-28), observa-se que o nó inicial começa a plastificar quando α for maior que α_0 , e o nó final começa a plastificar quando β for maior que β_0. . Quando α e β possuem valor igual a zero o elemento é elástico, e igual a um quando uma rótula plástica se forma no nó.

Tomando-se estas expressões, pode-se deduzir as componentes da matriz de rigidez elasto-plástica do elemento de pórtico tridimensional completa, simétrica [4]:

$$\mathbf{K_p} = \begin{bmatrix} K_{1,1} & & & & & & K_{1,7} & & & & & \\ & K_{2,2} & & & & K_{2,6} & & K_{2,8} & & & & K_{2,12} \\ & & K_{3,3} & & K_{3,5} & & & & K_{3,9} & & K_{3,11} & \\ & & & K_{4,4} & & & & & & K_{4,10} & & \\ & & & & K_{5,5} & & & & K_{5,9} & & K_{5,11} & \\ & & & & & K_{6,6} & & K_{6,8} & & & & K_{6,12} \\ & & & & & & K_{7,7} & & & & & \\ & & & & & & & K_{8,8} & & & & K_{8,12} \\ & & & & [SIM] & & & & K_{9,9} & & K_{9,11} & \\ & & & & & & & & & K_{10,10} & & \\ & & & & & & & & & & K_{11,11} & \\ & & & & & & & & & & & K_{12,12} \end{bmatrix} \quad (3\text{-}29)$$

Os termos não-nulos desta equação são:

$$K_{1,1} = \frac{E\ A_x}{L}(1 - \phi_i - \phi_j + \phi_i\phi_j)^{1/2}\ ;\ K_{1,7} = -\frac{E\ A_x}{L}(1 - \phi_i - \phi_j + \phi_i\phi_j)^{1/2}$$

$$K_{2,2} = \frac{12E\ I_z}{L^3}c_1\ ;\ K_{2,6} = \frac{6E\ I_z}{L^2}c_2\ ;\ K_{2,8} = \frac{-12E\ I_z}{L^3}c_1\ ;\ K_{2,12} = \frac{6E\ I_z}{L^2}c_3$$

$$K_{3,3} = \frac{12E\ I_y}{L^3}c_1\ ;\ K_{3,5} = \frac{-6E\ I_y}{L^2}c_2\ ;\ K_{3,9} = \frac{-12E\ I_y}{L^3}c_1\ ;\ K_{3,11} = \frac{-6E\ I_y}{L^2}c_3$$

$$K_{4,4} = \frac{G\ I_x}{L}\ ;\ K_{4,10} = \frac{-G\ I_x}{L}$$

$$K_{5,5} = \frac{4E\ I_y}{L}c_4\ ;\ K_{5,9} = \frac{6E\ I_y}{L^2}c_2\ ;\ K_{5,11} = \frac{2E\ I_y}{L}c_6$$

$$K_{6,6} = \frac{4E\ I_z}{L}c_4\ ;\ K_{6,8} = \frac{-6E\ I_z}{L^2}c_2\ ;\ K_{6,12} = \frac{2E\ I_z}{L}c_6$$

$$K_{7,7} = \frac{E\ A_x}{L}(1 - \phi_i - \phi_j + \phi_i\phi_j)^{1/2}$$

$$K_{8,8} = \frac{12E\ I_z}{L^3}c_1\ ;\ K_{8,12} = \frac{-6E\ I_z}{L^2}c_3$$

$$K_{9,9} = \frac{12E\ I_y}{L^3}c_1\ ;\ K_{9,11} = \frac{6E\ I_y}{L^2}c_3$$

$$K_{10,10} = \frac{G\ I_x}{L}$$

$$K_{11,11} = \frac{4E\ I_y}{L}c_5$$

$$K_{12,12} = \frac{4E\ I_z}{L}c_5$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$$c_1 = \frac{f_2}{f_1};\ c_2 = \frac{f_3}{f_1};\ c_3 = \frac{f_4}{f_1};\ c_4 = \frac{f_5}{f_1};\ c_5 = \frac{f_6}{f_1};\ c_6 = \frac{f_7}{f_1}$$

$f_1 = 16 - 8\,\phi_i - 8\,\phi_j + 3\,\phi_i\,\phi_j$

$f_2 = 2\,(8 - 7\,\phi_i - 7\,\phi_j + 6\,\phi_i\,\phi_j)$

$f_3 = 2\,(8 - 8\,\phi_i - 6\,\phi_j + 6\,\phi_i\,\phi_j)$

$f_4 = 2\,(8 - 6\,\phi_i - 8\,\phi_j + 6\,\phi_i\,\phi_j)$

$f_5 = 2\,(8 - 8\,\phi_i - 5\,\phi_j + 5\,\phi_i\,\phi_j)$

$f_6 = 2\,(8 - 5\,\phi_i - 8\,\phi_j + 5\,\phi_i\,\phi_j)$

$f_7 = 16\,(1 - \phi_i - \phi_j + \phi_i\,\phi_j)$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Considera-se que, além da rigidez à flexão, a rigidez axial também é afetada quando ocorre plastificação em um dos nós do elemento, por isso o módulo de elasticidade, utilizado nos coeficientes da rigidez axial, é multiplicado por $(1-\varphi_i-\varphi_j+\varphi_i\varphi_j)^{1/2}$, considerando-se um módulo de elasticidade variável.

3.6 Vetor de Forças Internas

O vetor de forças internas do elemento não linear é determinado pela seguinte expressão:

$$^{t+\Delta t}\mathbf{R}^{(k)} = {}^{t+\Delta t}\mathbf{R}^{(k-1)} + {}^{t+\Delta t}\mathbf{K_p}^{(k)}\,\Delta\mathbf{u}^{(k)} \qquad (3\text{-}30)$$

Onde :

$^{t+\Delta t}\mathbf{R}^{(k)}$ - Vetor de esforços internos correspondentes à iteração k do incremento de carga $t+\Delta t$;

$^{t+\Delta t}\mathbf{R}^{(k-1)}$ - Vetor de esforços internos correspondentes à iteração k-1 do incremento de carga $t+\Delta t$;

$^{t+\Delta t}\mathbf{K_p}^{(k)}$ - Matriz de rigidez não-linear física do elemento calculada na iteração k do incremento de carga $t+\Delta t$;

$\Delta\mathbf{u}^{(k)}$ - Vetor de deslocamentos incrementais, na iteração k do incremento de carga $t+\Delta t$.

A partir deste vetor de forças internas, somando a contribuição de cada elemento, pode ser montado o vetor global de forças internas que será empregado na descrição do procedimento de solução do problema não-linear, descrito no próximo capítulo.

Capítulo 4 - Análise de Plataformas Fixas: Procedimentos de Solução

4.1 Introdução

Neste capítulo, serão apresentadas as estratégias de solução de problemas não lineares que empregam elementos de pórtico como os descritos no capítulo anterior.

Serão apresentados conceitos básicos sobre a resposta não-linear de estruturas, uma descrição sucinta do método de Newton Raphson, dos critérios de convergência do procedimento iterativo e da técnica do comprimento do arco constante (*arc-length*) para a determinação de cargas limite e de colapso.

4.2 Estratégias de Solução do Problema não-linear

4.2.1. Trajetórias de Equilíbrio

A representação da resposta não-linear estrutural é dada pelo diagrama carga-deslocamento. A curva do diagrama representa a trajetória de equilíbrio, mostrada na Figura 4.1 e cada ponto na trajetória de equilíbrio representa uma configuração de equilíbrio.

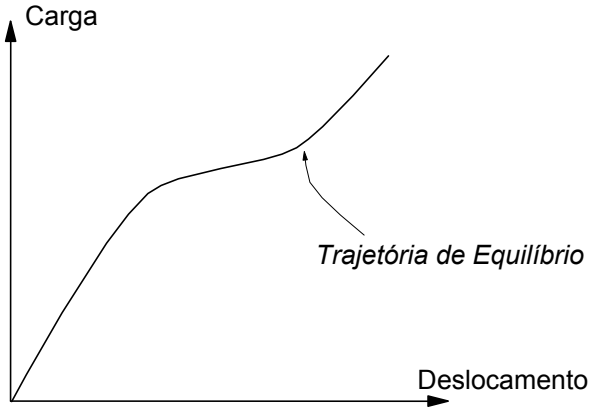


Figura 4.1 - Trajetória de Equilíbrio

A trajetória primária ou fundamental de equilíbrio cruza a origem do diagrama carga-deslocamento (ou rotação) e se estende até uma configuração de equilíbrio caracterizada por um ponto crítico, como mostrado na Figura 4.2.

As trajetórias secundárias são as que prosseguem a trajetória fundamental a partir dos pontos críticos. São definidos dois tipos de pontos críticos:

- **Ponto limite**, em que o parâmetro de carga atinge um limite máximo local e cuja tangente à trajetória de equilíbrio é horizontal. No comportamento pós-crítico, o ponto limite é associado ao colapso e a trajetória secundária é negativa apresentando um equilíbrio instável como mostrado na Figura 4.2.

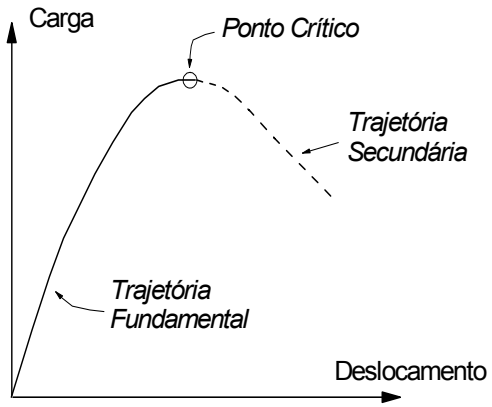


Figura 4.2 - Trajetória de Equilíbrio e Ponto Crítico

- **Ponto de bifurcação**, a partir do qual não existe tangente única à trajetória de equilíbrio, que é cruzada por duas ou mais trajetórias secundárias (Figura 4.3). No comportamento pós-crítico, a tangente da trajetória secundária pode ser negativa e instável, com comportamento semelhante ao do ponto limite ou positiva e estável, em que a estrutura continua resistindo a cargas.

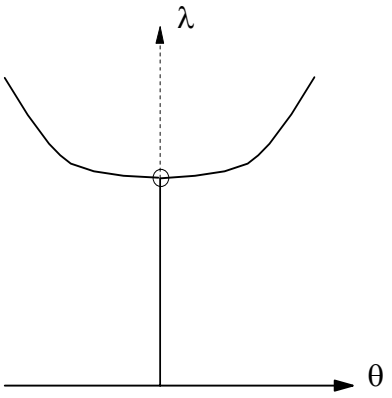


Figura 4.3 - Ponto de Bifurcação

Configurações estáveis ocorrem com o aumento da carga e do deslocamento. No equilíbrio instável, se a carga se mantém, a estrutural dispara até romper ou alcançar uma

outra configuração de equilíbrio estável. Este comportamento é denominado de salto sob controle de carga (*snap-through*) e determina um ponto limite de carga.

Configurações instáveis podem ocorrer com a diminuição da carga e do deslocamento, denominado de salto sob controle de deslocamento (*snap-back*) e determina um ponto limite de deslocamento.

4.2.2. Processos de Solução

A determinação da trajetória de equilíbrio, que corresponde à solução do problema estático não-linear, é obtida por processos iterativos, usando uma estratégia incremental, em que o tempo é uma variável paramétrica que representa diferentes intensidades de aplicação da carga e as correspondentes configurações de equilíbrio.

O processo de solução é repetitivo. A partir de uma configuração conhecida correspondente ao tempo (t), busca-se a solução para a configuração correspondente a $t+\Delta t$.

O incremento de carga, correspondente ao incremento de tempo Δt, é determinado diretamente a partir de uma função tempo / multiplicador da carga fornecida pelo analista, ou pode ser determinado indiretamente, através de algum outro parâmetro de controle por técnicas de continuação (como no caso da técnica *arc-length* que será apresentada mais adiante).

Assim, o objetivo da análise incremental é, a partir da configuração original $t = 0$, determinar uma seqüência de configurações de equilíbrio em instantes Δt, $2\Delta t$, $3\Delta t$, ..., t, $t+\Delta t$. Portanto, durante a análise deve-se acompanhar o movimento de cada partícula do corpo, desde a configuração original até a configuração final do corpo. Esta descrição do movimento é a Descrição Lagrangeana. Em cada configuração que o corpo assume, a posição de partícula no espaço é medida com relação a certa configuração de referência anterior, à qual está associado um sistema de coordenadas.

Com base nessa formulação, serão apresentados os procedimentos para solução de problemas numéricos associados a não-linearidades, baseados no método de Newton-Raphson.

Uma descrição destes métodos pode ser encontrada nas referências [21] e [24].

4.2.3. Método de Newton-Raphson

O método de Newton-Raphson e suas variações iteram com a matriz de rigidez tangente. As equações de equilíbrio estático não-linear escritas na forma incremental-iterativa, na configuração incógnita t+ Δt, têm a seguinte forma:

$$^{t+\Delta t}(K)^{(k-1)}\,\Delta u^{k} = {}^{t+\Delta t}F - {}^{t+\Delta t}R^{(k-1)} \tag{4-1}$$

$$^{t+\Delta t}\mathbf{u}^{(k)} = {}^{t+\Delta t}\mathbf{u}^{(k-1)} + \Delta\mathbf{u}^{(k)} \tag{4-2}$$

$$\Delta\mathbf{u}^{(k)} = \Delta\mathbf{u}^{(k-1)} + \delta\mathbf{u}^{(k)} \tag{4-3}$$

Onde:

K - Matriz de rigidez tangente calculada na iteração k da etapa de carga t+Δt

Δu^{k} - Vetor de deslocamentos nodais incrementais entre cada iteração k

$^{t+\Delta t}F$ - Vetor de carga aplicado na etapa de carga t+Δt

$^{t+\Delta t}R^{k\ 1}$ - Vetor de forças internas atualizado na interação k-1 da etapa de carga t+Δt

As condições iniciais para cada incremento são:

$$^{t+\Delta t}K_{T}{}^{(0)} = {}^{t}K_{T} \tag{4-4}$$

$$^{t+\Delta t}u^{(0)} = {}^{t}u \tag{4-5}$$

$$^{t+\Delta t}R^{(0)} = {}^{t}R \tag{4-6}$$

No método de Newton-Raphson Padrão, através de aproximações sucessivas, a matriz de rigidez tangente é reavaliada em todas as iterações, até que a convergência ocorra, segundo os critérios de convergência adotados, como pode ser visto na curva da Figura 4.4.

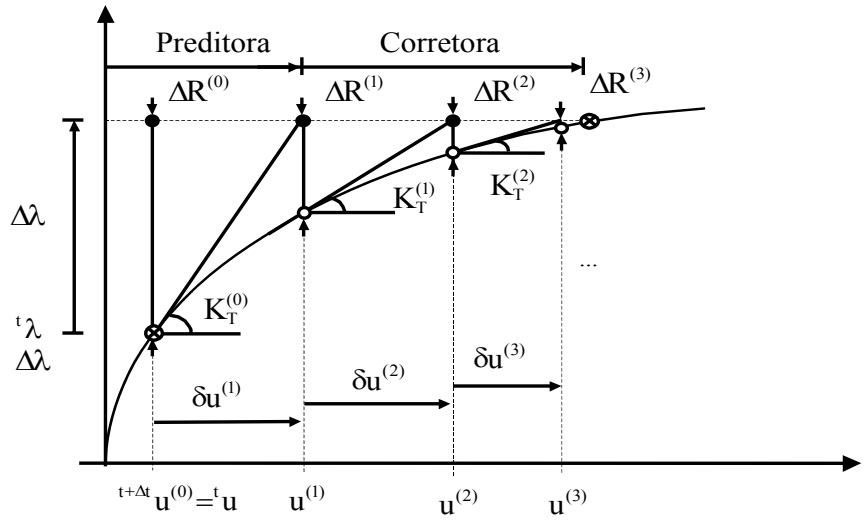


Figura 4.4 - Representação do Método de Newton-Raphson Padrão

Para evitar várias reavaliações e decomposições de matrizes tangentes, é mais usual mantê-la constante ao longo do ciclo iterativo, agilizando o processo de cálculo, reavaliando apenas ao início de cada instante de tempo ou ao início de instantes de tempo escolhidos arbitrariamente, conforme o método de Newton-Raphson Modificado, mostrado na Figura 4.5.

