

## I - INTRODUÇÃO

### I.1- OBJETIVO

Este Projeto Final de Curso tem como objetivo comparar e indicar as diferenças das metodologias das normas de análise estrutural de Plataformas Fixas de aço, considerando as incertezas das cargas ambientais de onda, vento e corrente e as incertezas relacionadas às resistências.

Para tal serão analisados e comparados os resultados obtidos pela aplicação dos critérios de dimensionamento da API-RP2A (WSD) e da API-RP2A (LRFD), sobre alguns elementos de uma jaqueta de uma plataforma "offshore", permitindo avaliar o impacto das mudanças sobre o projeto da mesma.

Para muitas estruturas projetadas hoje em dia o uso de computadores faz-se necessário. Para uma jaqueta de uma plataforma fixa "offshore" não é diferente. Trata-se de uma estrutura composta por milhares de graus de liberdade, onde juntas e barras são solicitadas por dezenas de carregamentos, alguns dos quais bastante complexos, tais como carga de onda e corrente.

As barras e as juntas de uma jaqueta, além de solicitados por inúmeros carregamentos, devem ser dimensionados segundo vários critérios como tensões, instabilidade local e global, punção e fadiga. Logo, para o projeto completo de uma jaqueta faz-se necessário o uso de sistemas de análise de iteração SOLO-FLUIDO-ESTRUTURA tipo ADEP [6, 7, 8].

Neste trabalho daremos enfoque à análise dos esforços nas pernas ("chords") e diagonais ("braces") e ao punção das ligações PERNAS / DIAGONAIS.

## I.2- GENERALIDADES

Ao longo do tempo, o homem aprendeu que toda vez que são definidos padrões para certos procedimentos, ganha-se tempo e qualidade, uma vez que na definição destes padrões, opta-se pelo que há de melhor, baseado em ensaios, pesquisas e experiências anteriores. Visando estas padronizações, foram criadas as normas, cujos comitês são constituídos das maiores autoridades do meio científico, acadêmico e profissional.

Na área de projeto de estruturas não foi diferente. Visando uma padronização dos critérios de análise e dimensionamento, foram desenvolvidas normas ou recomendações. Assim em função do tipo de material, do carregamento a que estão sujeitas e a utilização que se propõe para a estrutura, não esquecendo a responsabilidade e os riscos que esta pode incorrer, terá sua normalização própria ou uma que melhor se enquadre às suas características.

Em 1889, o Texas nos EUA, lugar conhecido como "o berço do Petróleo no Mundo", foi o ponto inicial da extração petrolífera. A indústria "offshore" (em mar aberto, longe do litoral) de extração de petróleo teve início no final do século passado na costa da Califórnia com estruturas rústicas de madeira e lâminas d'água (distância do fundo onde se assenta à plataforma a superfície livre do mar) em torno de cinco metros. Só em 1947 foram construídas as duas primeiras plataformas metálicas, já com o conceito de Jaqueta, pela empresa Superior Oil Company. Esse conceito consistiu em fabricar em canteiro, 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 para estas 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 mais profundas.

Posteriormente 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, para profundidades de 400 e 500 metros.

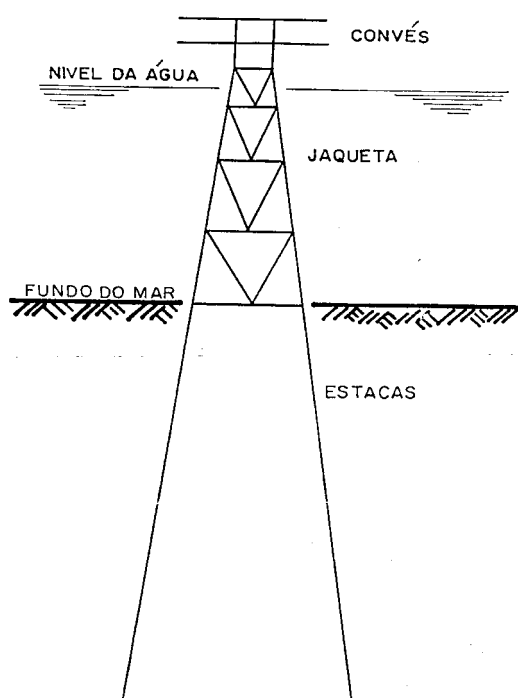


Figura I.1

Na década de 50, só se explorava a plataforma continental no golfo do México e a Califórnia; dez anos depois, a exploração já era realizada desde a Austrália até o Alaska.

No gráfico correspondente à Figura I.2 tem-se a evolução histórica da exploração de petróleo até o ano de 1980 por meio de plataformas fixas de petróleo.

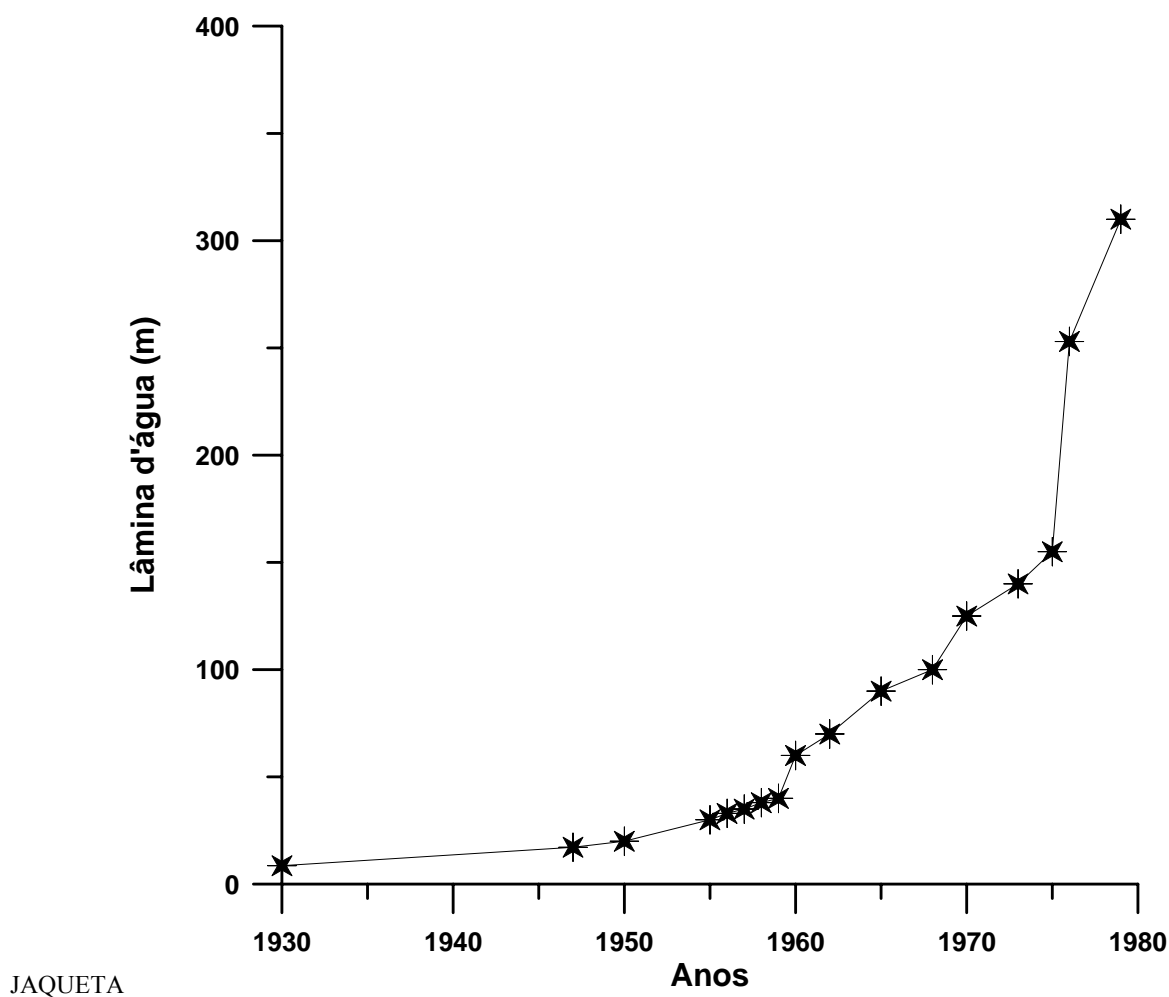


Figura I.2 - Desenvolvimento Histórico

Observa-se no gráfico que no período compreendido entre 1950 e 1980 (30 anos) a lâmina d'água passou os 300 m.

No Brasil, os trabalhos preliminares de levantamento geofísico surgiram em 1959.

Segundo publicações oficiais, programava-se para o início de 1968 a operação da primeira plataforma de perfuração auto-elevatória (ver exemplo na Figura I.3). Esta, a Petrobrás I, seria construída pelas empresas Mecânica Pesada e Estaleiros Mauá, porém, o programa exploratório foi antecipado com a contratação da plataforma Vinegaroom à empresa Zapata Overseas. Em 1962, a costa do Sergipe até o Rio de Janeiro serviu de base para as

primeiras perfurações (Alagoas, Sergipe e Espírito Santo). O primeiro poço brasileiro, o 1-ESS-1, foi realizado no litoral do Espírito Santo, o qual não teve sucesso.