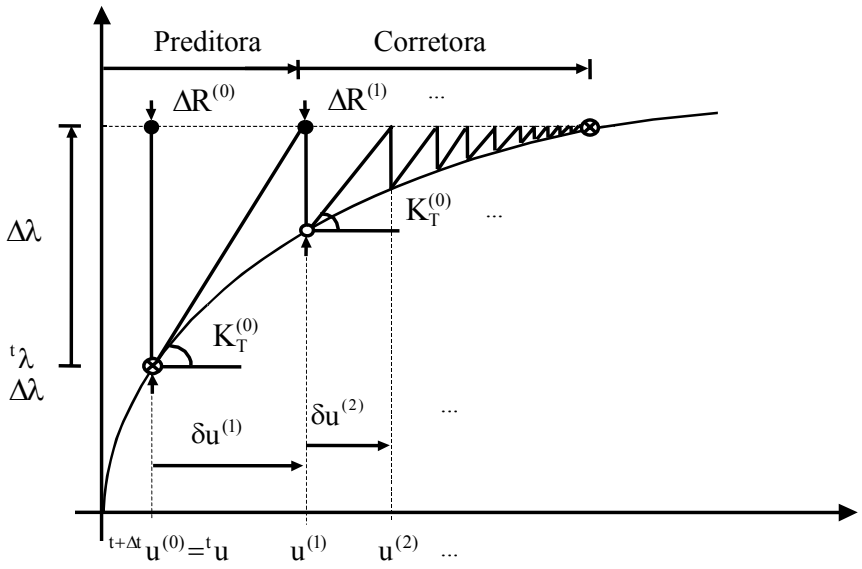


Figura 4.5 - Representação do Método de Newton-Raphson Modificado

4.3 Técnicas de Continuação

Implementações tradicionais baseadas no método de Newton-Raphson com "controle de carga" (ou seja, com os incrementos de carga sendo especificados como uma função fornecida pelo usuário) não são capazes de ultrapassar pontos-limite associados ao colapso. Para isto, devem ser empregadas as técnicas de continuação como descrito a seguir.

Para descrever estas técnicas, define-se o vetor de cargas externas pela seguinte expressão:

$$^{t+\Delta t}F = {}^{t+\Delta t}\boldsymbol{\lambda} f \qquad (4\text{-}7)$$

Onde o vetor f contém a distribuição espacial do carregamento e o escalar λ é o parâmetro da carga, multiplicador que representa a amplitude de f em cada passo da análise. Essa expressão também pode ser escrita em termos do incremento do parâmetro de carga $\Delta\lambda$:

$$^{t+\Delta t}F = {}^{t}F + \Delta\lambda f \qquad (4\text{-}8)$$

Na técnica tradicional do controle de carga, assume-se que $\Delta\lambda$ é sempre positivo e constante durante um ciclo iterativo, assumindo o valor fornecido pelo analista, ou seja, nesta técnica controla-se o incremento do parâmetro de carga.

Como já comentado, esta técnica de controle de carga nem sempre permite o traçado completo da trajetória de equilíbrio. Para isto, foram propostas outras técnicas, como a de controle de deslocamento (onde controla-se o incremento de uma determinada componente *j* do vetor de deslocamento: $\Delta u^k(j)$ [4], ou as técnicas de Comprimento do Arco Constante (*arc-length*).

A seguir, apresenta-se uma breve descrição destas técnicas. Mais detalhes sobre a formulação e implementação computacional podem ser encontrados em [4].

4.3.1. Técnica do Comprimento do Arco Constante

A idéia básica do método do comprimento do arco ou *arc length method* é tratar o parâmetro de carga como uma variável adicional, controlando o comprimento [no espaço (u, λ) de dimensão n+1] do vetor que une o ponto conhecido da trajetória ao ponto incógnito desejado, ou seja, o comprimento da corda do arco da trajetória a ser determinada.

Para equilibrar o número de equações e o número de incógnitas, uma equação de restrição da técnica tipo *arc length* é somada às equações de equilíbrio originais e dada pela seguinte expressão:

$$\alpha\|\Delta\mathbf{u}\|^2 + \beta\Delta\lambda^2\|\mathbf{f}\|^2 = \Delta l^2 \tag{4-9}$$

Onde:

Δu é vetor de deslocamento incremental

$\Delta\lambda$ é o incremento do parâmetro de carga

f é o vetor de carga de referência

Δl é a corda do arco

α e β são fatores de escala ou de ponderação ajustáveis

A Figura 4.6 mostra a interpretação geométrica da técnica do controle do arco constante aplicada a um problema de um grau de liberdade. A equação de restrição define uma superfície denominada de hipersuperfície de restrição. As iterações de equilíbrio são executadas ao longo desta superfície.

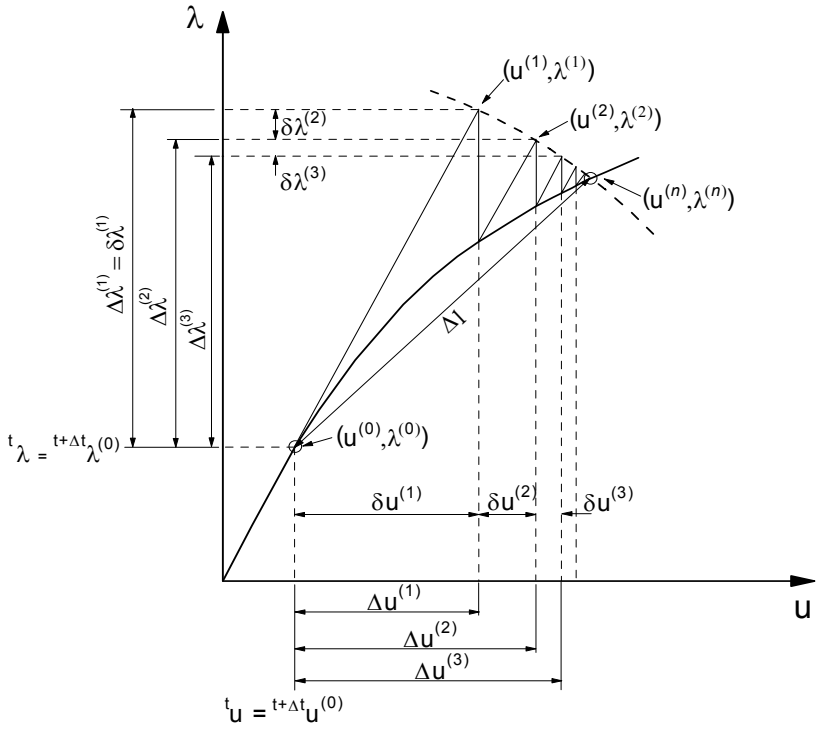


Figura 4.6 - Interpretação geométrica da técnica do controle do arco constante

Diversos valores para os fatores de ponderação α e β têm sido propostos e levam a diferentes versões da técnica do controle de arco constante, como definidos a seguir.

Técnica do comprimento de arco elíptico: Esta é a forma mais geral da técnica do controle do arco constante. A equação de restrição (que representa uma elipsóide no espaço tridimensional) é dada pela equação (4-9).

Técnica do comprimento de arco esférico: tomando α = β = 1 na forma geral, a equação de restrição representa uma esfera no espaço tridimensional dada por [25]:

$$\left\|\Delta \mathbf{u}^{(k)}\right\|^2 + \Delta\lambda^{(k)^2}\left\|\mathbf{f}\right\|^2 = \Delta l^2 \tag{4-10}$$

Técnica do comprimento de arco cilíndrico: tomando α = 1 e β = 0 na forma geral, a equação de restrição representa um cilindro no espaço tridimensional:

$$\left\|\Delta \mathbf{u}^{(k)}\right\|^2 = \Delta l^2 \tag{4-11}$$

4.3.2. Estratégias Adaptativas

Ao início de cada passo da análise, as estratégias adaptativas permitem a determinação automática do incremento inicial do parâmetro de carga em técnicas *arc-length*.

O sinal do incremento do parâmetro de carga na primeira iteração de cada passo deve ser determinado de acordo com algum critério, pois a escolha errada deste sinal conduzirá à convergência em pontos previamente calculados.

Um dos critérios mais empregados é o que utiliza o sinal do determinante da matriz de rigidez corrente para determinar o sinal do incremento de carga. Este procedimento funciona muito bem na maioria dos casos, porém em alguns casos, o critério falha, por exemplo, quando solucionadores iterativos são empregados com procedimento incremental-iterativos em técnicas de continuação [4].

A alternativa consiste em trocar o sinal do incremento do parâmetro de carga sempre que o produto escalar entre o vetor de deslocamentos tangente da primeira iteração do passo atual e o vetor de deslocamentos tangente da primeira iteração do passo anterior for negativo. Quando o sinal deste produto interno é negativo, significa que um ponto limite foi ultrapassado e, então, o sinal do parâmetro de carga é modificado.

Uma estratégia adaptativa que pode ser muito útil no emprego das técnicas do controle do arco constante é a determinação automática da variação do parâmetro de carga inicial [4], $\delta\lambda^{(1)}$, para a definição do valor do parâmetro de carga para a primeira iteração, ${}^{t+\Delta t}\lambda^{(1)}$, que consiste em, ao final de cada passo da análise, monitorar o número de iterações requeridas para a convergência (N_{it}) da técnica iterativa, e comparar este número com um valor ótimo (N_{ot}), calculando-se a razão:

$$\xi = \frac{N_{ot}}{N_{it}} \tag{4-12}$$

Através desta monitoração, calcula-se $\delta\lambda^{(1)}$ para o passo de carga seguinte, afetando o valor atual pelo coeficiente ξ elevado a uma potência ζ:

$${}^{t+\Delta t}\delta\lambda^{(1)} = \xi^{\zeta}\delta\lambda^{(1)} \tag{4-13}$$

Valores típicos para N_{ot} podem variar, por exemplo, entre 3 e 10; para o expoente ζ adota-se, geralmente, os valores 1 e ½ [25]. Esta estratégia adaptativa exige do analista apenas a definição da variação do incremento do parâmetro de carga para o primeiro incremento da análise.

Uma visão geral das diversas estratégias adaptativas existentes na literatura é apresenta por [26] e depois por [4], que apresenta também uma descrição sobre a técnica do controle do arco constante e suas diferentes versões.

4.4 Critérios de Convergência

Os métodos iterativos devem prosseguir até que a solução seja aceitável dentro de alguma tolerância pré-estabelecida, através da verificação de um critério de convergência. Os processos de verificação de convergência comparam uma quantidade que varia ao longo do ciclo iterativo com um valor de referência (ε) definido para cada critério. Podem ser agrupados em três tipos básicos:

Verificação de deslocamentos: pode-se exigir que para concluir o processo iterativo, a variação dos deslocamentos seja muito pequena em relação aos deslocamentos totais.

$$\frac{\left\|\delta \mathbf{u}^{(k)}\right\|}{\left\|t+\Delta t\,\mathbf{u}^{(k)}\right\|} \leq \varepsilon_d \tag{4-14}$$

Verificação de resíduos: pode-se exigir que a norma do vetor de desequilíbrio ou de resíduos seja muito pequena em relação à norma do vetor correspondente à primeira iteração.

$$\frac{\left\|\Delta \mathbf{R}^{(k)}\right\|}{\left\|\Delta \mathbf{R}^{(0)}\right\|} \leq \varepsilon_r \tag{4-15}$$

Verificação de energia: onde se exige que o incremento de energia interna em cada iteração seja muito pequeno em relação ao incremento de energia inicial.

$$\frac{\left(\delta u^{(k)}\right)^T \Delta \mathbf{R}^{(k)}}{\left(\delta u^{(1)}\right)^T \Delta \mathbf{R}^{(1)}} \leq \varepsilon_e \tag{4-16}$$

É importante ressaltar que os valores das tolerâncias (ε_d, ε_r e ε_e)devem ser estabelecidos de modo a equilibrar a precisão de resultados com o custo computacional.

Capítulo 5 - Projeto de Jaquetas

5.1 Introdução

O projeto de uma estrutura consiste basicamente em avaliar a resistência, a estabilidade e a rigidez do esquema estrutural para que os requisitos da funcionalidade e da segurança sejam garantidos.

O dimensionamento estrutural é realizado com base em métodos de análise fundamentados em conceitos da resistência dos materiais e da mecânica das estruturas, como os descritos nos capítulos anteriores, e implementados no programa de análise empregado nas aplicações apresentadas mais adiante.

Em síntese, o objetivo básico é a determinação dos esforços ou tensões que a estrutura está submetida quando solicitada por suas respectivas cargas. Tomando-se estes esforços e tensões, aplicam-se critérios de projeto, que são baseados em códigos e normas recomendadas utilizadas na prática de engenharia *offshore*, a fim de garantir a integridade global da estrutura.

Neste contexto, uma "metodologia de projeto" deve incorporar também uma indicação do tipo e seqüência de análises que devem ser efetuadas sobre a estrutura, associado a uma definição de situações em que a estrutura deve ser analisada (operacional, extrema, avariada, dentre outras) e diante das várias situações consideradas à definição de uma matriz de carregamentos.

Portanto, este capítulo terá inicio com uma breve apresentação de duas classes alternativas de estabelecimento de critérios de projeto: os métodos das tensões admissíveis e do estado limite último. Em seguida, será apresentada uma relação dos códigos e normas usualmente empregados no projeto de estruturas *offshore* tipo jaqueta e das situações e tipo de análise estrutural consideradas num projeto.

Mais adiante, serão descritas algumas das recomendações usadas em projeto, baseadas principalmente nas recomendações da API RP2A [1] e descritos os tipos de carregamentos associados ao tipo de comportamento estrutural (estático ou dinâmico).

Por último, uma descrição do comportamento do colapso de plataformas fixas será apresentada, juntamente com as metodologias baseadas no colapso sugeridas para aplicação no projeto, considerando o comportamento global da estrutura.

5.2 Classes de Critérios de Projeto

As estruturas podem ser projetadas segundo dois critérios, um baseado nas tensões em serviço, o Método das Tensões Admissíveis (ASD - *Allowable Stress Design*, também chamado WSD - *Working Stress Design*) e outro baseado nos estados limites, o Método dos Estados Limite (LRFD - Load *Resistance and Factor Design*). As análises estruturais são executadas da mesma maneira em ambos os métodos (LRFD ou WSD), a diferença está nos fatores adotados em cada método.

Ainda hoje, a prática de projeto de jaquetas segue principalmente critérios de tensões admissíveis, e espera-se que o conceito de estado limite seja gradualmente adotado. No entanto, o foco deste estudo não é reforçar o uso dos conceitos específicos LRFD, e sim procurar avançar em outros aspectos de metodologias de projeto, por exemplo, adotando verificações globais, através de análises não-lineares físicas e geométricas em substituição às verificações locais.