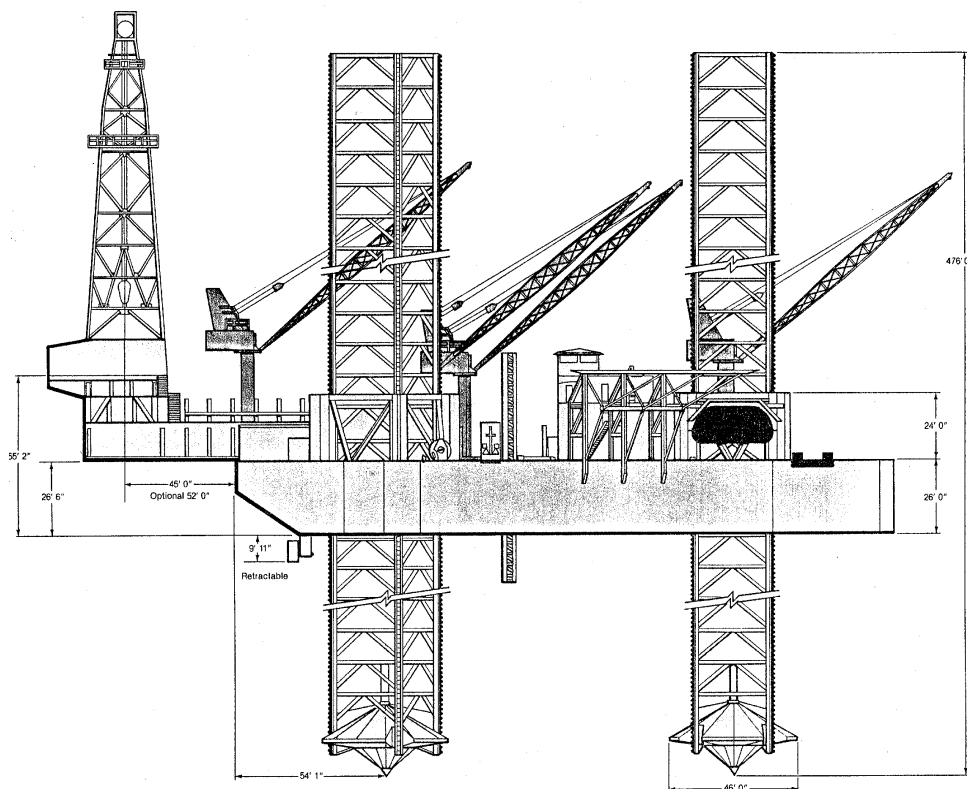


Figura I.3 – Plataforma Auto-Elevatória (Perfuração de Poços)

O segundo poço, este em Sergipe, o 1-SES-1, foi desativado por dificuldades mecânicas. Em 1968, iniciou-se a perfuração do 1-SES-1A, que ao atingir 1320 metros de profundidade, apresentou petróleo jorrando um volume estimado de 100 barris por hora. Esse foi o poço pioneiro, dando início à produção no mar e que veio a constituir o complexo de Guaricema, instalado em Sergipe e que até hoje continua funcionando como estação de extração de petróleo. Em 1996, no Brasil, existiam setenta e oito plataformas fixas metálicas atingindo até 170 metros de profundidade (distância do fundo do mar a superfície livre do mar) na Bacia de Campos.

### I.3 - CONCEPÇÕES ESTRUTURAIS PARA EXPLOTAÇÃO DE PETRÓLEO EM ÁGUAS RASAS E INTERMEDIÁRIAS (PLATAFORMAS FIXAS DE AÇO E CONCRETO E PLATAFORMAS FLUTUANTES)

Até uma lâmina d'água de 30 metros a instalação de uma plataforma fixa de petróleo segue basicamente, com o auxílio 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 barça de lançamento, permitindo assim, a evolução para lâminas d'água mais profundas, denominadas de águas intermediárias. Com o avanço tecnológico, o número de estacas por perna da jaqueta evoluiu de uma, cravada pelo seu interior, para um grupo ligado diretamente à perna ou à jaqueta através de estruturas aporcadas na parte inferior da mesma (Figura I.4). Verificou-se que o limite técnico/econômico para este tipo de plataforma foi de aproximadamente 500 metros. No Brasil, esta concepção atingiu a profundidade de 170 metros. Na Figura I.5 tem-se o conjunto das sete plataformas fixas mais profundas operando na bacia de Campos.

Na Figura I.6 apresenta-se além das plataformas fixas de aço e concreto, outras concepções estruturais que viabilizam a exploração econômica do petróleo em águas intermediárias, profundas e ultraprofundas:

- (a) Plataformas fixas de aço (também conhecidas como “jaquetas”);
- (b) Plataformas fixas de concreto (Mar do Norte);
- (c) Plataformas flutuantes semi-submersíveis;
- (d) Navios ancorados (FPSO);
- (e) Plataformas de pernas atirantadas (TLP);

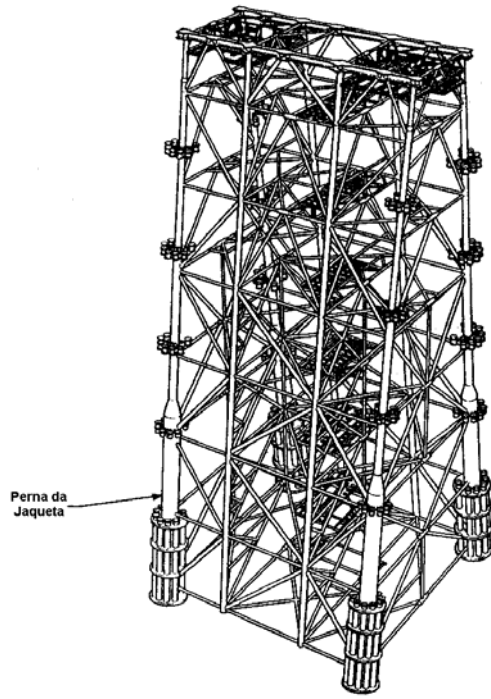


FIGURA I.4

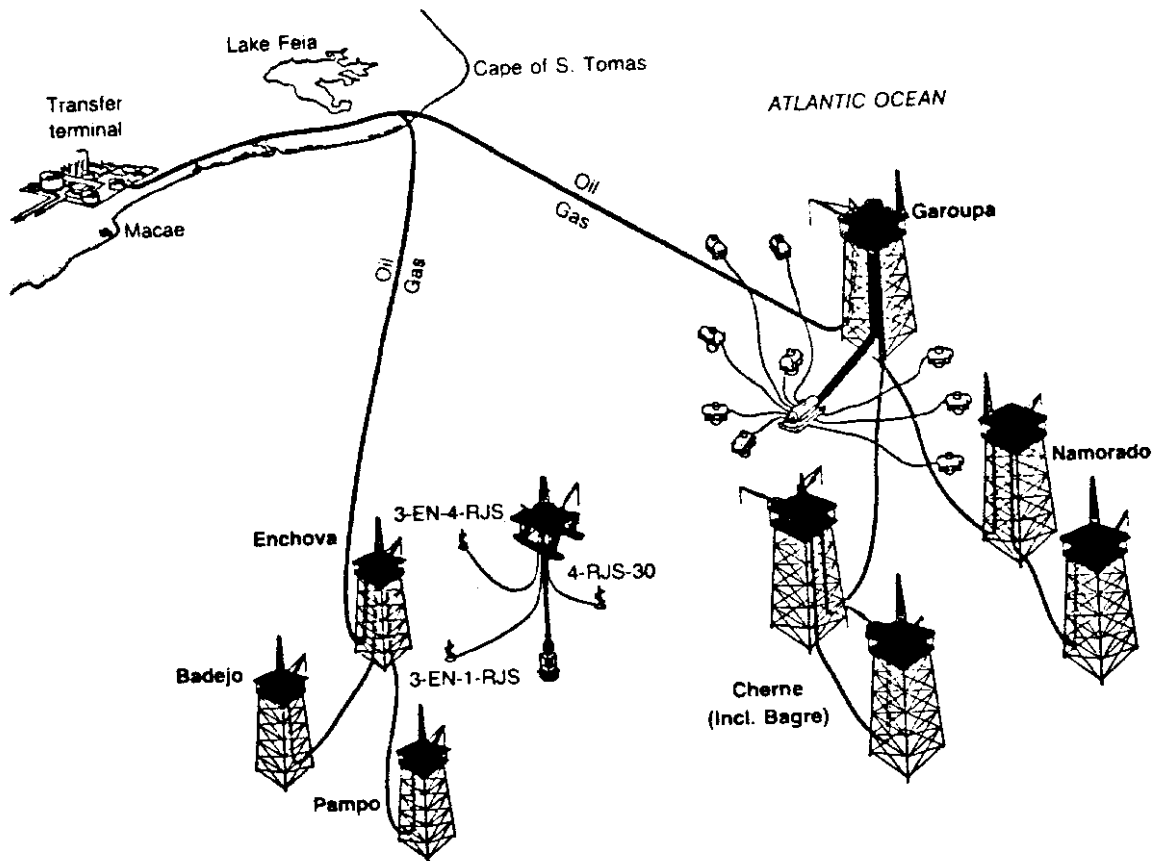


FIGURA I.5

É importante ressaltar que a plataforma fixa mais profunda instalada na costa brasileira é a de Namorado II (mais à direita da Figura I.5).

As principais características da plataforma Namorado II são:

- lâmina d'água = 172 metros
- ano de instalação = 1982
- produção média diária = 35.000 bpd

Atualmente, as principais plataformas fixas na Bacia de Campos são:

Enchova I;

Garoupa;

Namorado I e Namorado II;

Pampo I;

Cherne I e Chernie II;

Pampo IA e Pampo IB;

Carapeba I, Carapeba II e Carapeba III;

Vermelho I, Vermelho II e Vermelho III;

É importante ressaltar que as plataformas fixas mais profundas operando no Golfo do México são as de Cognac instalada em 1978 a 309 m e a Bullwinkle instalada em 1980 a 412 m.

No Brasil foram instaladas somente três plataformas de concreto (Ubarana I,II e III no Rio Grande do Norte) em águas rasas (15 metros) , sendo que as maiores plataformas fixas de concreto foram instaladas no Mar do Norte.



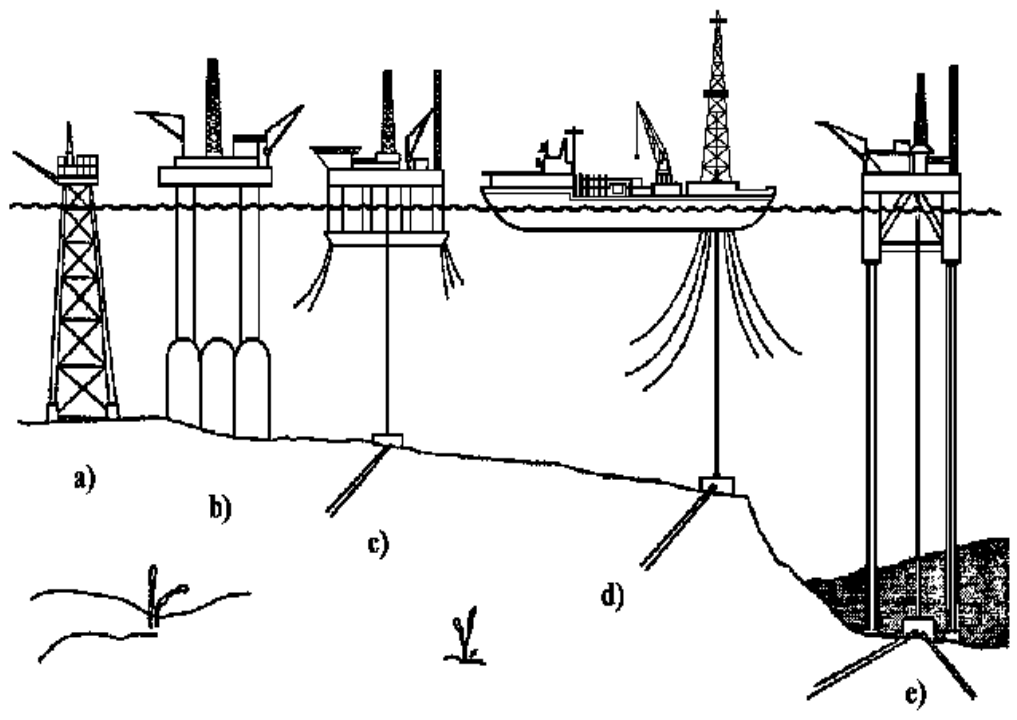


Figura I.6 - Plataformas fixas (aço e concreto) e Plataformas flutuantes

## II – PLATAFORMAS FIXAS DE AÇO

Conforme descrito no capítulo I, as plataformas fixas de aço são utilizadas para a exploração de petróleo em águas rasas e intermediárias. Recomendações de análise e projeto são fornecidos pela API-RP-2A [1].

Nos fluxogramas das Figuras II.1 e II.2 tem-se uma visão geral das etapas de projeto, construção e instalação de uma plataforma fixa de petróleo.

### II.1 - Descrição das Etapas de Instalação

Conforme pode ser visto nos dois fluxogramas apresentados, uma das grandes diferenças entre uma estrutura offshore e uma estrutura onshore está no fato de que a construção da primeira é realizada no mar (dificuldade implícita), num local completamente diferente (normalmente mais do que um) do local de instalação escolhido para a exploração do petróleo. Uma plataforma marítima tipo jaqueta envolve basicamente as seguintes etapas: construção, embarque, transporte e instalação.

A listagem dos nós críticos faz-se fundamental para inspeções futuras

Na Figura II.3 tem-se uma visão do conjunto da instalação de uma plataforma fixa de petróleo em águas intermediárias.

Nas Figuras II.4.a, II.4.b tem-se representada a fase de lançamento, na Figura II.4.c fase de verticalização e na Figura II.5 a fase intermediária de flutuação.

PROJETO DE PLATAFORMAS FIXAS DE PETRÓLEO

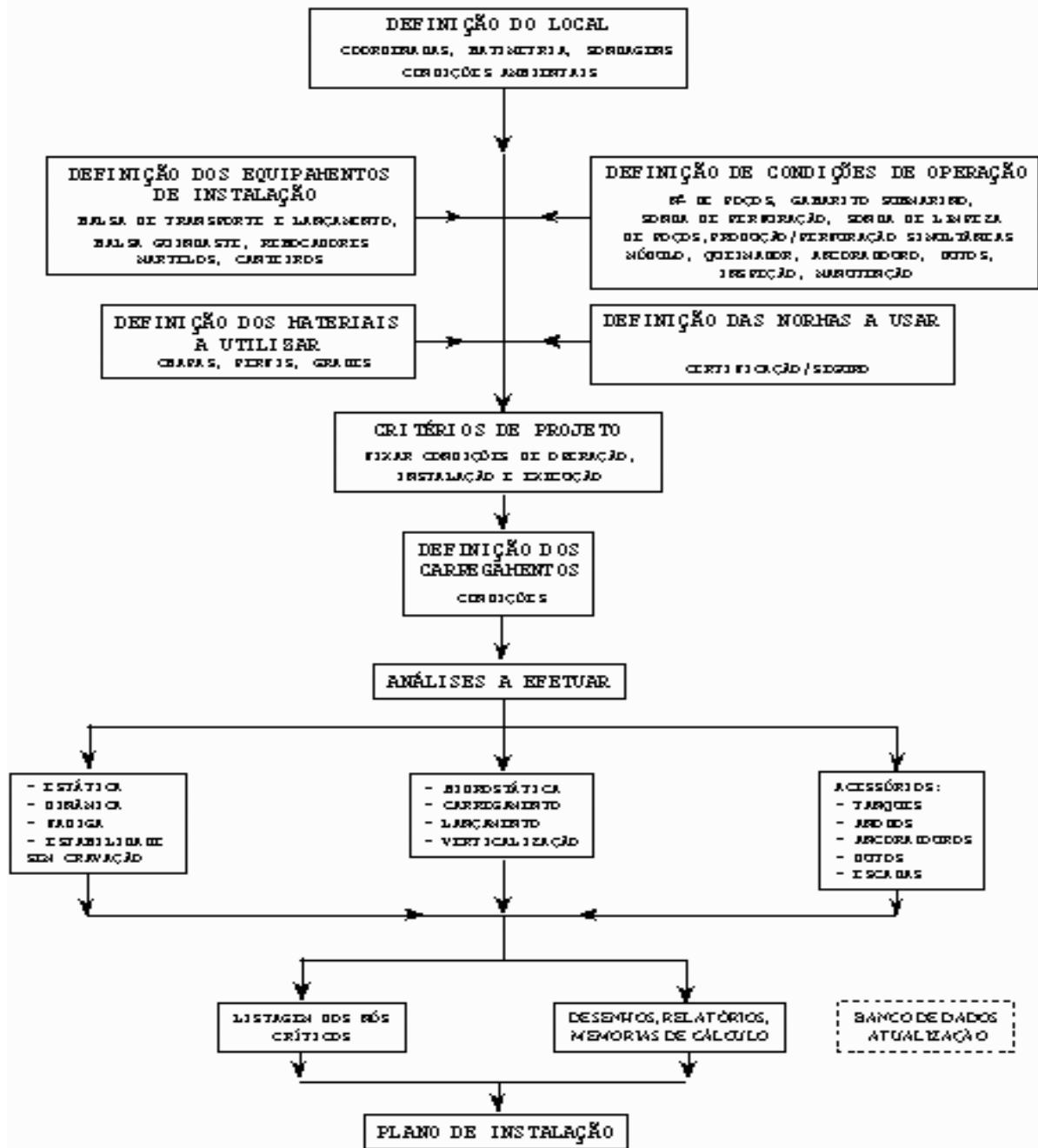


Figura II.1

CONSTRUÇÃO E INSTALAÇÃO DE PLATAFORMAS FIXAS  
PARA ÁGUAS INTERMEDIÁRIAS