5.2.1. Método das Tensões Admissíveis

No método das tensões admissíveis, considera-se que a estrutura está submetida a cargas normativas, ou seja, previstas por normas. O dimensionamento é satisfatório se a máxima tensão solicitante em cada seção não ultrapassa a tensão admissível, estabelecida com base em uma determinada parte da tensão do material.

Os esforços solicitantes, a partir dos quais se calcula a tensão máxima, são obtidos através da análise estrutural em regime elástico. Assume-se que todas as cargas atuantes numa estrutura têm a mesma variação, assim, a seguinte formulação é considerada pelo método das tensões admissíveis:

$$\frac{\phi R_n}{\gamma} \geq \sum Q \qquad (5\text{-}1)$$

Onde:

R_n: resistência nominal do elemento estrutural

Q: esforços agindo sobre o elemento estrutural, resultante das diversas ações sobre a estrutura

γ/ϕ: é o fator de segurança (FS) que engloba minoração de resistências e majoração de ações

O lado esquerdo da expressão (5-1) representa a resistência nominal dividida por um fator de segurança (FS) e o lado direito representa o carregamento em serviço. Assumindo-se que a resistência nominal é alcançada quando as tensões na estrutura atingem a tensão de escoamento, chega-se a expressão seguinte:

$$f \leq F_{adm} = \frac{f_y}{FS} ou F_{adm} = \frac{F_{cr}}{FS} \qquad (5\text{-}2)$$

Onde:

fy/FS - Tensão admissível (F_{adm})

f - Tensão elástica computada na análise da estrutura

O método das tensões admissíveis é especificado principalmente nos códigos americanos e vem sendo adotado nos projetos há mais de um século.

5.2.2. Método dos Estados Limite

O estado limite último correspondente ao estado de esgotamento da capacidade portante (ou seja, resistência, estabilidade ou resistência à fadiga), quando a estrutura perde a capacidade de resistir às influências externas, ou sofre uma deformação inadmissível, ou estrago local associado à ocorrência de cargas excessivas e conseqüente colapso da estrutura. A expressão considerada no método dos estados limites é:

$$\phi \, R_n \geq \Sigma \, \gamma_i \, Q_i \qquad (5\text{-}3)$$

O lado esquerdo da equação (5-3) representa a resistência nominal (R_n) multiplicada por um fator de redução para obter a resistência de projeto e o lado direito representa as cargas multiplicadas por fatores que variam com o tipo da carga.

Este método uniformiza os métodos de cálculo, orientando-se por parâmetros físicos e permite levar em consideração não somente a fase elástica, mas também o comportamento elasto-plástico do material.

Este método vem sendo adotado desde 1986 pela AISC e é considerado pelas autoridades européias e norueguesas, especificado também pela API e considerado o mais apropriado quando é necessária maior confiabilidade nos projetos.

5.3 Códigos e Normas Usuais

Um dos códigos mais relevantes e específicos para o projeto de estruturas *offshore* tipo jaquetas é API-RP 2A [1] utilizando os critérios WSD ou LRFD.

No Brasil, como em outros países, tem sido adotada a API-RP2A (WSD) para o projeto das plataformas fixas, pois estas recomendações são especificamente orientadas para a indústria *offshore*. Esta prática foi elaborada por pesquisadores de universidades, centros de tecnologia e por engenheiros das principais empresas de projeto americanas. Com um intervalo máximo de cinco anos, esta prática sofre revisões baseadas em ensaios de laboratório e nas em constantes pesquisas, o que a mantém atualizada.

Além deste documento, outras recomendações úteis aos projetos das jaquetas são fornecidas pelas chamadas Sociedades Classificadoras, dentre elas DNV (Det Norske Veritas) e ABS (American Bureau of Shipping). Dentre os padrões da Sociedade Classificadora DNV, diversos documentos são amplamente divulgados e adotados no dimensionamento e nas verificações estruturais, como, por exemplo, as referências [27], [28], [29], [30] e [31].

Para as estruturas dos *topsides* ou conveses das plataformas fixas, formadas principalmente por perfis de aço estrutural, são seguidas as recomendações da norma AISC [13] e para o dimensionamento e controle de soldas de aços estruturais é recomendado o uso do código da AWS [32].

Outras referências importantes consideradas no projeto de jaquetas e demais estruturas fixas *offshore* são: NORSOK [16] e [17], norma desenvolvida na Noruega; e as normas ISO 19900 [33] e [34].

Existem empresas que adotam em sua metodologia de projeto documentos próprios e especificações técnicas de uso interno, que na maioria das vezes são baseados nas recomendações das normas internacionais citadas acima, principalmente a API, como por exemplo, a Petrobras que possui especificações técnicas [35] e normas próprias, como a N-2116 [36], para elaboração de documentos de projeto de estruturas, e o documento METOCEAN contendo dados metoceanográficos das regiões onde a plataforma será instalada [37].

Com base nessas referências e nos projetos consultados para elaboração deste trabalho, as recomendações da API RP2A [1] serão seguidas e descritas nos itens seguintes, a fim de mostrar a metodologia atual usada nas práticas de projeto de estruturas *offshore* no Brasil.

5.4 Situações e Tipos de Análise

Podem ser identificados pelo menos dois grandes grupos de situações às quais a plataforma está sujeita, para as quais devem ser realizadas análises estruturais durante o projeto de uma jaqueta: a fase operacional e a não-operacional da plataforma.

Para cada uma destas fases, são recomendados diferentes tipos de análise. Por exemplo, para a fase operacional ou 'in situ' são efetuadas análises estática, dinâmica e de fadiga. A fase não operacional ou temporária engloba diferentes condições durante a fabricação, montagem e instalação da jaqueta, portanto, diferentes análises estruturais.

O comportamento de um sistema e o tipo de análise estrutural pode ser definido em função de características elásticas, geométricas e físicas da estrutura e, principalmente, das ações externas atuantes. A combinação destes fatores pode indicar se o comportamento é linear ou não-linear, e se é estático, quase-estático ou dinâmico.

O comportamento estático é determinado pelas ações permanentes nas quais a intensidade não apresenta dependência da variável tempo, e o comportamento dinâmico é função das ações variáveis com o tempo. O comportamento quase-estático difere do dinâmico pela predominância das forças elásticas sobre as inerciais, com conseqüente ausência do fenômeno de amplificação dinâmica.

5.4.1. Fase Operacional ("in situ" ou "in place")

A análise '*in situ'* de uma jaqueta é feita com o modelo estrutural submetido às cargas permanentes e operacionais, cargas ambientais nas condições normais (operação) e extremas (tormenta), gerando uma série de combinações destes carregamentos, a fim de obter as forças internas nos membros da estrutura e calcular as tensões atuantes.

Portanto, neste item, serão brevemente descritas as análises estruturais usualmente feitas para a plataforma durante a fase operacional ou *"in situ*", dentre as quais estão as análises: estática linear, extração modal, fadiga e verificação da capacidade de carga nas estacas.

5.4.1.1. Análise Estática Linear

Tradicionalmente, empregam-se análises lineares onde se espera analisar se as maiores tensões causam efeitos locais ou globais na estrutura, além de determinar em quais

membros ocorre flambagem elástica ou inelástica e quais juntas atingem as tensões de escoamento.

Procura-se determinar o valor do máximo cortante na base, para o dimensionamento dos *bracings* (contraventamentos) e o valor do momento máximo de tombamento da estrutura para dimensionamento das pernas da jaqueta (*chords*) e das fundações, decorrentes das ações ambientais.

5.4.1.2. Análise modal

O comportamento dinâmico estrutural considera o equilíbrio das forças elásticas, de amortecimento e de inércia. A estrutura apresenta resposta dinâmica quando o carregamento tem um período ou componente harmônico próximo de um de seus períodos naturais, ou seja, a resposta dinâmica a um carregamento é dada pelos modos e períodos naturais de vibração. Esses modos naturais de vibração de uma estrutura são função da rigidez e da massa do sistema estrutural.

Na metodologia de projeto recomendada para jaquetas, indica-se a execução de uma análise de extração modal para determinar os períodos naturais, a partir dos quais pode ser identificada a necessidade de se considerar o efeito dinâmico no cálculo dos esforços de onda na análise.

As forças de inércia para análise '*in situ'* das jaquetas são consideradas significativas caso o período natural da plataforma seja superior a três segundos, conseqüentemente, a análise dinâmica deve ser efetuada. Como nas jaquetas os períodos naturais típicos são, em geral menores que três segundos, para carregamentos extremos (onde o período da onda é bem superior), o termo de inércia pode ser desprezado e a resposta varia com o tempo como um problema quase-estático.

5.4.1.3. Fadiga espectral

Já em carregamentos de fadiga, onde o período típico das ondas não é distante do período natural das jaquetas, efetuam-se análises dinâmicas no domínio da freqüência para determinar a vida útil.

A vida à fadiga refere-se à capacidade do material resistir às condições de carregamento cíclico. Em uma plataforma *offshore* as cargas de ondas são as maiores fontes causadoras dos carregamentos cíclicos que podem levar à falha da jaqueta por fadiga. Este tipo de falha geralmente ocorre num ponto de concentração de tensão, por exemplo, uma descontinuidade geométrica.

A fadiga espectral é uma aproximação estocástica que objetiva avaliar os danos causados na estrutura da plataforma levando em conta o comportamento aleatório das ondas do mar, representado por um espectro de banda estreita.

A excitação é a elevação da superfície do mar e as respostas de interesse ou funções estacionárias são os pontos de variações de tensões (*hot spots*) nas conexões, multiplicados pelos fatores de concentração de tensões (SCF) convenientes, que podem reduzir extremamente a resistência à fadiga de uma estrutura.

Se a densidade espectral S(f) para um estado de mar é conhecida e a função de transferência H(f) para o ponto também, a variação de tensões para este estado de mar é dada pela equação (5-4):

$$\sigma = \sqrt{\int_0^{\infty} H^2(f) \cdot S(f)\, df} \qquad (5\text{-}4)$$

Para um espectro de mar, a densidade espectral S(f) da altura de onda relacionada à distribuição de probabilidade de várias freqüências pode ser obtida de três formas, através dos espectros de Pierson-Moskovitz, JONSWAP ou de Ochi-Double Peak.

Tradicionalmente, as propriedades dos materiais sob fadiga no regime elástico são representadas por curvas experimentais, S-N, onde S é a amplitude de tensões num ciclo e N é o número de ciclos até a falha. As curvas S-N podem ser definidas de acordo com as normas de segurança consideradas por diversas referências, dentre elas API [1] e DNV [29]. Para juntas tubulares, as curvas recomendadas pela API X, API X' ou DNV T são comumente utilizadas.

A aproximação mais comum para estimar a probabilidade da estrutura sobreviver a carregamentos repetidos é baseada na hipótese de dano acumulado de Palmgren-Miner, devido à atenção dada à concentração de tensões nas conexões, expresso por:

$$D = \sum_{i=1}^{N_c} \frac{n_i}{N_{fi}} \qquad (5\text{-}5)$$

Onde:

n_i é o número de ciclos de carregamento associado a um nível de variação de tensão i

N_{fi} é número de ciclos correspondente ao limite de fadiga dado pelas curvas S-N para um nível de variação de tensão i

D é o somatório de todos os danos parciais

O número de ciclos n_i aplicado num período de tempo é calculado através de um espectro de tensões, calculado por distribuições de probabilidade dos estados de excitação do carregamento, como a Distribuição de Rayleigh.

A falha pelo acúmulo de danos por fadiga ocorre quando D=1, portanto, o dano não deve ultrapassar o valor unitário para o projeto de vida à fadiga.

5.4.1.4. Capacidade de carga nas fundações

As fundações de plataformas fixas como as jaquetas são executas com estacas regulares, cilíndricas cravadas por impacto, através de martelos hidráulicos. Geralmente, este tipo de estaca possui pequeno diâmetro em relação ao comprimento, com boa resistência à carga lateral. Como a estaca é longa, seu comportamento global é dominado pela flexão, até que em certa profundidade se torne praticamente engastada.

Finalmente, um tipo de análise usualmente requerido em projetos de estruturas *offshore* tipo jaqueta diz respeito a essas estacas de grande profundidade, sendo que a ação das cargas laterais é suportada por aproximadamente 1/3 do seu comprimento; os 2/3 restantes são definidos a partir das cargas verticais que são absorvidas parte pelo atrito lateral e parte pela resistência de ponta. O topo da estaca apresenta uma rigidez relativa à parte superior que restringe parcialmente as rotações.

Em projetos de plataformas fixas, é usual analisar a estrutura propriamente dita e a região das estacas dentro do solo como dois problemas independentes, já que a estrutura geralmente é associada a um sistema elástico linear e análise das fundações é de natureza não-linear pelo fato do solo apresentar esse tipo de comportamento.

O solo é representado por um conjunto de molas não-lineares que representam os comportamentos: lateral (curva p-y), axial (curva t-z) e de ponta (curva q-z). Estas curvas são resultados de vários ensaios conduzidos por diversos pesquisadores ao longo das últimas décadas. Os resultados dos ensaios são analisados e amplamente discutidos pela comunidade científica e tecnológica antes de serem incorporados a API RP2A [1].

5.4.2. Fase Não-Operacional

Na fase não-operacional, uma jaqueta é projetada para resistir às ações às quais está submetida desde a etapa de fabricação até a instalação na locação final.

As análises executadas para verificação da integridade da jaqueta nesta fase são as análises durante o *load-out* (operação de embarque da plataforma na balsa de transporte),

análise durante o transporte da jaqueta para o local de instalação e análise de instalação, conforme apresentadas nos próximos subitens.

5.4.2.1. Load-out

Toda a seqüência de operações de transposição das estruturas do cais para a balsa de transporte é chamada de *load out*. A análise de embarque tem por objetivo a verificação da jaqueta durante a sua transferência entre o cais e a embarcação, para garantir que essa operação não prejudique a integridade da estrutura.

Esta análise, basicamente, verifica se o valor máximo de deslocamento vertical de apoio é absorvido pela estrutura. Este deslocamento é causado pelo movimento da embarcação conforme o peso da estrutura é gradualmente transferido do cais para a mesma.

Usualmente, a avaliação da jaqueta é feita com a imposição de recalques de apoio na estrutura, para cada passo desta transferência. Os esforços na estrutura são obtidos através de uma análise estática linear e as verificações estruturais feitas considerando os critérios definidos nas normas aplicáveis.

Essa análise é importante para definição da velocidade de load-out e o número de bombas de lastro a serem usadas durante a operação.

5.4.2.2. Análises durante o transporte

A análise de esforços na jaqueta durante o transporte é realizada com o objetivo de verificar a estrutura durante esta operação, assim como obter as cargas para dimensionamento da peiação e aferição da capacidade estrutural da embarcação de transporte.

A peiação ou *sea fastening* são peças estruturais que estabilizam a estrutura ou suas partes durante as operações de transporte marítimo, transmitindo os esforços decorrentes dos movimentos do mar à estrutura da embarcação.

Considera-se como carregamento, as cargas de peso próprio e as cargas resultantes das acelerações devidas ao movimento da embarcação.

5.4.2.3. Instalação jaqueta

A jaqueta pode ser instalada em sua locação final através de dois métodos: lançamento ou “*lifting*”. No primeiro método, a jaqueta deve ser provida de uma treliça de

lançamento e requer tanques de flutuação no topo para ser verticalizada por meio de inundação controlada. No segundo método, a jaqueta é içada por uma balsa guindaste de grande porte e a verticalização é feita com auxílio dos guindastes da balsa e/ou por inundação controlada.

A análise de lançamento é feita para determinar os esforços e tensões durante a trajetória da jaqueta ao sair da embarcação, controlando a velocidade de deslizamento na balsa.

5.5 Definição dos Carregamentos

No projeto, é importante ter a definição dos carregamentos básicos quanto à sua natureza, condição ambiental correspondente com o período de recorrência, fatores de contingência utilizados, fatores de amplificação dinâmica, forma de geração das cargas e critérios para determinação dos valores e pontos de aplicação.

As cargas que atuam na estrutura durante as atividades operacionais são de três tipos principais:

- As cargas funcionais, decorrentes da operação e uso das instalações, incluem as cargas permanentes e operacionais;
- As cargas ambientais, decorrentes principalmente das ações das ondas, correntes e ventos; e
- As cargas acidentais, originadas de eventos que acontecem em condições anormais.

Os itens seguintes apresentam mais detalhes sobre estes carregamentos.

5.5.1. Cargas Permanentes (*Dead loads*)

As cargas permanentes são as cargas que não variam na magnitude, posição ou direção [1]. As ações permanentes relevantes para o projeto da jaqueta são:

- Peso próprio da estrutura da jaqueta, incluindo, quando for o caso, o peso das estacas acima do leito marinho;
- Peso próprio dos topsides e estruturas que permanecem inalteradas durante a vida útil da plataforma;
- Peso de equipamentos, tubulações de processo, instrumentação e instalações elétricas permanentes na estrutura;
- Peso de elementos complementares das estruturas e acessórios anexos como defensas, guias dos condutores, vigas de lançamento, luva das estacas, bandejas de lama, sistemas de inundação e cimentação, anodos, tubos, escadas, grades de piso e corrimão;
- Pressão hidrostática externa e empuxo (devido às forças hidrostáticas nos membros submersos) e incrustações marinhas.

5.5.2. Cargas Operacionais (*Live loads*)

Cargas operacionais são as cargas oriundas das operações e ocupação das áreas da plataforma, que variam em magnitude, posição e direção, como definido em [1]:

- Peso dos equipamentos de perfuração e produção não permanentes na estrutura;
- Carga dinâmica de equipamentos;
- Forças geradas na estrutura decorrentes das operações de perfuração;
- Transporte de material, peso dos consumíveis e líquidos estocados, cargas de guindastes, dentre outras.

5.5.3. Cargas Acidentais

As cargas acidentais são aquelas originárias de ações anormais de operação. As cargas acidentais relevantes para o projeto de jaqueta são o impacto de embarcações, explosão, fogo, queda de objetos, dentre outras que possam causar avaria na estrutura.

5.5.4. Cargas Ambientais

As cargas ambientais são impostas por fenômenos ambientais de onda, vento, corrente, principalmente e dependendo de alguns locais específicos, terremotos, neve, gelo.

Segundo a API RP2A [1], duas condições ambientais são consideradas, as condições ambientais de projeto ou extremas, que são as forças impostas na plataforma por um evento selecionado, e as condições ambientais operacionais, que impõem forças na estrutura num evento que não é severo o bastante para restringir as operações normais.

Baseado nas experiências no Golfo do México, a API recomenda nas condições extremas o critério de 100 anos de intervalo de recorrência para os dados oceanográficos considerados em projeto.

5.5.4.1. Ondas

Na análise de estruturas marítimas, existem duas maneiras de se considerar excitação das ondas, determinística ou aleatória.

Na determinística, os valores de amplitude e freqüência de aplicação são determinados a partir do conhecimento da altura e período da onda regular. Supõe-se que o efeito da onda sobre a estrutura seja o máximo esperado dos estados de mar que possam ocorrer durante a vida útil.

No projeto baseado numa onda regular, considera-se uma análise quase estática com os períodos da onda bem acima do período da estrutura.

Na análise aleatória de estruturas marítimas, a elevação da superfície do mar é uma variável aleatória tratada de forma estatística.

A formulação de Morison, encontrada na referência [38], tem sido largamente utilizada na determinação da força hidrodinâmica induzida pelas velocidades e acelerações do fluido sobre os membros estruturais esbeltos nos quais os efeitos de difração e reflexão se fazem desprezíveis.

As forças de onda calculadas pela formulação de Morison são expressas pela soma de uma força resultante das pressões hidrodinâmicas com intensidade proporcional à aceleração da massa fluida (forças inerciais) e uma força de origem viscosa proporcional à velocidade das partículas fluidas (forças de arraste). As forças de onda, função da superposição destes efeitos de origem viscosa e das pressões hidrodinâmicas é expressa por:

$$F = C_d \frac{\rho}{2} D|u|u + C_m \frac{\pi}{4} D^2 \rho \dot{u} \qquad (5\text{-}6)$$

Onde:

ρ - massa específica

D - diâmetro do membro

u - velocidade das partículas fluidas devido às ondas, no centro da seção

$\dot{u}$ - Aceleração das partículas fluidas devido às ondas, no centro da seção

C_m - Coeficiente de inércia

Cd - Coeficiente de arrasto

Os coeficientes C_m e Cd são determinados experimentalmente, considerando as teorias de onda adotadas.

Há várias teorias que procuram representar matematicamente a forma da onda, velocidade e aceleração, a teoria linear de Airy e a teoria de Stokes, por exemplo. Uma descrição mais detalhada sobre ondas pode ser encontrada em [38].

5.5.4.2. Corrente

A corrente é caracterizada pelo perfil de velocidades, variáveis com a profundidade, expressos do fundo para a superfície, para as condições de operação e tormenta. Como

será mostrado a seguir na Figura 5.1, o perfil de correntes que ocorrem na região de operação da plataforma seguindo recomendações da DNV [31], é calculado considerando:

$$V(z) = V_M(z) + V_V(z) \tag{5-7}$$

$$V_M(z) = V_M\left(\frac{h+z}{h}\right)^{1/7} \text{ para } z \leq 0 \tag{5-8}$$

$$V_V(z) = V_V\left(\frac{h_0+z}{h_0}\right) \text{ para } 0 \leq z \leq -h_0 \tag{5-9}$$

$$V_V(z) = 0 \quad \text{para } z \geq -h_0 \tag{5-10}$$

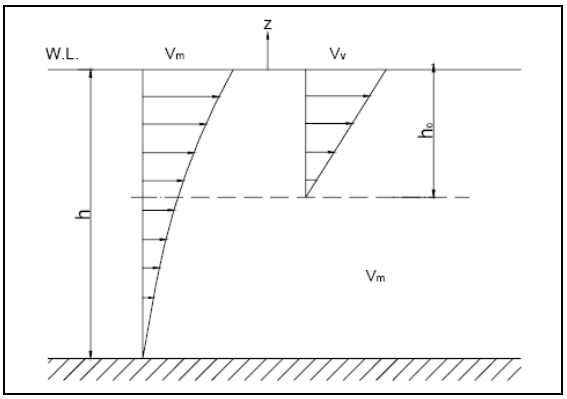


Figura 5.1 - Perfil de corrente

Onde:

V(z) - Velocidade total da corrente na profundidade z (negativo)

V_M - Parcela da corrente devido à maré

V_v - Parcela da corrente devido ao vento

h - Lâmina d'água

h_0 - Profundidade onde V_V=0 ($h_0 \cong$ 50m)

No projeto, a corrente é considerada como um carregamento de caráter estático, as velocidades de corrente são adicionadas vetorialmente às velocidades das partículas da onda para obter a velocidade total e aplicação da equação de Morison.

Esta soma é uma aproximação, já que as correntes afetam a amplitude da onda, o comprimento, a celeridade, alterando o perfil de velocidade. Como as forças de arraste variam com o quadrado da velocidade, esse adicional aumenta consideravelmente as ações na plataforma.

5.5.4.3. Vento

Existem duas maneiras de se considerar os efeitos de vento no projeto, que dependem de parâmetros do sistema e objetivos da análise: força de vento estática, constante no tempo e força de vento variável no tempo, calculada em função de uma componente estática permanente, somada a uma componente variando com o tempo, calculada a partir de um espectro de vento.

Para plataformas fixas convencionais, tipo jaqueta, em águas relativamente rasas, o vento tem menor contribuição para o cômputo das cargas globais da plataforma, segundo a API da ordem de 10% destas cargas, considerando-se para o projeto somente a parcela estática das cargas de vento.

Portanto, para os efeitos provocados pelo vento considera-se uma velocidade característica do vento, para condições de operação e tormenta, medidas em relação a uma elevação padrão de 10 metros acima do nível do mar. Para as condições de operação e extremas serão usados períodos de retorno de 1 ano e 100 anos. O mesmo procedimento, de soma das velocidades de corrente às velocidades de onda, é adotado para as ações devido ao vento.

Conforme DNV [31], a pressão do vento será calculada pela equação a seguir:

$$q = \frac{1}{2}\rho v_{tz}^2 \tag{5-11}$$

Onde:

q - *P*ressão básica do vento

ρ - Densidade do ar, igual a 1,225 kg/m3 para ar seco

vtz - Velocidade corrigida do vento

$$v_{zt} = v_{z_r t_r}\left(1 + 0{,}137 \ln\frac{z}{z_r} - 0{,}047 \ln\frac{t}{t_r}\right) \tag{5-12}$$

Sendo:

z - Altura acima do nível do mar

z_r - Altura de referência = 10 m

t - Pressão do vento

t_r - Tempo de referência = 10 minutos

$vtrz_r$ - Velocidade de referência do vento

Por fim, a força do vento F_w sobre um elemento estrutural pode ser calculada pela seguinte expressão:

$$F_w = C\ q\ A\ sen\ \alpha \qquad (5\text{-}13)$$

Sendo:

C - *C*oeficiente de forma

q - Pressão básica do vento

A - Área projetada do elemento

α - Ângulo entre a direção do vento e o eixo do elemento ou superfície

5.5.5. Combinação de Carregamentos

As combinações de carregamento e fatores nas cargas dependem dos critérios de projeto no estado limite ou tensões admissíveis. As condições ambientais geralmente são combinadas com as cargas permanentes e operacionais seguindo recomendações específicas ou considerações adotadas nas práticas de projeto.

Estas combinações levam à definição das chamadas "matrizes de casos de carregamento", combinando, por exemplo, cargas extremas a diferentes situações da estrutura e a diferentes tipos de análise.

Para ilustrar, são apresentadas duas matrizes típicas com os fatores utilizados nas cargas, sendo a primeira, Tabela 5.1, baseada no método das tensões admissíveis (todos os fatores são unitários), e a segunda associada ao conceito de estado limite último, como na Tabela 5.2.

Condição de carga	Funcional		Ambiental	
	Permanente	Operacional	1 ano	100 anos
Condição de Operação	1.0	1.0	1.0	
Condição Extrema	1.0	1.0		1.0

Tabela 5.1 - Combinação baseada nas tensões admissíveis

Condição de carga	Funcional		Ambiental	
	Permanente	Operacional	1 ano	100 anos
Condição de Operação	1.3	1.3	0.7	
Condição Extrema	1.0	1.0		1.3

Tabela 5.2 - Combinação baseada no estado limite

5.6 Verificações de Projeto

5.6.1. Referências Normativas

Como já mencionado anteriormente nas definições dos critérios de projeto, percebe-se que ainda hoje é usual na prática de projeto o dimensionamento no estado das tensões admissíveis, epor isso será inserido no contexto deste trabalho. As estruturas são projetadas de forma a atender as especificações do AISC- WSD [13] e da API RP2A- WSD [1].

As verificações dos elementos estruturais consistem na comparação das tensões atuantes calculadas através de uma análise linear, com as tensões recomendadas pelas normas como já mencionado no item 5.2.1.

No próximo item, serão descritas as verificações das tensões referentes às estruturas tubulares da jaqueta, de acordo com a metodologia recomendada pela API RP2A [1].

5.6.2. Tensões Admissíveis para Membros Cilíndricos

A jaqueta da plataforma é projetada para resistir às tensões admissíveis à tração, compressão e flexão nos membros tubulares da estrutura, além da combinação destas tensões.

5.6.2.1. Tensões Admissíveis à Tração

Para a tensão admissível à tração, *Ft*, em membros cilíndricos sujeitos às cargas axiais de tração, é adotado um valor de 60 % da tensão de escoamento *Fy* , portanto:

$$Ft = 0.6Fy \tag{5-14}$$

5.6.2.2. Tensões Admissíveis à Compressão

A tensão admissível à compressão F_a para membros cilíndricos sobre compressão axial segue a formulação do AISC [13].

Para membros com $\frac{D}{t} \leq 60$ (5-15)

Sendo D o diâmetro externo do membro tubular e t a espessura da parede do tubo, a tensão admissível à compressão é:

$$Fa = \frac{\left[1 - \frac{(kl/r)^2}{2Cc^2}\right]Fy}{5/3 + 3\frac{(kl/r)^3}{8Cc^3} - \frac{(kl/r)^3}{8Cc^3}}, \text{ para } \frac{kl}{r} \leq Cc \quad (5\text{-}16)$$

$$Fa = \frac{12\pi^2 E}{23\left(\frac{kl}{r}\right)^2}, \text{ para } \frac{kl}{r} \geq Cc \quad (5\text{-}16)$$

Sendo:

$$Cc = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{Fy}} \quad (5\text{-}17)$$

Onde: *E* = Módulo de Elasticidade Longitudinal ou Módulo de Young; *k* = Coeficiente efetivo de flambagem (fator de comprimento efetivo); *l* = Comprimento do elemento; *r* = Raio de giração; *l/r* = Índice de Esbeltez.

Cc é a esbeltez, correspondente a uma tensão de compressão igual à metade da tensão de escoamento, considerando-se como limite de aplicação da formulação de Euler um valor de *Kl/r*, definindo deste modo o limite entre o regime elástico e inelástico.

Para membros com $\frac{D}{t} > 60$;

Leva-se em consideração a flambagem local, cuja formulação, é apresentada abaixo:

Flambagem local (elástica)

$$Fxe = 2CE\frac{t}{D} \quad (5\text{-}18)$$

C = Coeficiente flambagem elástica (C=0.3)

Flambagem local (inelástica)

$$Fxc = Fy\left[1.64 - 0.23\left(\frac{D}{t}\right)^{0.25}\right] \leq Fxe \quad (5\text{-}19)$$

$$Fxc = Fy$$

Ao invés de serem feitas análises racionais para a determinação do fator de comprimento efetivo (fator *K* de flambagem), seguem-se as recomendações da API [1], mostradas pela Tabela 5.3 a seguir, de onde se obtém os vários fatores para elementos

estruturais das jaquetas. Por exemplo, para membros com estabilidade lateral, como é o caso das pernas da jaqueta, o valor do fator *K* recomendado pela tabela é 1,0.