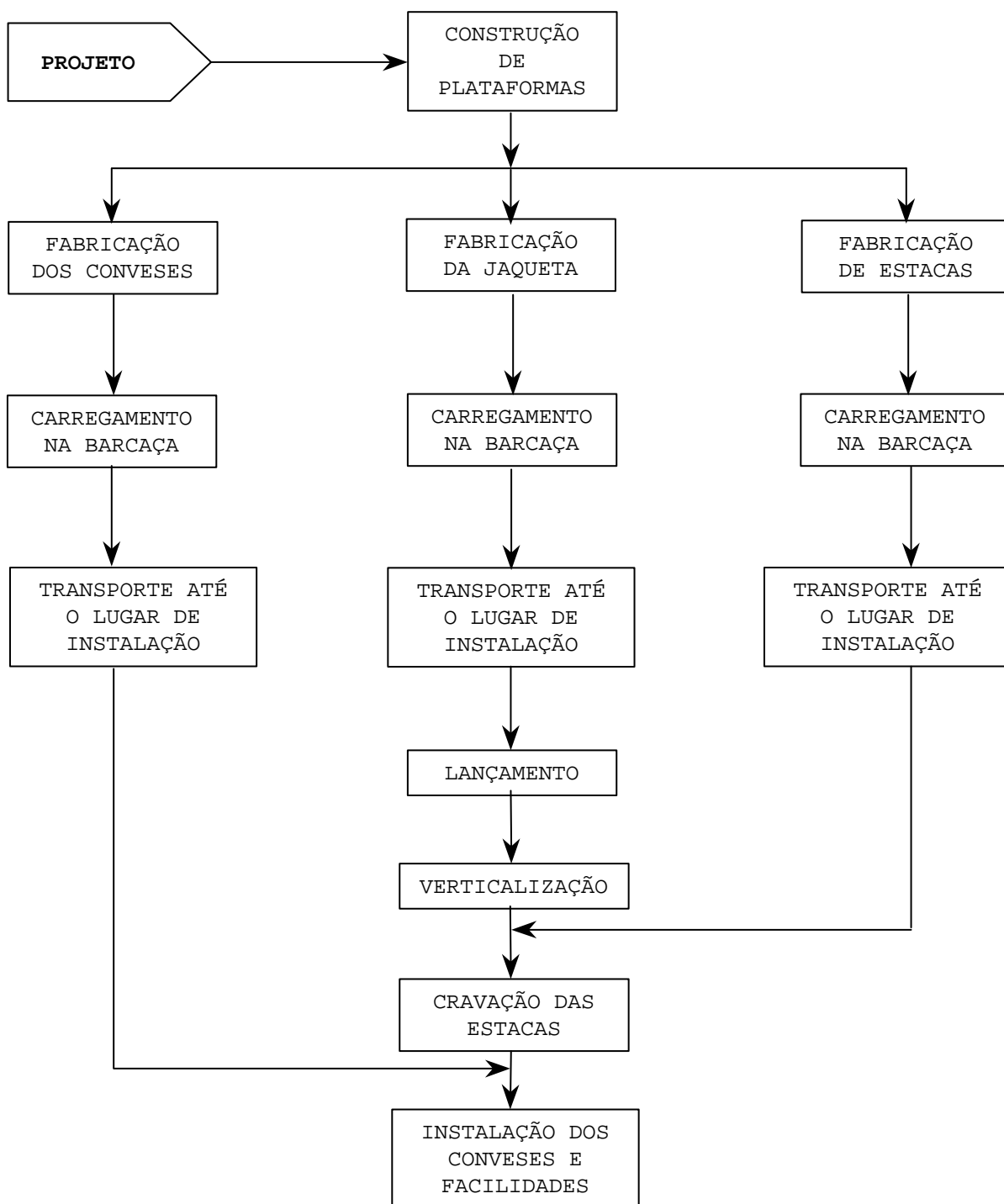


Figura II.2

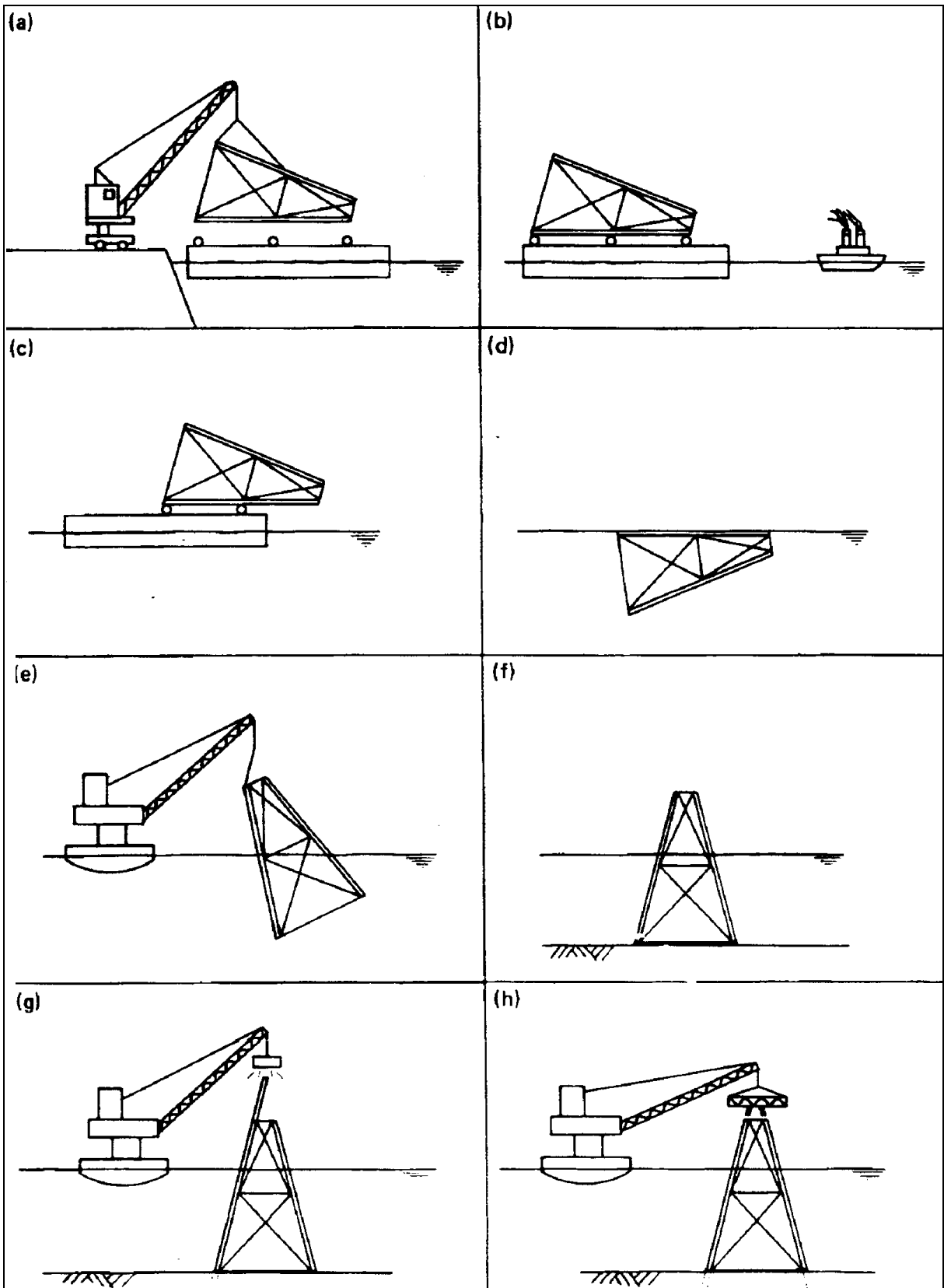


Figura II.3 Procedimento de Instalação

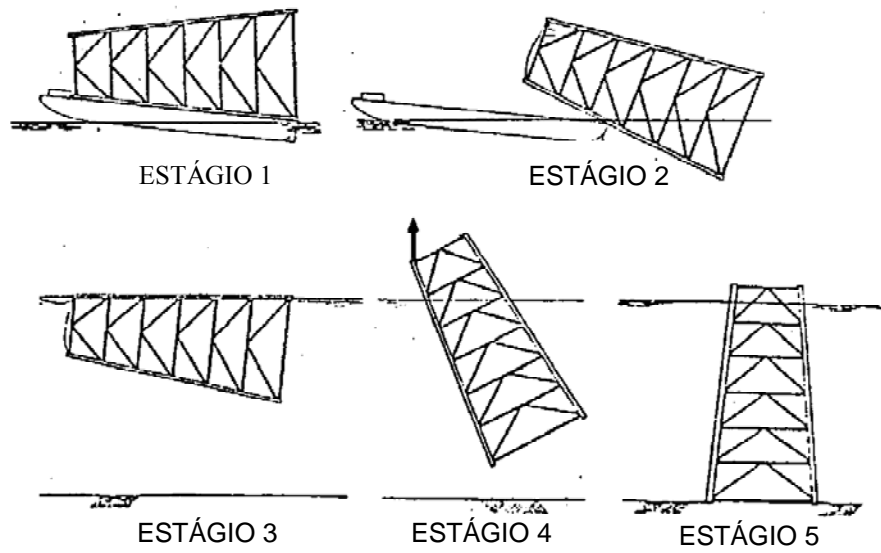


Figura II.4.a – Início do Lançamento (Estágio 1 e 2)

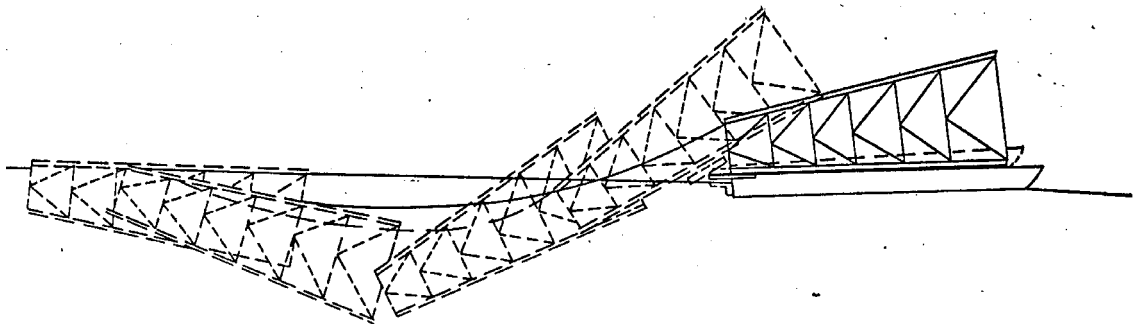


Figura II.4.b – Lançamento (Trajetória)

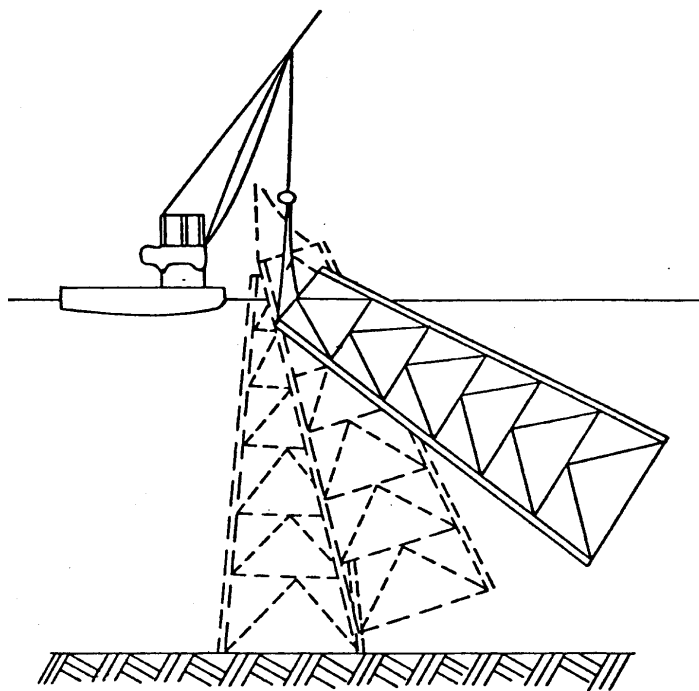
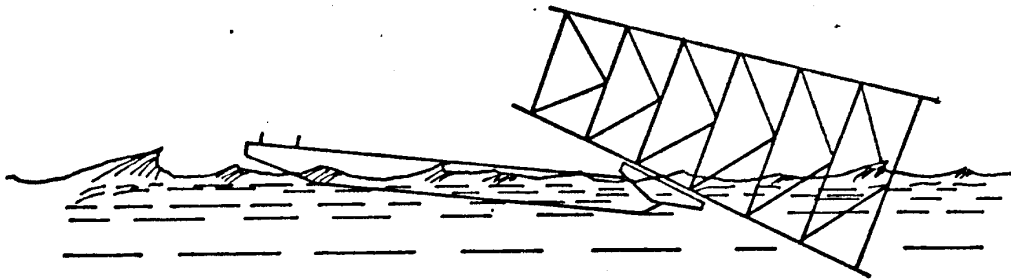
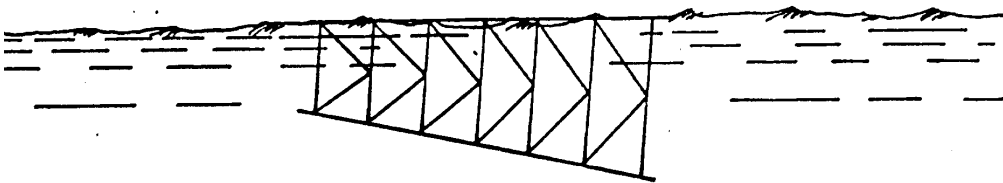


Figura II.4.c- Verticalização

LANÇAMENTO



FLUTUAÇÃO APÓS LANÇAMENTO



VERTICALIZAÇÃO

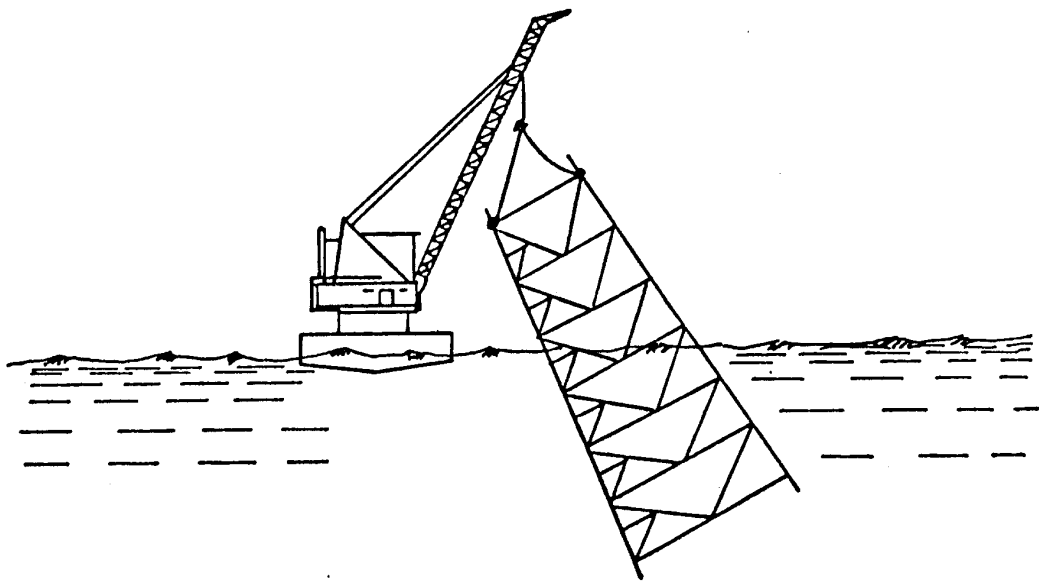


Figura II.5 - Fase intermediária entre lançamento e verticalização

## II.2 - Interação Solo-Fluido-Estrutura de Plataformas Fixas de Aço

Na Figura I.1 são apresentados os principais componentes estruturais de uma plataforma fixa de aço (conveses, jaqueta e estacas) e na Figura II.6 são apresentadas as principais ações ambientais (vento, onda e corrente) sobre a estrutura. Os esforços nos diversos elementos estruturais e juntas são determinados de uma forma a considerar o comportamento conjunto dos componentes estruturais incluindo a interação das ações ambientais e as respectivas reações do solo sobre a estrutura.

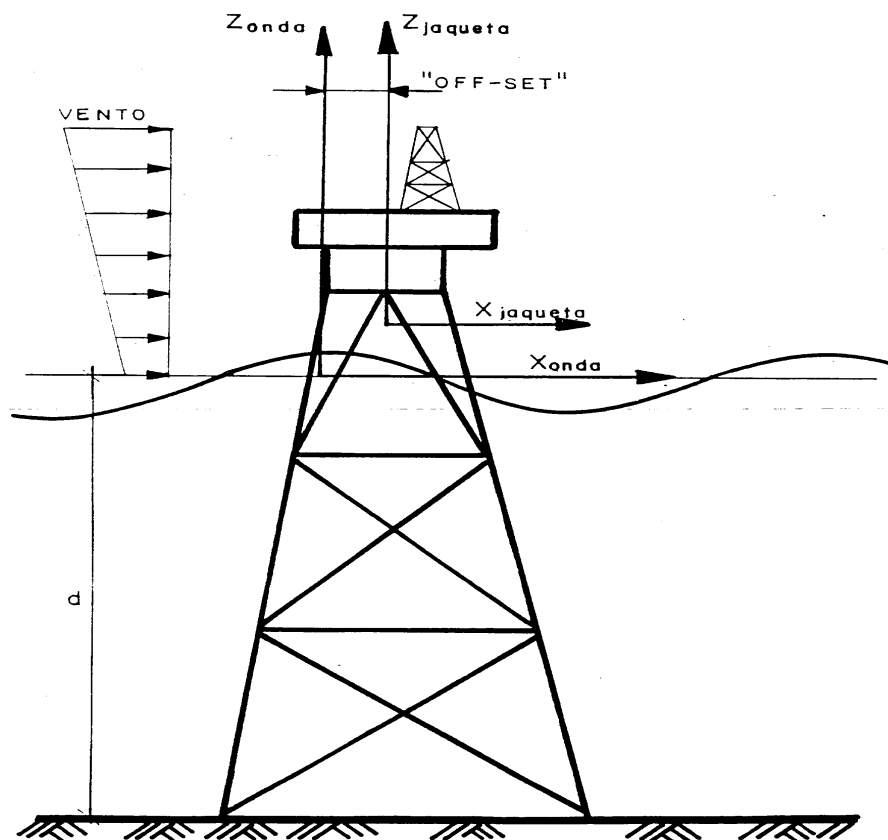


FIGURA II.6



Tal metodologia implica que as características geológicas sejam determinadas previamente de uma forma criteriosa dada a influência que os respectivos parâmetros do solo têm sobre o comportamento global da estrutura [4].

Uma das características particulares à análise de estruturas offshore consiste na necessidade de considerar simultaneamente:

- O solo, na análise das fundações, onde o comportamento não-linear do meio é considerado na 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, o qual portanto estará também interligado à análise estrutural;
- A estrutura propriamente dita, a qual por sua vez pode ser subdividida em subestruturas, incluindo: estrutura de suporte, convés, estacas, risers, tendões.

### II.2.1 - Descrição das Estacas

As estacas são peças de seção transversal reduzida quando comparadas com o comprimento que, por razões técnicas e econômicas, são utilizadas essencialmente quando se quer transmitir os esforços provenientes das estruturas para camadas mais profundas do terreno. Sob o ponto de vista executivo, podem ser de dois tipos : pré-moldadas ou moldadas “in situ”. As estacas pré-moldadas são introduzidas no terreno por cravação, por perfuração do mesmo ou por pressão estática, e podem ser de madeira, aço ou concreto armado. Já as estacas moldadas “in situ” são introduzidas no terreno por perfuração (“in situ”) com ou sem molde ou por cravação do molde.

As estacas de estruturas offshore, na maioria dos casos, são de aço, tubulares e apresentam relação diâmetro / espessura na ordem de 30. A Figura II.7 apresenta um caso típico de uma plataforma fixa de aço instalada em águas rasas. As estacas, neste caso, são cravadas com a utilização de equipamentos especiais.

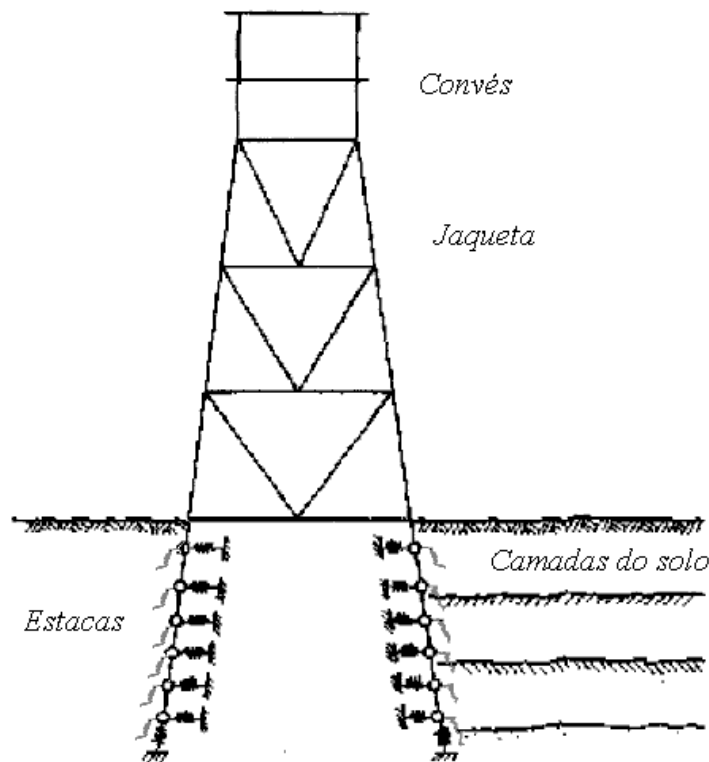


Figura II.7 - Plataforma fixa de aço

## II.2.2 - Descrição do Solo

Em estruturas offshore tipo jaqueta, torres complacentes e TLP (Figura II.8) utilizam-se exclusivamente estacas com grande profundidade, sendo que a ação das cargas laterais é suportada por aproximadamente  $1/3$  do seu comprimento. Os restantes  $2/3$  são definidos a partir das cargas verticais que são absorvidas parte pelo atrito lateral e parte pela ponta (Figura II.10 e II.11 respectivamente). Nos casos reais, o topo da estaca apresenta uma rigidez

relativa à parte superior (jaqueta, template, etc.) que restringe parcialmente as rotações (Figura II.9).

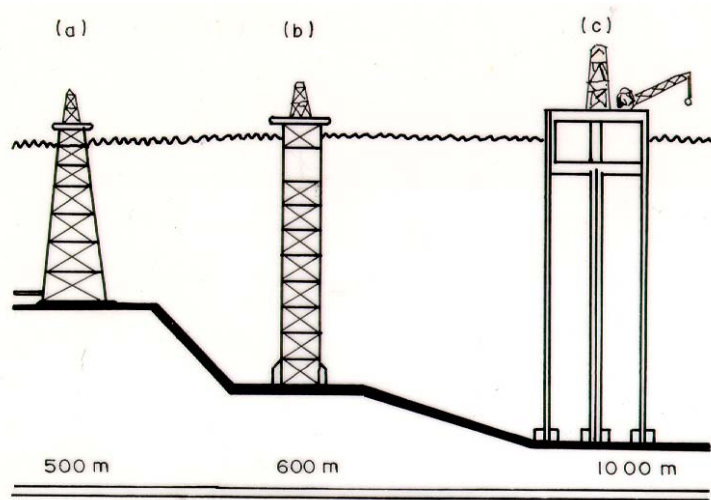


Figura II.8 - (a) JAQUETA; (b) TORRE COMPLACENTE; (c) TLP

O solo é representado por um conjunto de molas não-lineares que representam o comportamento lateral do solo (curvas p-y), comportamento axial do solo (curvas t-z) e comportamento de ponta (curvas q-u), conforme Figura II.12.

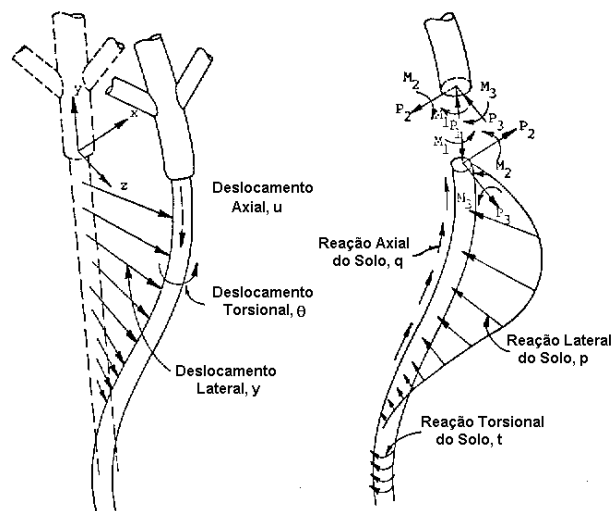


Figura II.9

As curvas representativas do comportamento do solo são o resultado 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-RP-2A [1]. Na década de oitenta foram realizadas grandes modificações nas curvas que representam o comportamento lateral do solo (curvas p-y) e na década de noventa foram introduzidas às curvas representativas do comportamento axial e de ponta, as quais eram apenas recomendadas através de publicações.