Situation	Effective Length Factor K	Reduction Factor C_m(1)
Superstructure Legs		
Braced	1.0	(a)
Portal (unbraced)	K(2)	(a)
Jacket Legs and Piling		
Grouted Composite Section	1.0	(c)
Ungrouted Jacket Legs	1.0	(c)
Ungrouted Piling Between Shim Points	1.0	(b)
Deck Truss Web Members		
In-Plane Action	0.8	(b)
Out-of-plane Action	1.0	(a) or (b)(4)
Jacket Braces		
Face-to-face length of Main Diagonals	0.8	(b) or (c)(4)
Face of leg to Centerline of Joint Length of K Braces(3)	0.8	(c)
Longer Segment Length of X Braces(3)	0.9	(c)
Secondary Horizontals	0.7	(c)
Deck Truss Chord Members	1.0	(a), (b) or (c)(4)

(1) Defined in Section 3.3.1e.
(2) Use Effective Length Alignment Chart in Commentary of AISC. This may be modified to account for conditions different from those assumed in developing the chart.
(3) At least one pair of members framing into a joint must be in tension if the joint is not braced out of plane.
(4) Whichever is more applicable to a specific situation.

Tabela 5.3 - Fatores de comprimento efetivo recomendados pela API [1]

5.6.2.3. Tensões Admissíveis à Flexão

As tensões admissíveis à flexão F_b para os membros são determinadas por:

$$Fb = 0.75Fy \text{ para } \frac{D}{t} \leq \frac{10340}{Fy} \quad (5\text{-}20)$$

$$Fb = \left[0.84 - 1.74\frac{FyD}{Et}\right]Fy \text{ para } \frac{10340}{\mathrm{Fy}} < \frac{\mathrm{D}}{\mathrm{t}} < \frac{20680}{\mathrm{Fy}} \quad (5\text{-}21)$$

$$Fb = \left[0.72 - 0.58\frac{FyD}{Et}\right]Fy \text{ para } \frac{20680}{\mathrm{Fy}} < \frac{\mathrm{D}}{\mathrm{t}} < 300 \quad (5\text{-}22)$$

Com as unidades no sistema SI.

5.6.2.4. Tensões Cisalhantes

As tensões cisalhantes admissíveis para membros cilíndricos são determinadas por:

$$Fv = 0.4Fy \tag{5-23}$$

5.6.2.5. Tensões Combinadas para membros cilíndricos: Flexo-Compressão

Os membros sujeitos à combinação de compressão e flexão são projetados para satisfazer aos critérios de resistência e estabilidade ao longo de todo seu comprimento.

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{Cm\sqrt{f_{bx}{}^2 + f_{by}{}^2}}{\left(1 - \frac{fa}{Fe'}\right)Fb} \leq 1.0 \tag{5-24}$$

$$\frac{fa}{0.6Fa} + \frac{\sqrt{f_{bx}{}^2 + f_{by}{}^2}}{Fb} \leq 1.0 \tag{5-25}$$

Onde C_m é o fator de redução definido de pelo AISC dado por:

C_m =0.85 para membros restritos à rotação (momento no plano)

C_m =1.0 para membros sem restrição à rotação (momento no plano)

C_m = 0.6 – 0.4 (M1/M2)

Quando $\frac{fa}{Fa} < 0.15$, usa-se a seguinte formulação para as tensões combinadas, ao invés das mostradas acima:

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{\sqrt{f_{bx}{}^2 + f_{by}{}^2}}{Fb} \leq 1.0 \tag{5-26}$$

5.6.2.6. Puncionamento

Para juntas tubulares, conforme Figura 5.2, a API admite a verificação por dois métodos, pela tensão de puncionamento (punching shear) e pelas cargas nominais nos braces.

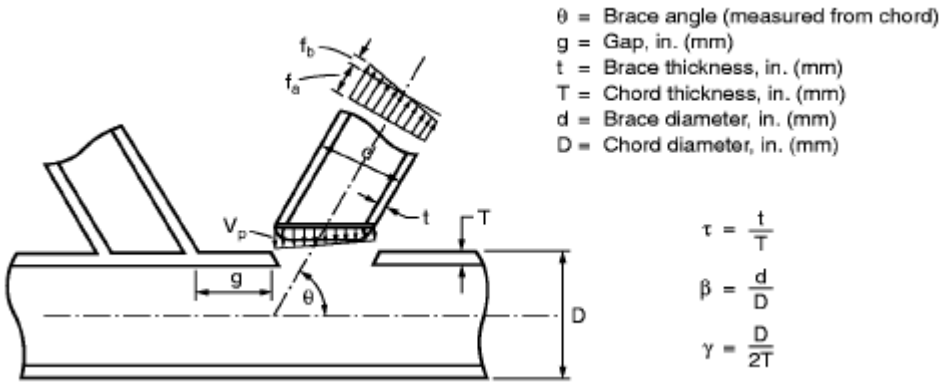


Figura 5.2 - Terminologia e Parâmetros geométricos para juntas tubulares da API

As juntas são classificadas em K, T, Y e X. Na junta K, a carga de puncionamento em um *brace* é equilibrada pelas cargas de outro *brace* no mesmo plano e no mesmo lado da junta. Nas juntas T e Y, a carga de puncionamento é resistida por cortante no *chord*. Na junta X (*cross*), a carga de puncionamento é equilibrada por um *brace* do lado oposto da junta, a carga passa através do *chord.* Uma junta comum apresenta os três tipos de resistência, determinando-se a porcentagem de cada tipo em função da geometria e das cargas.

Para a verificação por *Punching Shear* , a tensão atuante é dada por:

$$v_p = \zeta f sen\theta \tag{5-27}$$

f = tensão nominal: axial (A_x)

A tensão admissível é o menor valor entre (5-28) e (5-29).

$$v_{pa} = Q_q Q_f \frac{Fy}{0.6\gamma} \tag{5-28}$$

$$F_v = 0.4Fy \tag{5-29}$$

Sendo que o fator Q_q leva em conta o tipo de carregamento e a geometria da junta e deve ser ponderado em função dos tipos de juntas.

Já o fator Q_f leva em conta as tensões no chord.

$$Q_f = 1.0 - \lambda\gamma A^2 \tag{5-30}$$

Onde:

$\lambda = 0.030$ para tensão axial no brace

$\lambda = 0.045$ para tensão de flexão no plano no brace

$\lambda = 0.021$ para tensão de flexão fora do plano no brace

$$A = \frac{\sqrt{f^{2}_{AX} + f^{2}_{IPB} + f^{2}_{OPB}}}{0.6Fy} \tag{5-31}$$

Por fim, em cada brace faz-se as duas verificações:

$$\left(\frac{v_p}{v_{pa}}\right)^2_{IPB} + \left(\frac{v_p}{v_{pa}}\right)^2_{OPB} \leq 1.0 \tag{5-32}$$

$$\left(\frac{v_p}{v_{pa}}\right)_{AX} + \frac{2}{\pi} arcsen\sqrt{\left(\frac{v_p}{v_{pa}}\right)^2_{IPB} + \left(\frac{v_p}{v_{pa}}\right)^2_{OPB}} \leq 1.0 \tag{5-33}$$

A capacidade de carga no brace admissível ao puncionamento da junta é:

$$P_a = Q_u Q_f \frac{FyT^2}{1.7sen\theta} \tag{5-34}$$

$$M_a = Q_u Q_f \frac{FyT^2}{1.7sen\theta}(0.8d) \tag{5-35}$$

Onde P_a e M_a são capacidade admissível para carga axial e momento fletor no brace (no plano e fora do plano), respectivamente.

Em cada brace são feitas as seguintes verificações;

$$\left(\frac{M}{M_a}\right)^2_{IPB} + \left(\frac{M}{M_a}\right)^2_{OPB} \leq 1.0 \tag{5-36}$$

$$\left(\frac{P}{P_a}\right)_{AX} + \frac{2}{\pi} arcsen\sqrt{\left(\frac{M}{M_a}\right)^2_{IPB} + \left(\frac{M}{M_a}\right)^2_{OPB}} \leq 1.0 \tag{5-37}$$

Neste contexto, o objetivo da análise estrutural é verificar a resistência estrutural da jaqueta quando submetida aos esforços decorrentes das fases de operação, nas condições normais e de tormenta.

No próximo item, serão feitas considerações sobre uma metodologia baseada em análises não-lineares de colapso, que devem ser feitas durante o projeto estrutural da jaqueta.

5.7 Considerações Sobre Novas Metodologias

5.7.1. Análise de "*Pushover*"

Os procedimentos usuais de projeto de estruturas *offshore* são orientados para os seus componentes individuais, mas devido à redundância estrutural, é possível esperar que mesmo com a falha de alguns componentes a estrutura redistribua internamente os esforços e suporte esta nova situação ainda de maneira segura. Portanto, espera-se que a segurança global da plataforma seja maior que a segurança individual dos seus membros.

Um dos principais indicadores para avaliar a segurança global de plataformas *offshore* pode ser definido através do excesso de deformação lateral. Na prática, este indicador é avaliado através de uma análise não-linear tipo "*Pushover*".

Nesta análise, um padrão de carregamento é gerado a partir dos dados ambientais com um determinado período de retorno. Este carregamento é incrementado passo a passo numa análise não-linear até que as ligações mais fracas e os modos de falha estrutural são encontrados e, por fim, a capacidade última da estrutura seja alcançada.

A análise de *pushover* é uma forma, no âmbito da engenharia estrutural, de avaliar a real resistência da estrutura, sendo uma ferramenta útil e eficaz para o desempenho de um projeto. Para isto, é necessário que o programa de análise possua uma formulação que represente o real comportamento dos membros estruturais e represente as não-linearidades causadas por instabilidade (flambagem) e escoamento da seção.

Assim, neste tipo de análise que leva a estrutura ao colapso, é importante que se leve em conta os efeitos não-lineares físicos (plastificação da seção) e geométricos (flambagem), ou uma combinação destes, empregando formulações como as apresentadas no capítulo 3.

Alguns estudos sobre colapso de plataformas fixas que serviram de embasamento teórico para elaboração desta dissertação podem ser encontrados nas referências [4], [5], [6] e [7].

5.7.2. Critérios Locais para a Determinação da Flambagem e Colapso de Membros

A teoria de Euler para flambagem elástica de barras foi desenvolvida para um pilar ideal, engastado na extremidade inferior e livre na superior, com eixo perfeitamente reto,

comprimido por uma carga axial atuando no centro de gravidade da seção transversal até a carga de flambagem ser atingida.

O material do pilar é linearmente elástico e não existem tensões iniciais. Apesar de não se encontrarem barras perfeitas nas estruturas reais, esta teoria é importante como ponto de partida para o estudo do comportamento das barras com curvatura inicial ou imperfeições geométricas, como as encontradas nas práticas de engenharia.

Nas barras tracionadas, a curvatura inicial não tem influência sobre a capacidade de carga, porque a tração age diminuindo a curvatura. O contrário ocorre nas barras comprimidas, que tem a curvatura inicial ampliada, devido à compressão.

O colapso de um membro de uma estrutura sobre cargas axiais de tração, com material elasto-plástico perfeito, ocorre quando todos os pontos de uma seção transversal atingem a tensão de escoamento, ficando a barra sem capacidade de absorver novos incrementos de carga e passando a se deformar sob carga constante.

O colapso de uma barra comprimida pode ser analisado em função do índice de esbeltez (λ), dado por:

$$\lambda = \frac{kL}{r} \tag{5-38}$$

Sendo *K*L o comprimento efetivo ou comprimento de flambagem e r é o raio de giração da seção transversal.

Em barras com esbeltez elevada, o colapso se dá por flambagem elástica. Já nas barras sob compressão com índice de esbeltez baixo, o colapso é atingido após a plastificação da seção transversal, de forma semelhante a uma barra tracionada.

Nas estruturas reais, o colapso dos elementos estruturais pode ser alcançado tanto por plastificação da seção quanto por flambagem elástica; este processo é chamado de flambagem inelástica. A flambagem inelástica de uma barra comprimida é um fenômeno complexo, que em sua fase pós-crítica caracteriza-se pela ocorrência de grandes deslocamentos e pela formação de uma ou mais rótulas plásticas [5].

Para ilustrar as considerações sobre flambagem nas barras comprimidas, é mostrada a metodologia da API RP2A-LRFD [15], que propõe uma curva de flambagem que representa o comportamento das barras no regime inelástico e considera que o ponto limite entre o comportamento no regime elástico e inelástico será encontrado quando a tensão crítica for metade da tensão de escoamento do material, ou seja, F_{CR} =0,5 F_y.

Essas considerações são mostradas nas expressões (5-39) e (5-40) da tensão crítica de compressão F_{cr}:

$$F_{cr} = \left[1{,}0 - 0{,}25\lambda_c^{\,2}\right]F_y \quad \text{para} \quad \lambda_c \le \sqrt{2} \tag{5-39}$$

$$F_{cr} = \frac{1}{\lambda^2} F_y \quad \text{para} \quad \lambda_c \ge \sqrt{2} \tag{5-39}$$

Onde:

Fy - Tensão de escoamento do material

λ_c - Parâmetro de esbeltez dado por:

$$\lambda_c = \frac{KL}{r}\sqrt{\frac{Fy}{\pi^2 E}} \tag{5-40}$$

5.7.3. Critério Global para Determinação do Colapso

Os procedimentos descritos no item anterior dizem respeito às estimativas locais para determinar a carga de colapso de um determinado membro da estrutura. Para determinar a seqüência de colapso de membros individuais e a carga de colapso global da estrutura, podem ser feitas análises não-lineares de colapso ou *"pushover"*.

Para a correta representação do comportamento dos membros que compõem uma estrutura reticulada em uma análise não-linear de colapso, não é suficiente adotar a prática usual na análise linear, com malhas de elementos finitos relativamente menos refinadas. É necessário um maior refinamento da malha, de modo que vários elementos de pórtico representem um membro estrutural, como uma perna (*chord*) ou diagonal (*brace*) de uma jaqueta.

Assim, um sistema computacional para a análise não-linear de colapso baseado no método dos elementos finitos deve dispor de algum tipo de critério para efetuar tal refinamento. Um critério sugerido por [18] e depois por [4], consiste na utilização de um determinado índice de esbeltez que determina se um elemento de uma determinada região é muito esbelto, esbelto ou não esbelto. Este critério está sendo implementado em paralelo a este trabalho, numa outra dissertação de mestrado.

Quanto à determinação do valor da carga de colapso, tem sido empregado em diversos trabalhos um procedimento pelo qual o mecanismo de colapso estrutural é

associado à não convergência da solução do problema não-linear próximo a um ponto limite, conforme descrito no item 4.3 desta dissertação.

No entanto, a carga de colapso encontrada na solução pode ser muito diferente da carga real de colapso da estrutura. Motivos como estes justificam a implementação das chamadas “técnicas de continuação” para determinação de pontos da trajetória não-linear de equilíbrio após um ponto limite, como a técnica do Comprimento do Arco Constante (*Arc-length*) mostrado no item 4.3.1 e na referência [4].

5.7.4. Metodologia Baseada em Análises de Colapso

Uma proposta relacionada a metodologias de projeto de jaquetas seria, com base em análises globais, substituir verificações locais (como as descritas no item 5.6.2 que descreve as tensões admissíveis à compressão através de resultados de análises globais lineares) pela execução de análises não-lineares globais de colapso. Em resumo, substituir as verificações através das expressões da norma pela observação dos resultados de uma análise não-linear de colapso.

Por exemplo, substituir uma estimativa da carga nominal (resistência do membro) dada pelo procedimento da norma baseada no fator k (coeficiente de flambagem), por valores de colapso dos membros obtidos em uma análise global.

Na presente dissertação, os recursos de análises globais de colapso, empregando as formulações e procedimentos de solução descritos nos capítulos anteriores, foram parcialmente utilizados para ilustrar a aplicação de uma metodologia como a descrita acima. No entanto, o seu uso efetivo dependeria da implementação de recursos mais sofisticados de pós-processamento e interpretação dos modos e valores de carga de colapso dos membros, o que não está no escopo desta dissertação. Fica, portanto, indicada a execução de tais implementações como trabalhos futuros.