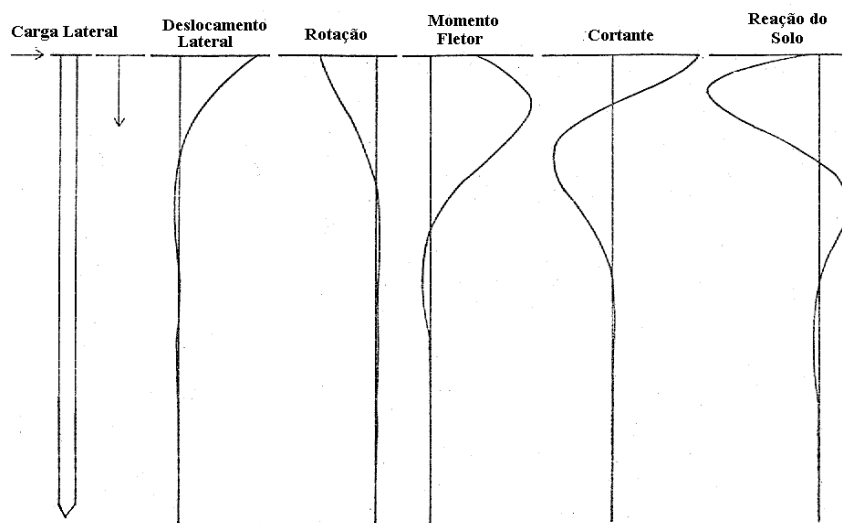


Figura II.10 - COMPORTAMENTO LATERAL DE UMA ESTACA

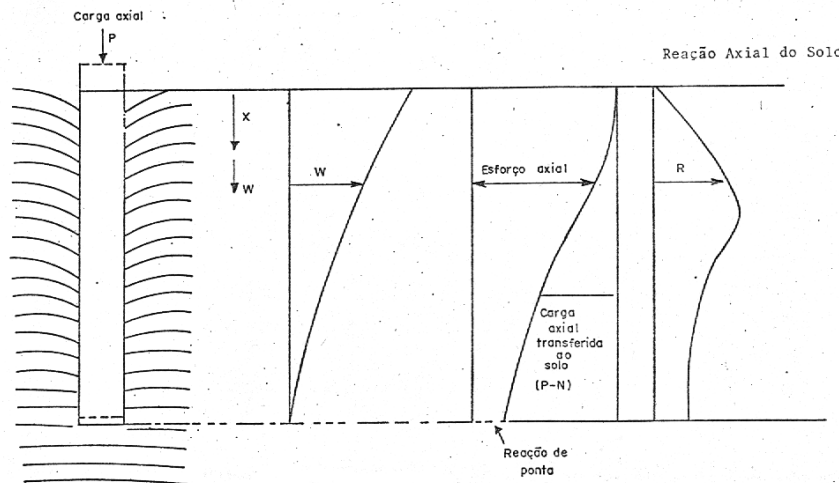


Figura II.11 - COMPORTAMENTO AXIAL DE UMA ESTACA

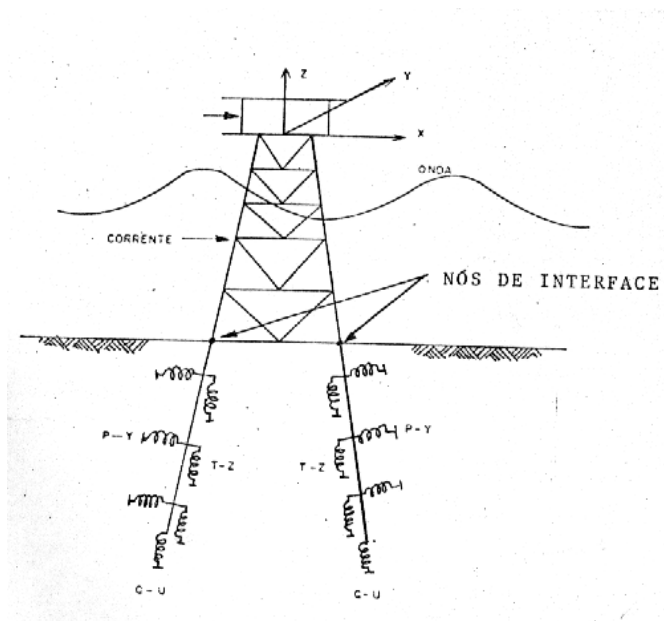


Figura II.12 - DEFINIÇÃO DA ESTACA

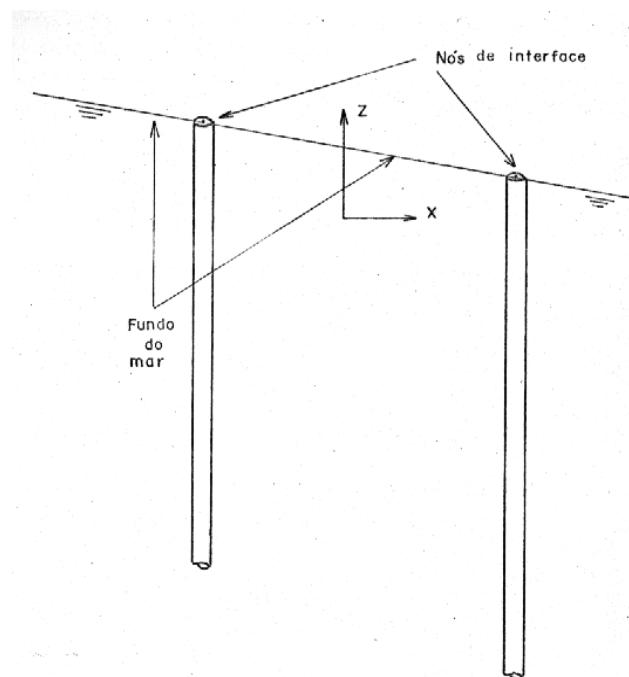


Figura II.13 - NÓS DE INTERFACE DA ESTACA / FUNDO DO MAR

Segundo a API-RP-2A [1] o solo é subdividido em: areia e argila, sendo a areia subdividida em fofa, média e densa, e, a argila subdividida em mole, média e rija.

Os principais parâmetros do solo são:

$\gamma_s$  = peso específico submerso do solo;

$c_u$  = resistência não-drenada (coesão aparente) no início e no fim de cada camada;

$\phi$  = ângulo de atrito interno do solo;

$\delta$  = ângulo de atrito entre o solo e a estaca

O mesmo conceito de grupo de estacas apresentado nas plataformas fixas de aço nas figuras I.6 e I.7 é utilizado numa plataforma tipo TLP conforme figura II.14 [4].

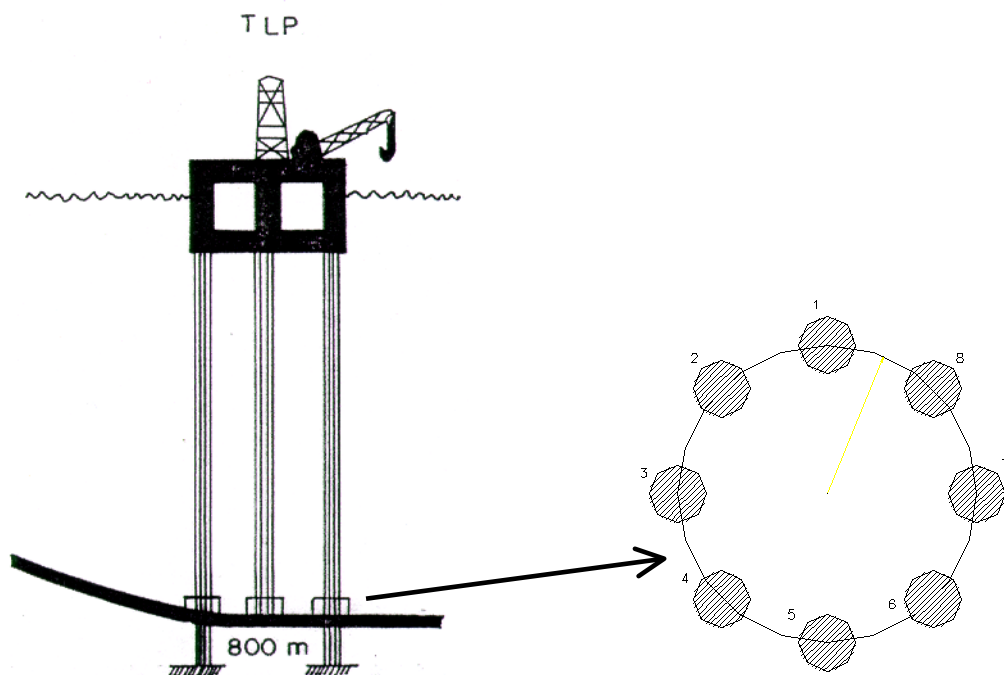


Figura II.14 – PLATAFORMA DE PERNAS ATIRANTADAS – TLP – TENSION LEG PLATFORM

### II.3 - Recomendações e Critérios de Projeto

A jaqueta de uma plataforma "offshore" tem como finalidade básica sustentar o convés ou módulos e é, sem dúvida, uma estrutura por demais peculiar, exigindo uma normalização própria, pois trata-se de uma estrutura grande a ser totalmente montada em terra, sendo a seguir embarcada, transportada e içada ou lançada ao mar, para então ser instalada. Uma vez instalada, estará imersa em meio líquido corrosivo sujeita a cargas ambientais tipo onda, corrente e vento.

Visando minimizar os esforços hidrodinâmicos e a superfície exposta à corrosão, bem como, maximizar o empuxo, aliviando as fundações, opta-se por utilizar nestas estruturas essencialmente elementos tubulares.

O estudo do comportamento de colapso de estruturas offshore constitui-se em um problema altamente complexo devido à obrigatoriedade da consideração das características não-lineares geométricas e físicas para a determinação dos modos de falha, e a caracterização das cargas e resistências de uma forma probabilística.

No Brasil, como em grande parte do mundo, foi adotada a API-RP2A [1], "American Petroleum Institute - Recommended Practice for Planning, Designing and Construction of Fixed Offshore Platforms". Não se trata de uma norma, mas sim de recomendações especificamente orientadas para indústria "offshore".

A API-RP2A possui critérios próprios para a consideração dos esforços hidrodinâmicos e para o dimensionamento de elementos e juntas tubulares.