Em síntese, pretende-se em médio prazo tornar mais sofisticada a ferramenta de análise estrutural, de modo a reduzir a tarefa das verificações de dimensionamento.

No próximo capítulo, serão apresentados exemplos ilustrativos de análises de colapso realizadas no SITUA/PROSIM, usando as técnicas de análise não-linear já implementadas nesta ferramenta, primeiro para uma jaqueta plana já estudada em diversas publicações, por exemplo, em [4] e [5]; e depois para uma jaqueta hipotética, baseada numa estrutura real projetada recentemente.

Capítulo 6 - Aplicações

6.1 Introdução

Os exemplos apresentados neste capítulo foram selecionados para ilustrar a aplicação de estratégias computacionais implementadas na ferramenta SITUA/ PROSIM na análise não-linear de colapso e na determinação do comportamento global da estrutura submetida ao peso próprio e aos carregamentos externos.

Nessas análises, utilizou-se a formulação de elemento de pórtico tridimensional e a técnica do comprimento do arco constante como técnica de continuação para obtenção da solução não-linear.

São apresentados dois exemplos. O primeiro é uma jaqueta plana utilizada como "*benchmark*" para determinar o comportamento não-linear e comprovar a eficiência das formulações não-lineares físicas e geométricas e das técnicas do controle do arco.

O segundo exemplo é uma jaqueta *offshore* hipotética, para a qual foi uma realizada uma análise não-linear de colapso, considerando-se não-lineares físicas e geométricas, com a finalidade de obter o valor do parâmetro da carga de colapso e visualizar o comportamento da trajetória de equilíbrio.

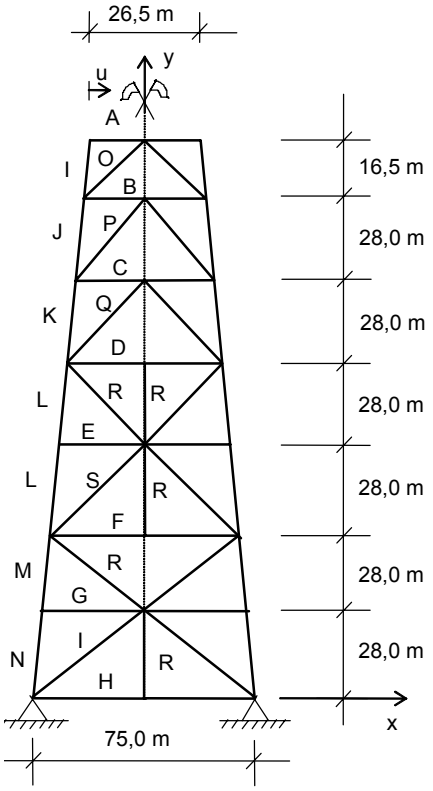
6.2 Jaqueta Plana

O pórtico plano (jaqueta plana) apresentado neste item vem sendo tradicionalmente empregado como “benchmark” de programas de análise não-linear em diversas publicações, como em [6] e [7], posteriormente em [4] e [5]. O modelo estrutural desta jaqueta plana tem propriedades e dimensões semelhantes a uma jaqueta real e é composto por seções tubulares.

Neste exemplo, procura-se mostrar o uso da ferramenta computacional SITUA/PROSIM e as estratégias de solução através da técnica do comprimento do arco constante (*arc length*) na análise não-linear de colapso. Esta análise serviu como exemplo para familiarização com o programa e para aplicação nas análises do próximo exemplo.

As análises do presente trabalho foram feitas sem consideração de imperfeições iniciais, por não ser escopo deste estudo.

As dimensões e propriedades dos membros são mostradas na Figura 6.1 a seguir:



Membro	D(mm)	t(mm)
A	667	16
B	935	35
C	1040	40
D	930	30
E	916	16
F	928	28
G	920	20
H	1020	20
I	1328	28
J	2050	50
K	2055	55
L	3045	45
M	6050	50
N	6045	45
O	666	16
P	1335	35
Q	1325	25
R	1320	20
S	1330	30

$E = 21000000\ tf/m^2$

$F_y = 35678\ tf/m^2$

Figura 6.1 - Características da jaqueta plana

6.2.1. Cargas Aplicadas e Parâmetros da Análise

A análise não linear até o colapso foi realizada aplicando-se no primeiro incremento da análise cargas verticais, atuantes na direção y (global), nos nós do topo da estrutura, somando 5000 tf.

As cargas horizontais, que atuam na direção x (global) e equivalem a um carregamento ambiental total de 4663 tf, foram aplicadas a partir do segundo incremento de carga, quando a estrutura já tinha sofrido a ação das cargas verticais no primeiro incremento.

A distribuição dessas cargas atuantes na estrutura é mostrada na.Figura 6.2.

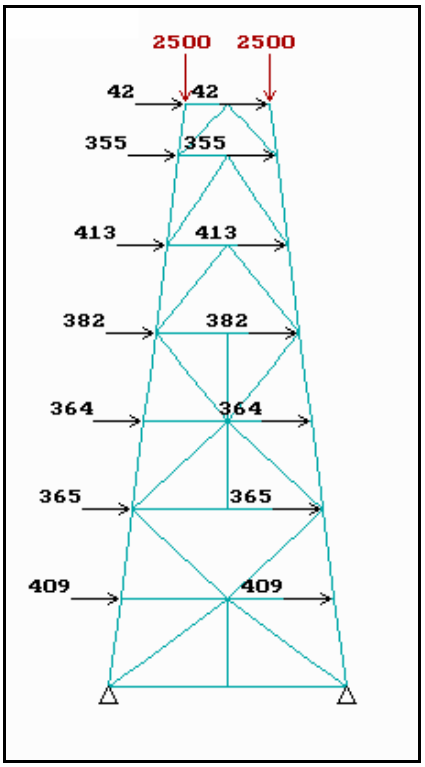


Figura 6.2 - Ações externas e numeração dos nós

No modelo estrutural da jaqueta plana, foi utilizada uma malha refinada em 684 elementos e 661 nós, limitando o comprimento dos membros em 2 metros.

Os parâmetros da análise não-linear utilizados na análise, considerando o controle do arco (*arc length*), são mostrados na Figura 6.3 a seguir:

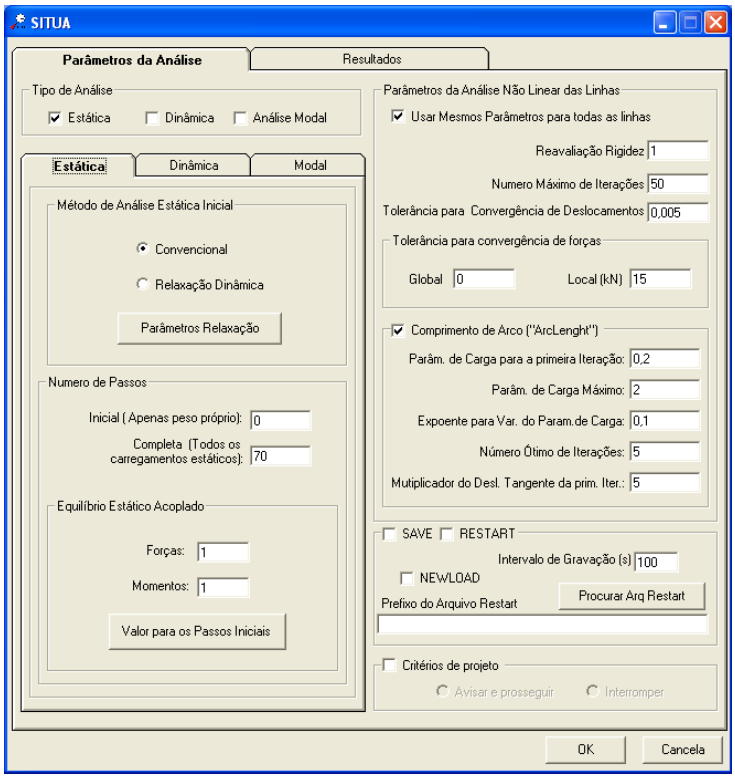


Figura 6.3 - Parâmetros da Análise

6.2.2. Resultados Obtidos

Os nós monitorados durante a análise de colapso estrutural da jaqueta plana são nós 1, 3, 4, 10, 16 e 19, mostrados na Figura 6.4.

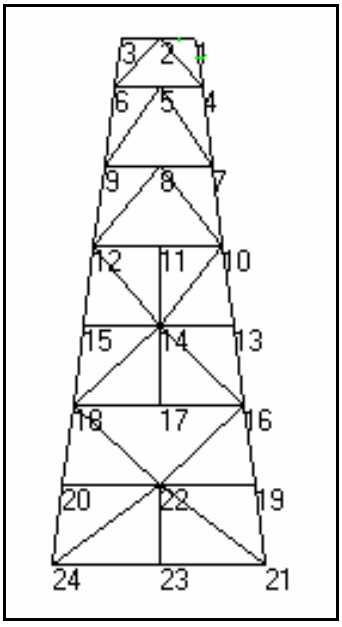


Figura 6.4 - Numeração dos nós do modelo estrutural

As trajetórias de equilíbrio obtidas na análise, para os vários nós laterais do modelo, são mostradas na (Figura 6.5) através da curva parâmetro de carga versus deslocamento horizontal.

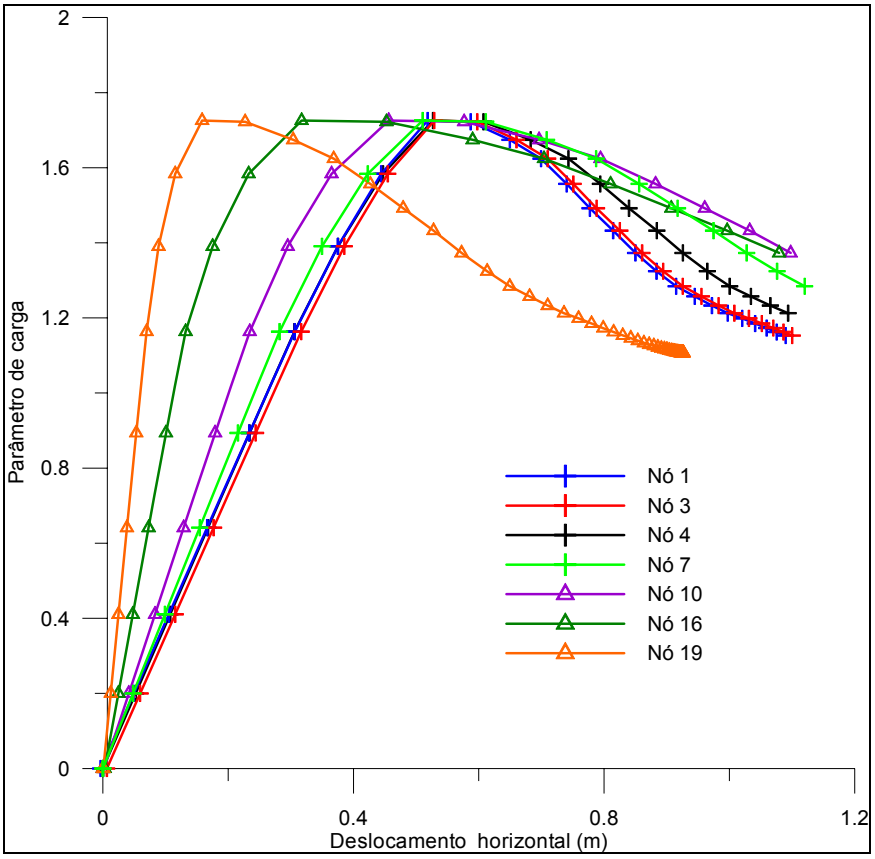
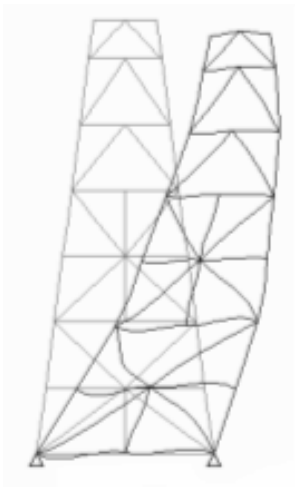


Figura 6.5 - Curva parâmetro de carga x deslocamento horizontal (u)

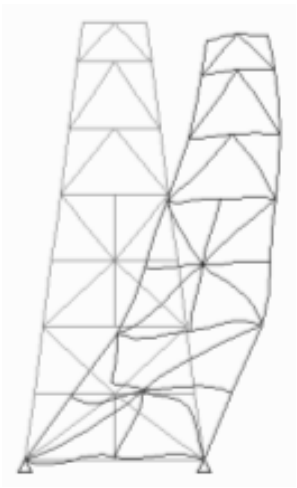
O valor do parâmetro da carga horizontal que leva a estrutura ao colapso, obtido na análise no PROSIM corresponde a 1,7258. Este resultado é o mais importante para comparação com os resultados dos estudos feitos anteriormente por [4] e [5]. Este valor está muito próximo do valor (1,7197) encontrado por [5], com a malha mais refinada e utilizando o programa CALEB [18]. O valor encontrado neste exemplo também está próximo do parâmetro de carga (1,7175) encontrado por [4].

Os nós 1, 3 e 4, que estão no topo da estrutura, são os que sofreram maiores deslocamentos, e partindo do mesmo raciocínio, o nó 19 sofreu um deslocamento menor por estar mais próximo da base da estrutura.

Para ilustrar a configuração deformada obtida da análise não-linear até o colapso, estão apresentadas a deformada obtida no SITUA/PROSIM, no nível de carga dos incrementos 9 e 10 (Figura 6.6). Nos resultados é possível perceber a flambagem dos *braces* inferiores da estrutura. Para melhor visualização e apresentação dos resultados, os deslocamentos foram aumentados por um fator de escala de 80 vezes.



Incremento 9



Incremento 10

Figura 6.6 - Configuração original e deformada correspondente aos incrementos 9 e 10

A formação da primeira rótula plástica, bem como a distribuição de plasticidade, não foram apresentadas. Seria necessário que a ferramenta tivesse disponibilidade de apresentação destes resultados, através recursos mais avançados de pós-processamento, ficando esta sugestão para desenvolvimentos futuros na ferramenta SITUA/PROSIM.

6.3 Plataforma Fixa *Offshore*

Nesta aplicação, é realizada uma analise estrutural considerando não-linearidades geométricas e físicas para obtenção do parâmetro de carga de colapso e verificar os resultados obtidos através da utilização do PROSIM como ferramenta de análise e determinação da carga última de colapso.

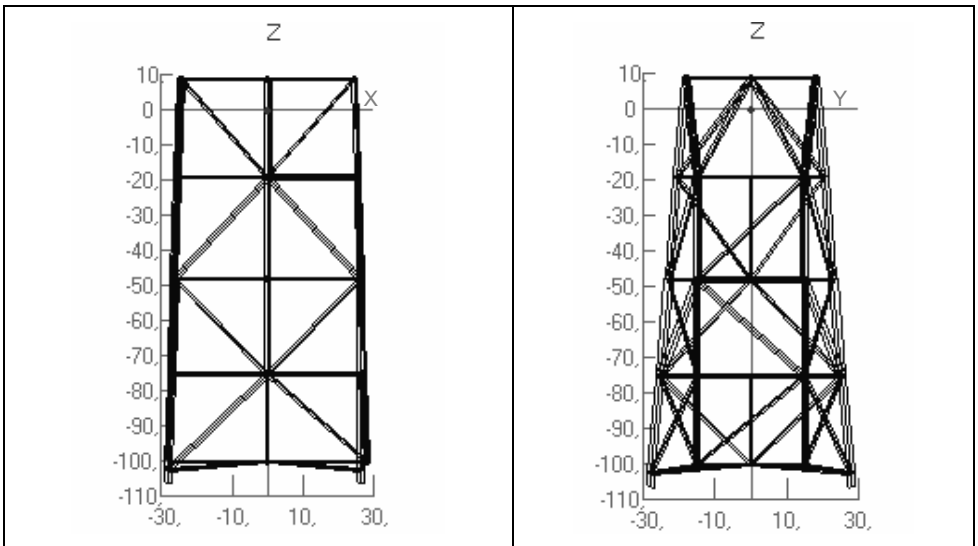
As características da jaqueta, as considerações e simplificações adotadas neste exemplo são apresentadas a seguir.

6.3.1. Características da Jaqueta

A jaqueta da plataforma fixa deste exemplo é semelhante a uma jaqueta instalada na Bacia de Campos, no estado do Rio de Janeiro, numa lâmina d'água de 106 metros.

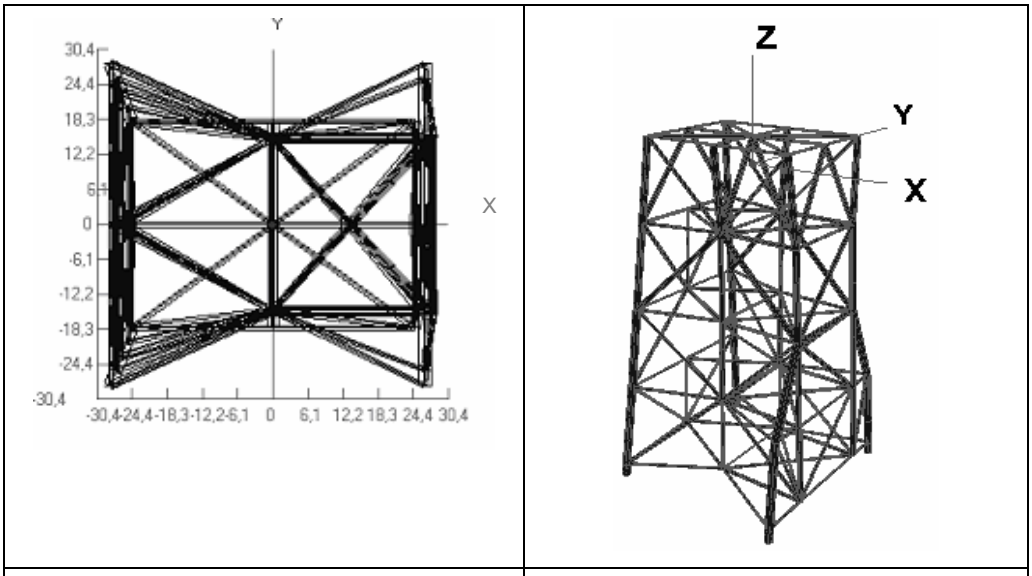
O modelo estrutural gerado no SITUA, com origem do sistema global fixada no nível d'água, com as dimensões mostradas em metros e orientação dos eixos globais, pode ser visto em Figura 6.7 e Figura 6.8.

A jaqueta possui aproximadamente 117 metros de altura (direção *z*), indo do solo marinho na elevação (-) 106,3 m até o topo na elevação (+) 10 m. Possui 4 pernas e 5 mesas nas elevações (+) 9,0 m, (-) 19,0 m, (-) 48,0 m, (-) 75,0 m, (-) 102,4 m. Suas dimensões principais em planta são: no fundo: 56,00m (direção *x*) x 56,00m (direção *y*) e no topo: 49,00 m (direção *x*) x 36,00 (direção *y*), apresentado em Figura 6.7 e Figura 6.8.



Vista Lateral XZ	Vista Frontal YZ

Figura 6.7 - Vistas XZ e YZ do modelo estrutural da jaqueta



Vista Superior XY	Perspectiva

Figura 6.8 - Vista XY e Perspectiva do modelo estrutural da jaqueta

Os valores do módulo de elasticidade longitudinal (E), densidade do aço (ρ) e tensão de escoamento (F_y) são, respectivamente, E = 206.000 MPa; ρ = 77 KN/m3 e F_y = 345 MPa. Esta jaqueta pesa aproximadamente 5000 tf, considerando o peso estrutural modelado mais os condutores que se apóiam na estrutura, e os módulos pesam aproximadamente 20000 tf.

Algumas simplificações foram feitas na geração deste modelo estrutural:

- Os membros da estrutura com propriedades geométricas variáveis, tipo seções cônicas, foram modelados com um diâmetro externo equivalente à média dos diâmetros das extremidades do cone.
- Os "*offsets"* ou excentricidades das juntas da jaqueta não foram considerados no modelo estrutural.
- A base da jaqueta foi engastada no fundo.
- As cargas inerciais não foram consideradas nas análises, partindo da mesma premissa adotada por [4] e [5], de que essas cargas não trazem perda significativa no processo de colapso.

6.3.2. Refinamento da Malha

O refinamento da malha é extremamente importante para a correta representação do modelo estrutural, e é necessário que esta malha seja suficientemente refinada usando algum critério.

Neste exemplo, a malha utilizada foi refinada através de 1533 elementos de pórtico tridimensional e 1435 nós, com o comprimento máximo dos elementos limitado a 3 metros.

Uma discretização da malha, considerando a esbeltez da barra, será permitida a partir das implementações que estão sendo feitas no SITUA, realizadas em paralelo a este trabalho [57] e poderá ser aproveitada em trabalhos futuros.

6.3.3. Cargas Aplicadas

As cargas ambientais utilizadas nas análises foram geradas através do banco de dados meteoceanográficos do SITUA/PROSIM, baseado na especificação técnica elaborada pelo CENPES, denominada ET-3010.00-100-941-PPC-001 [37], com algumas adaptações no perfil de corrente.

6.3.3.1. Cargas Ambientais: Onda e Corrente

Para gerar o carregamento ambiental devido às ondas, foi selecionada uma onda regular, com altura H_{max} = 13,22 m e período T_{max} = 14,37 s, vindo do Sul (direção y), com perído de retorno de 100 anos.

Os dados de corrente foram baseados nos parâmetros adotados para a região "Shalow North" (SN), indo para N (direção y), com período de retorno de 100 anos, apresentados na Tabela 6.1:

Profundidade (m)	Velocidade (m/s)
Superfície	2,06
20	1,90
80	1,80
95	1,70
100	1,65

Tabela 6.1 - Perfil de corrente

As cargas utilizadas para simular o carregamento de vento foram aplicadas no topo da jaqueta, nas direções x e y com um valor aproximado de 10% das cargas totais dos módulos, conforme as considerações recomendadas pela API.

Para os cálculos das forças de onda, e aplicação da formulação de Morison, os coeficientes hidrodinâmicos adotados são 1,05 para o coeficiente de arrasto (C_D) e 1,20 para o coeficiente de inércia (C_M).

As cargas ambientais são aumentadas gradualmente durante a análise até o colapso estrutural global.

6.3.3.2. Cargas Permanentes

As cargas atuantes na jaqueta, decorrentes dos módulos, foram consideradas como cargas concentradas, aplicadas nos nove nós do topo jaqueta em que estes módulos se apóiam, com o valor resultante de 20000 tf, considerando-se algumas incertezas referentes ao peso total.

As cargas aplicadas na análise devido ao peso próprio da jaqueta e as cargas representativas dos módulos são aplicadas de uma vez no primeiro incremento, mantidas constantes ao longo da análise.

6.3.3.3. Análise Não-Linear Geométrica e Física

Uma análise não-linear através de elementos de pórtico tridimensional foi realizada e os resultados mostram o comportamento estrutural até o colapso, através da curva que expressa o parâmetro de carga versus deslocamentos.

Para apresentação desta curva foram monitorados os deslocamentos horizontais de alguns dos nós da jaqueta, mostrados na Figura 6.9.

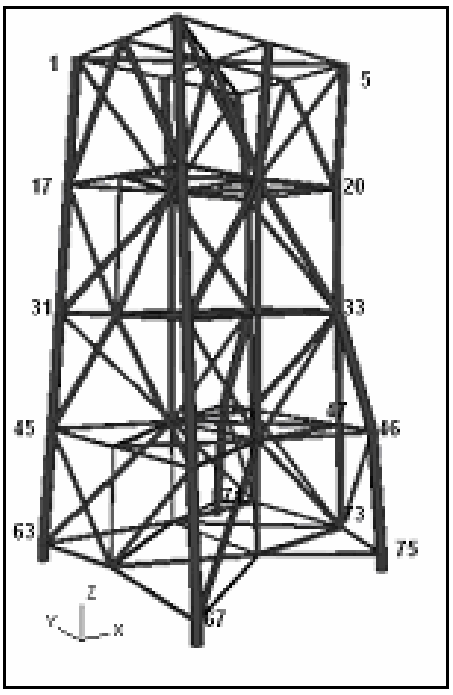


Figura 6.9 - Nós 1, 5, 17, 31, 46, 47, 52, 67, 73, 75 do modelo estrutural

Para apresentar a resposta da análise não-linear, realizada com a utilização das técnicas da ferramenta de análise PROSIM, são apresentadas as curvas da Figura 6.10, representando o comportamento da estrutura.

Desta análise, o valor alcançado para o parâmetro de carga máximo foi 9,804; encontrado no incremento 10. Observa-se que os nós 1 e 5 no do topo da jaqueta, apresentaram deslocamentos com valores próximos, já os nós 67, 73 e 75, da parte inferior das pernas (no nível da mesa 5) apresentaram deslocamentos menores, por se localizarem próximos dos apoios. Os nós 45 e 46 são os nós da quarta mesa.

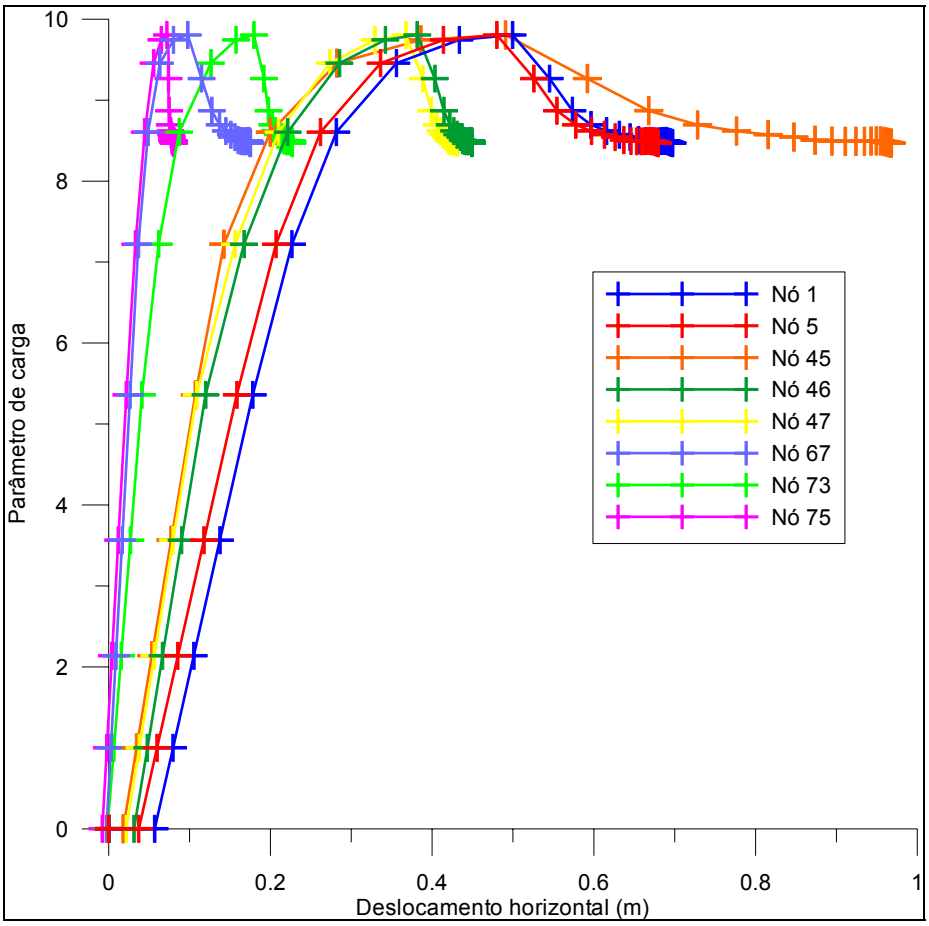


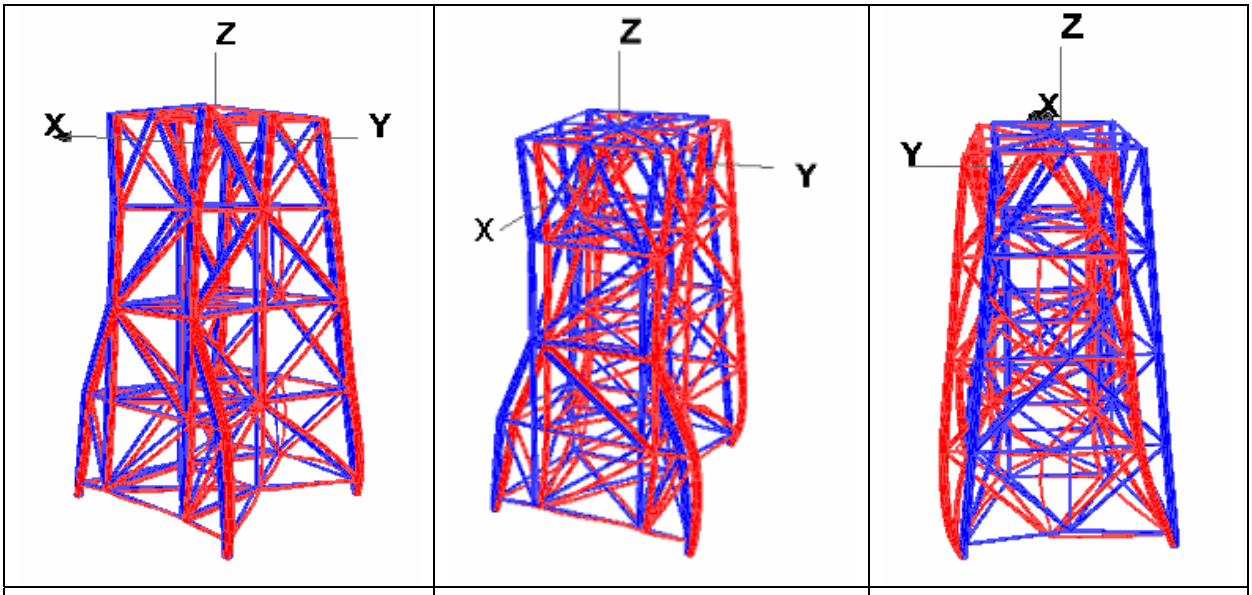
Figura 6.10 - Curvas de Respostas Parâmetros de Carga x Deslocamentos Horizontais

O colapso global de uma plataforma fixa pode ser atingido por colapso da estrutura da jaqueta ou por colapso das fundações ou ainda quando não há predominância de um destes há um colapso misto. Em estudos feitos anteriormente por [5], mostrou-se através de análises não-lineares de jaquetas com modelo de fundações que o solo tem participação importante numa análise de colapso.