A API é constituída por pesquisadores de universidades e centros de tecnologia, por engenheiros das principais empresas de projeto dos Estados Unidos (Petro-Marine Engineers, Brown & Roots Inc., Earl & Wright Inc., etc.) e por engenheiros e pesquisadores ligados às principais empresas de exploração de petróleo (Shell, Exxon, Amaco, etc.). A API não atua somente no que se refere a plataformas fixas offshore. Ela também apresenta recomendações para outras áreas dentro da indústria offshore de acordo com o tipo de plataforma e componente estrutural.: plataformas tipo TLP, Risers e Pipeline, placas planas, placas cilíndricas, sistemas flutuantes, cabos de fibra sintética etc. Com um intervalo máximo de cinco anos, podendo reduzir-se a dois anos, a API sofre revisões baseadas em ensaios de laboratório e nas últimas pesquisas, o que a tornam sempre atualizada. Outros quatro conjuntos de recomendações bastante úteis são fornecidos pela DnV (Det Norske Veritas), ABS(American Bureau of Shipping), BV (Bureau Veritas) e British Standard BS e atualmente a ISO no Brasil [4].

Estudos foram conduzidos na década de 80 com o objetivo de viabilizar a construção e operação de jaquetas convencionais para lâminas d'água superiores a 1600 pés, seguindo as normas vigentes.

Entretanto entraves técnicos e operacionais surgiram. Como estas jaquetas são extremamente solicitadas, elementos tubulares chegariam a espessura de 6 cm, o que



inviabiliza a soldagem, uma vez que não há tecnologia de solda capaz de garantir a integridade estrutural da jaqueta [5].

### III- ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE AS FILOSOFIAS WSD E LRFD

Na área "offshore" as estruturas estão sujeitas a diversos tipos de carregamento, cada qual associado a diferentes níveis de incerteza. Em carregamentos de origem ambiental: onda, corrente, vento, eventualmente gelo, terremoto, e até mesmo furacões, o índice de incerteza é bastante elevado. Já os carregamentos de origem gravitacional: peso próprio, peso de equipamentos, flutuabilidade, etc, são bem definidos com um nível de incerteza muito menor.

Da mesma forma encontramos diferentes índices de incerteza na capacidade resistente dos elementos estruturais, em função da geometria, tipo de solicitação, variações no material, na fabricação ou mesmo de limitações nos métodos matemáticos.

O método das tensões admissíveis ("Working Stress Design" - WSD): é a filosofia mais antiga. De acordo com seus critérios as tensões finais as quais uma seção de uma peça esteja solicitada devem ser menores ou iguais a determinada tensão admissível, cujo valor corresponde à tensão de escoamento ou tensão em que ocorra flambagem da peça, conforme o caso, afetadas por um único fator de segurança. Este fator varia em função do tipo de solicitação, da esbeltez da peça e da geometria da seção, e visa garantir que a peça trabalhe no regime elástico.

Logo, todas as incertezas inerentes ao projeto são consideradas pelo fator de segurança associado a cada tipo de solicitação. Desconsidera-se assim, os diferentes níveis de incertezas associados a cada tipo de carregamento.

Já o dimensionamento com fatores de cargas e resistência ("Load and Resistance Factor Design" - LRFD), está associado à capacidade última do elemento estrutural de resistir ao esforço. Os fatores aplicados nos carregamentos buscam considerar o tipo de carregamento e as incertezas inerentes aos mesmos, enquanto que o fator aplicado à resistência da peça considerada a incerteza inerente a esta.

Estes fatores de segurança advêm de estudos probabilísticos nos quais o nível de segurança adotado como meta corresponde ao nível médio utilizado pela API - WSD valendo-se desta forma, de toda experiência obtida pelos anos de uso da API - WSD.

A principal vantagem desta filosofia é a homogeneização do índice de segurança entre os diferentes elementos estruturais, independente do grau de incerteza das solicitações que predominem sobre o mesmo.

Em uma estrutura sujeita a carregamento tipo o de ondas e de correntes, estas cargas apresentam um grau maior de incertezas que o carregamento de peso próprio. Dependendo da relação entre as cargas ambientais e as cargas de peso próprio, a solicitarem determinado elemento estrutural obtém-se níveis de confiabilidade muito diferentes quando se adota a metodologia WSD, principalmente se considerarmos o acréscimo permitido por norma de 1,33 nas tensões admissíveis para esforços que provêm, em parte, de carregamentos ambientais de tormenta.

## IV- CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DA API - RP2A - WSD

### IV.1- Dimensionamento dos Elementos Tubulares

Seus critérios são baseados no AISC. A API - RP2A é dotada de metodologias específicas para a consideração de pressão hidrostática sobre membros tubulares, punção nas juntas tubulares, verificação de fadiga, etc.

Segundo a API, em todos os itens onde não possui um critério específico, devem ser adotados os critérios do AISC. No caso de elementos estruturais ou carregamentos não cobertos pela API ou pela AISC deve ser aplicada uma análise racional de forma a se obter um fator de segurança equivalente aos da API ou aos do AISC.

A API permite um acréscimo de 1/3 na tensão admissível sempre que as solicitações no elemento resultarem de carregamentos que incluam forças impostas por condições ambientais de tormenta, com a ressalva que o mesmo deverá ser dimensionado para também resistir às cargas operacionais, (sem o acréscimo de 1/3). Desta forma é necessário verificar as duas situações, operação e tormenta.

As recomendações de projeto da API foram especialmente desenvolvidas para elementos tubulares de dimensões e materiais tipicamente utilizados na indústria "offshore", ( $F_y < 413,7$  MPa,  $D/t < 120$ ), porém as fórmulas propostas para flambagem local em membros sujeitos a compressão axial, flexão e pressão hidrostática são válidas para todo elemento com a relação  $D/t < 300$ . A aplicação destas recomendações para

elementos tubulares em que  $D/t > 300$  ou  $F_y > 413,7$  MPa pode levar a resultados não conservativos.

## TRAÇÃO

$$F_t = 0,6 F_y \quad (IV.1.1)$$

Onde:

$F_y$  = Tensão de escoamento.

$F_t$  = Tensão admissível à tração.

## COMPRESSÃO

Os critérios adotados pela API neste item são os mesmos do AISC, diferenciando-se somente na consideração de instabilidade local para tubos com um valor relativamente alto para a relação  $D/t$ .

Admite-se que um tubo submetido à compressão axial está sujeito a três tipos de colapso:

- Escoamento do metal
- Flambagem global
- Flambagem local

A curva de tensões admissíveis para peças comprimidas é dividida em duas regiões. A primeira região governada pela flambagem inelástica, e a segunda pela flambagem elástica (EULER). Para definir o limite entre estas duas regiões é definido o limite de esbeltez ( $C_c$ ).

A curva adotada para tensão admissível à compressão na região governada pela flambagem inelástica corresponde à curva proposta pelo CRC, "Column Research Council", dividida por um fator de segurança.

$$F_{cr} = F_y - \frac{F_p}{\pi^2 E} (F_y - F_p) \left(\frac{Kl}{r}\right)^2 \quad (\text{IV.1.2})$$

Na qual  $F_p$  corresponde à tensão no limite da proporcionalidade e foi trocada por:

$$F_p = F_y - F_r \quad (\text{IV.1.3})$$

Onde:

$F_y$  = Tensão de escoamento.

$F_r$  = Tensão residual.

A tensão residual surge em consequência das deformações plásticas e das diferenças de temperatura que se desenvolvem ao longo da seção do elemento durante o processo de fabricação. Para o aço carbono tem-se como média máxima de compressão residual  $0,3 F_y$ .

De forma a permitir uma transição suave entre o trecho da curva correspondente à flambagem elástica (EULER) e trecho correspondente à flambagem inelástica, foi arbitrado um valor de  $F_r = 0,5 F_y$ . Das equações (IV.1.2) e (IV.1.3) tem-se:

$$F_{cr} = F_y \left[ 1 - \frac{F_y}{4\pi^2 E} \left( \frac{Kl}{r} \right)^2 \right] \quad (\text{IV.1.4})$$

que corresponde à curva proposta pelo CRC.

O limite de esbeltez ( $C_c$ ), que define se a peça está sujeita à flambagem inelástica ou à flambagem elástica é obtido ao introduzirmos uma tensão crítica  $F_{cr} = 0,5 F_y$  (assumindo como limite da proporcionalidade) na formulação acima.

$$C_c = \left( \frac{2\pi^2 E}{F_y} \right)^{1/2} \quad (\text{IV.1.5})$$

A curva referente ao trecho governado pela flambagem inelástica do AISC é obtida pela substituição do  $C_c$  na equação (IV.1.4) e pela introdução de um fator de segurança.

Como todas as colunas estão sujeitas à imperfeições, tais como curvaturas iniciais ou excentricidades acidentais, o fator de segurança deve refletir tais condições.

Então, para elementos curtos em que os efeitos de pequenas excentricidades ou da tensão residual possam ser desprezados, o fator de segurança não precisa ser maior que o adotado para esforços de tração. Para elementos longos, onde o efeito de pequenas excentricidades pode tornar-se importante, o fator de segurança deve ser maior. O AISC prescreve para tais condições um acréscimo de 15% sobre o valor básico obtendo-se um valor de 1,92. Para se obter uma transição suave entre  $FS=1,67$  para  $Kl/r = 0$  e o  $FS=1,92$  para  $Kl/r = C_c$ , foi adotada a seguinte equação do terceiro grau:

$$FS = \frac{5}{3} + \frac{3(Kl/r)}{8C_c} - \frac{1}{8} \left( \frac{Kl/r}{C_c} \right)^3 \quad (IV.1.6)$$



Temos então a curva que governa a tensão admissível para os elementos sujeitos à flambagem inelástica, definida por:

$$F_a = \frac{\left[ 1 - \frac{(Kl/r)^2}{2Cc^2} \right] F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3(Kl/r)}{8Cc} - \frac{1}{8} \left( \frac{Kl/r}{Cc} \right)^3} \quad (\text{IV.1.7})$$

Para peças cujo comportamento é governado pela flambagem elástica ( $Kl/r > Cc$ ), a tensão admissível é obtida introduzindo-se um fator de segurança, na fórmula de EULER.

Fórmula de Euler:

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(Kl/r)^2} \quad (\text{IV.1.8})$$

Nesta formulação são assumidos os seguintes aspectos de uma coluna ideal:

- São mantidas as mesmas relações tensão-deformação ao longo de toda a seção da peça.
- A tensão residual devido à fabricação é nula.
- A coluna é considerada perfeitamente reta e prismática.

- A resultante da carga atua sobre o centróide da seção, até o momento da peça começar a flexão.
- As condições dos extremos devem ser consideradas de forma a definir um comprimento equivalente a uma barra bi-rotulada.
- Não ocorrerá torção da seção durante a flambagem.