Neste trabalho, essas considerações mostraram-se relevantes nos resultados encontrados, pois o valor do parâmetro de carga máximo na análise de colapso para as condições analisadas apresentou um valor elevado do parâmetro de carga máximo, comparando-se com parâmetros obtidos para outras estruturas de mesmo porte. Uma explicação plausível para tal valor elevado é a não consideração das fundações no modelo estrutural, desprezando-se a resistência do solo no colapso da plataforma. Uma outra conclusão é que o comportamento desta estrutura é fortemente influenciado pelas forças gravitacionais.

De um modo geral, as respostas foram muito boas, representando o comportamento da jaqueta estudada, apresentando trajetórias e pontos pós-críticos bem definidos, considerando o emprego das técnicas do comprimento do arco (arc length).

Para ilustrar, a seguir são apresentadas as deformadas da estrutura para os incrementos 8, 10 e 13, com fator multiplicador dos deslocamentos igual a 10, em diferentes vistas.



Incremento 8	Incremento 10	Incremento 13

Figura 6.11 - Deformada nos incrementos 10 e 13

Pode-se observar que no incremento 8 já se percebe a flambagem de alguns membros, seguido do incremento 10 e do incremento 13 numa outra posição para melhor visualização da estrutura deformada.

Capítulo 7 - Conclusões

7.1 Comentários Finais

Esta dissertação se baseou em diversos trabalhos desenvolvidos em análise não-linear de estruturas *offshore* para apresentar as ferramentas e formulações capazes de analisar o comportamento não-linear físico e geométrico de estruturas *offshore*, podendo citar neste contexto, os trabalhos desenvolvidos [5], [6], [7], [8], [41], [42] e depois por [4], que contribuiu com a implementação da abordagem da estratégia do controle do arco no PROSIM.

Com base nos resultados, mostrou-se que o sistema computacional usado é eficiente para o estudo do comportamento não-linear de estruturas reticuladas. Durante as análises feitas, observou-se que os valores dos parâmetros de análise devem ser bem dimensionados, para não comprometer a eficiência dos resultados.

Uma revisão da metodologia de análise e projeto das estruturas das plataformas tipo jaqueta usada na exploração de óleo e gás *offshore* foi apresentada, e, a partir daí, é possível apresentar uma proposta para a abordagem de uma metodologia de projeto aplicando os conceitos citados neste trabalho, baseada em análises globais, que podem substituir verificações locais por análises não-lineares globais de colapso (*pushover*).

Essa proposta, baseada em técnicas modernas de análise estrutural, substitui as verificações locais recomendadas nas normas pela real avaliação da estrutura, obtida através da observação dos resultados da análise não-linear de colapso. Para complementar essas propostas e comparar as verificações locais com as considerações globais, é necessário que o programa de análise estrutural disponibilize recursos mais sofisticados de pós-processamento e interpretação dos modos e valores de carga de colapso dos membros. Com isso seria possível substituir uma estimativa da carga nominal (resistência do membro) dada pelo procedimento da norma baseada no fator K (coeficiente de flambagem), por valores tomados a partir da observação do colapso dos membros obtidos em uma análise global.

7.2 Sugestões de Trabalhos Futuros

Como mencionado no item anterior, o uso efetivo dos recursos de análises globais de colapso empregando as formulações não-lineares, como subsidio para fornecer valores nominais de resistência de membros estruturais, dependeria da implementação de recursos mais sofisticados de pós-processamento e interpretação dos modos e valores de carga de colapso dos membros. Fica portanto indicada a execução de tais implementações como trabalhos futuros.

Para trabalhos futuros, dentro da linha de pesquisa de estruturas *offshore*, muitas outras áreas de pesquisa ainda podem ser explorados para dar continuidade às formulações não-lineares para análise de colapso.

A flambagem local das paredes dos membros tubulares não foi considerada no presente trabalho, e poderia ser uma abordagem para pesquisas futuras, considerando uma formulação precisa de elemento finito para modelar este comportamento.

Problemas na estrutura causados por ações externas, como por carregamentos acidentais, como mossas, ou por corrosão e trincas podem ser levados em conta em implementações para análises futuras.

Estratégias computacionais para análise de confiabilidade de estruturas *offshore* são importantes para extensão dos estudos da análise não-linear, objetivando aumento na precisão do modelo estrutural.

Finalmente, vale mencionar que este trabalho limitou-se a análise não-linear estática das estruturas *offshore*, podendo ser incluídas em trabalhos posteriores recursos de análise dinâmica.

REFERÊNCIAS

[1] API RP2A-WSD, *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms - Working Stress Design,* 21st ed. American Petroleum Institute, Washington, USA. December 2000.

[2] JACOB, B.P., Programa PROSIM: Simulação Numérica do Comportamento de Unidades Flutuantes Ancoradas, Versão 3.0 – Manual de Entrada de Dados, COPPE/UFRJ, Programa de Engenharia Civil, Rio de Janeiro, 2006.

[3] ODELL, C., *Floating, subsea production increase as fixed installations decline*. *Offshore* v.66, issue 11, nov. 2006. Disponível em:<http://www.offshore-mag.com/articles/article_display.cfm?ARTICLE_ID=278120&p=9> Acesso em: 10 maio 2007.

[4] RODRIGUES, P.F.N., *Ferramentas Numéricas para a Análise Não-Linear Física e Geométrica de Estruturas Reticuladas na Exploração de Petróleo Offshore*, Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2000.

[5] FREITAS, S.M.S., *Comportamento de Colapso de Plataformas Offshore*, Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1999.

[6] STEWART, G., EFTHYMIOU, M. and VUGTS, J.H., *Ultimate strength and Integrity Assessment of Fixed Offshore Platforms*, in: International Conference on the Behaviour of Offshore Structures (BOSS), Trondheim, Norway, p.1205-1221, 1988.

[7] MOAN, T., AMDAHL, J. GRANLI, T. and HELLAN,O., *Colapse Behaviour of Offshore Structural Systems*, in: Advances in Marine Structures-2, Edited by C.S. Smith and R.S. Dow, Admiralty Research Establishment, Dunfermline, Scotland, UK p.496-493, 1990

[8] NETO, J.B.O., COSTA, A.D., *A Petrobrás e a exploração de Petróleo Offshore no Brasil: um approach evolucionário*, Revista Brasileira de Economia, Fundação Getúlio Vargas, v. 61, n 1, p. 95-109, Rio de Janeiro, 2007.

[9] FURTADO, A.T., A *Trajetória Tecnológica da Petrobrás Na Produção Offshore*. Recitec, Recife, v. 2, n. 2, p. 76-107, 1998.

[10] IAOGP, International Association of Oil & Gas Producers, 2003, “Disposal of Disused Offshore Concrete Gravity Platforms in the OSPAR Maritime Area”, Report No. 338.

[11] LIMA, E.C.P., ELLWANGER, G.B. JACOB, B.P., Apostila do curso de Pós-Graduação Executiva em Petróleo “*TECNOLOGIAS DE EXPLOTAÇÃO DE PETRÓLEO*”, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil 2002.

[12] Oil on Line, Atlantic Communications, Disponível em: <http://www.oilonline.com/pdf/offshoredata_0807.pdf>, Acesso em: ago. 2007

[13] AISC-WSD, *Manual of Steel Construction - Allowable Stress Design Specification for Structural Steel Buildings*, 9th ed, American Institute of Steel Construction, Chicago, 1995.

[14] AISC-LRFD, *Manual of Steel Construction - Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*, 2nd ed, American Institute of Steel Construction, Chicago, 1995.

[15] API RP2A-LRFD, *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms - Load and Resistance Factor Design,* 1st ed. American Petroleum Institute, Washington, USA. July 1993.

[16] NORSOK N-004, NORSOK Standard, *Design of Steel Structures*, Rev.1, Norwegian Technology Standards Institution, Oslo, Norway, Dec.1998.

[17] NORSOK N-003, NORSOK Standard, *Actions and Action Effects Standard*, Rev.1, Norwegian Technology Standards Institution, Oslo, Norway, Feb.1999

[18] BENJAMIN, A.C, JACOB B.P. & EBECKEN N.F.F., *CALEB: a computer program for collapse analysis of offshore platforms and general framed structures*, in: Offshore Engineering, p.303-313, Edited by Carneiro, F.L.L.B.; Ferrante, A.J.; Batista, R.C. and Ebecken N.F.F., Computational Mechanics Publications, Sep. 1997.

[19] LIMA, B.S. L.P; JACOB, B.P.; EBECKEN, N.F.F. & BENJAMIN, A.C., *Portable FORTRAN Programming Tools in the Development of a Structural Analysis Program*, in Technical Note Computers & Structures v. 57, n. 6, p. 1109-1125, 1995.

[20] SAGRILO, L.V.S. & LIMA, E.C.P., NLPLAT - User´s and Theoretical Manual, Report to PETROBRAS Department of Production, 1994. (in Portuguese)

[21] BATHE, K.J. *Finite Element Procedures in Engineering Analysis*, New Jersey, 1996.

[22] BENJAMIN, A.C., *Análise do Comportamento Não-linear Físico e Geométrico de Cascas Enrijecidas*, Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1991.

[23] BENJAMIN, A.C., *Análise não-linear geométrica de pórticos tridimensionais pelo método dos elementos finitos*, Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1982.

[24] MOURELLE, M.M., *Análise Dinâmica de Sistemas Estruturais Constituídos por Linhas Marítimas*, Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1993.

[25] CRISFIELD, M.A., *Non-Linear Finite Element Analysis of Solids and Structures* - Vol. 1: Essentials, Chicester, John Wiley & Sons, Inc, 1991.

[26] JOAQUIM, M.C., *Procedimentos e Estratégias para Solução de Problemas Estáticos com Não-Linearidade Geométrica*, Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2000.

[27] DNV -OS-C101 - DNV Offshore Standard - *Structural Design of Offshore Units WSD Method*, April 2004.

[28] DNV -OS-C201 - DNV Offshore Standard - *Structural Design of Offshore Units LRFD* Method, April 2002.

[29] DNV -RP-C203 - *Fatigue Strength Analysis of Offshore Steel Structures*, October 2001.

[30] DNV - Classification Notes, No. 30.1, *Buckling Strength Analysis of Bars and Frames*, April 2004

[31] DNV-Classification Notes, No. 30.5, *Environmental Conditions and Environmental Loads*, March 2000.

[32] AWS -American Welding Society, Structural Welding Code ANSI/AWS D1.3, Engl. 1998.

[33] ISO 19900 - *Petroleum and natural gas industries* - General Requirements for Offshore Structures, 2002.

[34] ISO 13819-2 *Petroleum and natural gas industries* - Offshore structures - Part 2: Fixed steel structures, 1995.

[35] ET-3000.00-1300-140-PEB-001RevC – *Critérios para projeto de estruturas de unidades de produção*, 2003.

[36] N-2116 -Estruturas Oceânicas - *Elaboração e Apresentação de Projetos de Unidades Fixas* (Procedimento), 2006.

[37] Especificação Técnica, *Metocean Data* I-ET-3000.00-1000-941-PPC-001 RevA, Petrobras/Cenpes, 2003.

[38] Chakrabarti, S.K., *Hydrodynamics of Offshore Structures*, Computational Mechanics Publications, Springer-Verlag, 1987.

[39] SALMON and JONHSON, *Steel Structures - Design and Behavior*. Harper Collins, 4th edition, Dec 1995.

[40] WAEGTER, J., VISSING-JORGENSEN, C., THESBJERG, et al., *Pushover Analysis of Framed offshore Structures*, on Proceedings of the Offshore Mechanics and Arctic Engineering Conference (17th International Conference - OMAE), p.1-6, 1998.

[41] UEDA, Y., RASHED, S. M. H. & NAKASHO, K., "*New Efficient and Accurate Method of Nonlinear Analysis of Offshore Tubular Frames (The Idealized Structural Unit Method)*", Journal of Energy Resources Technology, Transactions of the ASME, v. 107, n. 2 (Jun), pp. 204-211, 1995.

[42] JACOB, B. P., *Notas de aula - Sistemas computacionais Baseados no método dos elementos finitos*, versão 2005

[43] JACOB, B.P. e EBECKEN, N.F.F., "*An Optimized Implementation of the Newmark/Newton-Raphson Algorithm for the Time Integration of Nonlinear Problems",* Communications in Numerical Methods in Engineering, vol. 10 pp. 983-992, John Wiley & Sons, UK/USA, 1994.

[44] MUELLER, S.C., FERRANTE, A.J., EBECKEN, N.F.F., LIMA, E.C.P., SPHAIER , S.H., ELLWANGER, G.B. and LANDAU, L., *The ADEP and INPLA systems for offshore engineering*: a progress report. In: Ofihore Engineering, v. 4 (Edited by F. L. L. B. Carneiro et al.), p. 555-563. Pentech, London, 1984.

[45] TAIER, R.A, GODEFROID, E.C. e BARBOSA, L., *Fadiga em plataformas offshore fixas com modelos em elementos finitos.* Rem: Rev. Esc. Minas, v.55, no.3, p.173-178, Set, 2002.

[46] GALGOUL, N.S.,"*A Parametric Study for the Design of Fixed Deepwater Platforms. Offshore Engineering"* – Offshore Engineering, v. 4, Pentech Press, London, 1984.

[47] HUGHES, T.J.R., *The Finite Element Method - Linear Static and Dynamic Finite Element Analysis*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ, USA, 1987.

[48] CRISFIELD, M.A., "*A Consistent Co-Rotational Formulation for Non-Linear, Three-Dimensional, Beam-Elements",* Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, v. 81, pp. 131-150, 1990.

[49] SILVA, R.P., ELLWANGER, G.B., MELLO, J.G.C., *A comparative study of offshore jacket design using WSD and LRFD formats, Offshore Engineering,* v.8, (Edited by F. L. L.B. Carneiro et al.), p. 218-226. Pentech, London, 1991.

[50] NETO, J.B.O., COSTA, A.D., *A Petrobrás e a exploração de Petróleo Offshore no Brasil: um approach evolucionário*, Revista Brasileira de Economia, Fundação Getúlio Vargas, v. 61, n 1, p. 95-109, Rio de Janeiro, 2007.

[51] SAGRILO, L.V.S. & LIMA, E.C.P., NLPLAT - User´s and Theoretical Manual, Report to PETROBRAS Department of Production, 1994.

[52] BENJAMIM, A.C. e EBECKEN N.F. Formulação de um elemento finito de pórtico elasto -plástico a partir da teoria de vigas, Revista Brasileira de Engenharia (RBE), Caderno de Engenharia Estrutural, v.3, n.2, p 29-57, 1985.

[53] BENJAMIM, A.C. e EBECKEN N.F. *Formulação de um elemento finito de pórtico elasto -plástico não-linear com matriz de rigidez determinada explicitamente*, Revista Brasileira de Engenharia (RBE), Caderno de Engenharia Estrutural, v.4, n.2, p 45-73, 1986.

[54] DEFILIPPO, F.B., *Geração automática de modelos de elementos finitos para análise de estruturas reticuladas na exploração de petróleo offshore*, Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2007(a ser apresentada).

[55] IAOGP, International Association of Oil & Gas Producers, 2003, “Disposal of Disused Offshore Concrete Gravity Platforms in the OSPAR Maritime Area”, Report No. 338.

[56] Histórico da atividade *offshore* no Brasil, http://www.clickmacae.com.br/?sec=109&pag=pagina&cod=99, Acesso em jul. 2007.