O fator de segurança aqui introduzido é assumido constante  $FS = 1,92$  ou  $FS = 23/12$ . Deve-se ressaltar que este fator de segurança deve cobrir entre outras coisas, várias das considerações assumidas para a fórmula de Euler.

$$F_a = \frac{12\pi^2 E}{23(Kl/r)^2} \quad (IV.1.9)$$

A formulação até aqui apresentada considera a peça em questão como sendo uma peça principal, uma peça essencial para a integridade da estrutura. É de se supor então que para peças secundárias e contraventamentos possamos usar coeficientes de segurança menores. Esta redução dos fatores de segurança é obtida segundo o AISC majorando-se o  $F_a$  obtido das fórmulas (IV.1.7) e (IV.1.9) da seguinte maneira:

$$F_a = \frac{F_a}{\left(1,6 - \frac{l/r}{200}\right)} \quad (IV.1.10)$$

Esta fórmula é aplicada quando  $l/r < 120$ .

## FLAMBAGEM LOCAL

Elementos tubulares com valores relativamente baixos para a relação  $D/t$  ( $D/t < 60$ ) normalmente não estão sujeitos à flambagem local, quando solicitados por compressão axial, podendo ser dimensionados pela capacidade do material. Entretanto tubos com  $D/t > 60$  estão sujeitos ao colapso devido à flambagem local para cargas muito abaixo do valor teórico previsto pela teoria clássica de pequenas deformações.

O critério adotado para a consideração da flambagem local é a substituição da tensão de escoamento nas fórmulas (IV.1.7) e (IV.1.9) pela tensão crítica para a flambagem local.

Assim sendo, para elementos tubulares com  $60 < D/t < 300$  e com  $t > 6$  mm, tanto a tensão para a flambagem local inelástica ( $F_{xe}$ ) fórmula (IV.1.11), quanto a tensão para a flambagem local elástica ( $F_{xe}$ ) fórmula (IV.1.12) devem ser determinadas, e a menor entre elas deve ser utilizada em substituição a tensão de escoamento nas fórmulas (IV.1.7) e (IV.1.9).

### Flambagem Elástica Local

$$F_{xe} = 2CEt / D \quad (IV.1.11)$$

Onde:

$C$  = Coeficiente de flambagem crítica. O valor teórico é  $C = 0,6$ , mas é recomendado utilizar  $C = 0,3$  para considerar os efeitos das imperfeições geométricas iniciais.

#### Flambagem Inelástica Local

$$F_{xc} = F_y \left[ 1,64 - 0,23(D/t)^{1/2} \right] < F_{xe} \quad (\text{IV.1.12})$$

$$F_{xc} = F_y \quad \text{para } (D/t) \leq 60$$

#### FLEXÃO

A tensão admissível para esforços de flexão em elementos tubulares varia em função da relação  $D/t$  da seguinte forma ( $F_y$  em MPa)::

$$F_b = 0,75F_y \quad \text{para } \frac{D}{t} \leq \frac{10340}{F_y} \quad (\text{IV.1.13})$$

Neste caso, o elemento tubular está sujeito ao colapso por escoamento do aço, com decaimento gradativo da capacidade de carga e plastificação completa da peça.

$$Fb = \left[ 0,84 - 1,74 \frac{FyD}{Et} \right] Fy \quad \text{para} \quad \frac{10340}{Fy} < \frac{D}{t} < \frac{20680}{Fy}$$

(IV.1.14)

Neste caso, o elemento tubular está sujeito ao colapso no regime semi-elástico. Também apresenta decaimento gradual da capacidade de carga.

$$Fb = \left[ 0,72 - 0,58 \frac{FyD}{Et} \right] Fy \quad \text{para} \quad \frac{20680}{Fy} < \frac{D}{t} < 300$$

(IV.1.15)

Neste caso o elemento tubular está sujeito ao colapso no regime elástico, com uma pequena reserva pós-escoamento. Pode ocorrer flambagem local, com busca queda na capacidade de carga.

## CORTANTE

Em membros tubulares, a área efetiva para o cortante corresponde a 0,5 da área total e a tensão admissível é dada por:

$$Fv = 0,4Fy \quad \text{(IV.1.16)}$$

## TORÇÃO

Tensão admissível à torção:

$$F_{vt} = 0,4F_y \quad (\text{IV.1.18})$$

## FLEXO-TRAÇÃO

Os membros sujeitos a flexo-tração deverão satisfazer para todos os pontos ao longo de seu comprimento a seguinte relação:

$$\frac{f_t}{0,6F_y} + \left[ \frac{(f_{by})^2 + (f_{bz})^2}{F_b} \right]^{1/2} \leq 1,0 \quad (\text{IV.1.19})$$

## FLEXO-COMPRESSÃO

Em uma barra relativamente longa, a presença de um momento fletor induz excentricidades, de forma que se esta barra sob estas condições também estiver solicitada por um esforço axial de compressão, surgirá um momento fletor de segunda ordem.

Este momento de segunda ordem só poderia ser determinado através de uma análise não linear, e como estruturas convencionais, bem como jaquetas, normalmente são analisadas através de técnicas lineares, os resultados computacionais não refletem este acréscimo no momento devido ao efeito de segunda ordem.

A API recomenda para membros sujeitos à flexo-compressão a mesma formulação do AISC, o qual utiliza um fator de amplificação para estimar estes acréscimos [3]:

$$\text{Fator de amplificação} = \frac{C_m}{\left[1 - \left(\frac{fa}{Fa}\right)\right]} \quad (\text{IV.1.20})$$

onde  $C_m$  é um fator de redução que busca considerar as condições de contorno e de carregamento.

Temos então que, segundo a API - RP2A, elementos estruturais sujeitos à flexo-compressão, deverão satisfazer as seguintes relações, para todos os pontos ao longo do seu comprimento.

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{\left[ \left( \frac{Cmy * fby}{1 - \left( \frac{fa}{F'ey} \right)} \right)^2 + \left( \frac{Cmz * fbz}{1 - \left( \frac{fa}{F'ez} \right)} \right)^2 \right]^{1/2}}{Fb} \leq 1,0$$

(IV.1.21)

$$\frac{fa}{0,6Fy} + \left[ \frac{(fby)^2 + (fbz)^2}{Fb} \right]^{1/2} \leq 1,0$$

(IV.1.22)

Para casos em que o elemento estrutural é pouco solicitado pelo esforço axial ( $fa/Fa \leq 0,15$ ) basta verificar a seguinte relação:

$$\frac{fa}{Fa} + \left[ \frac{(fby)^2 + (fbz)^2}{Fb} \right]^{1/2} \leq 1,0$$

(IV.1.23)



## IV.2 – DIMENSIONAMENTO DE JUNTAS TUBULARES

Estruturas "offshore" em aço são comumente compostas de elementos tubulares de paredes finas, porque as seções fechadas proporcionam empuxo e grande rigidez torcional, superfície mínima para pintura e ataque corrosivo, simplicidade de forma e aparência agradável. Em partes submersas dessas estruturas, são projetados tubos circulares porque resultam em menores forças hidrodinâmicas em relação aos membros tubulares de seção quadrada ou retangular [3].

O item juntas tubulares ganha especial importância em estruturas "offshore", devido à importância natural das ligações frente a integridade total deste tipo de estrutura e o alto custo para inspeção e reparo, visto que a maior parte das juntas trabalham submersas.

Estas juntas deverão ser estanques com solda de penetração total. No "brace", elemento secundário da ligação, é feito um recorte (boca de lobo), abraçando o "chord" (elemento principal) e a chapa é chanfrada em toda volta, com ângulos variados, de forma a permitir uma perfeita soldagem [3].

No que diz respeito ao projeto, as juntas são em primeira instância, classificadas em dois tipos: simples e complexas.

Segundo a API, juntas simples são as que não apresentam sobreposição de "braces" ("overlap"), não são enrijecidas por borboletas ("goussets") ou anéis externos ou internos. Para estas juntas (simples) a API recomenda toda uma formulação para a verificação [3].

As juntas complexas não se enquadram nos critérios pré-estabelecidos pela API, devendo ser dimensionadas por técnicas específicas para cada caso, como por exemplo através de elementos finitos.

Os tipos mais comuns de falhas verificadas em ensaios são:

1- Deformação plástica excessiva por flexão afastada do local de chegada do membro secundário.

2- Deformação plástica excessiva por flexão junto ao membro secundário.

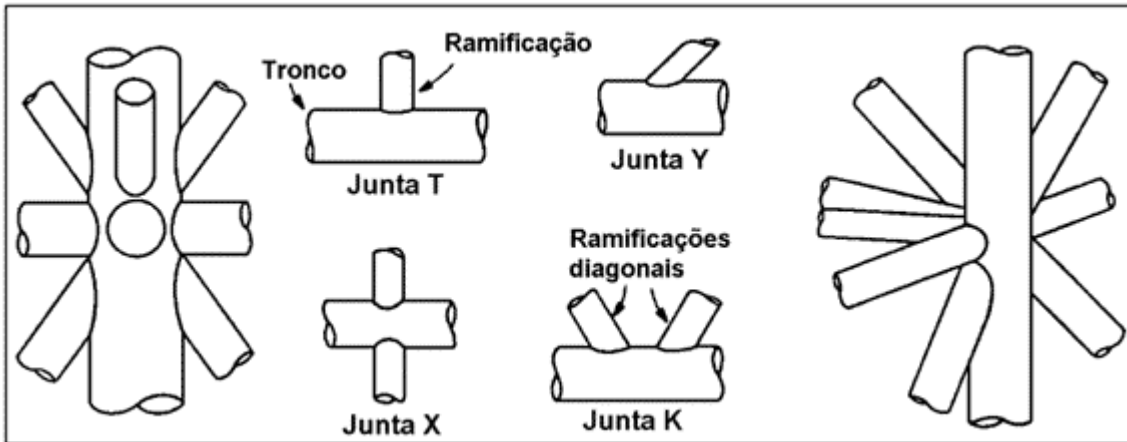
3- Propagação da fratura levando a ruptura e separação entre o "brace" e o "chord".

4- Cisalhamento do "chord".

5- Fratura ou ruptura lamelar do "chord".

#### IV.2.1- DIMENSIONAMENTO DE JUNTAS TUBULARES SIMPLES

Segundo a API - RP2A estas juntas são classificadas segundo a geometria e o carregamento em: K, T, Y ou X (Figura IV.1). Nas juntas K, a componente ortogonal ao "chord" do esforço axial de um "brace" deve ser equilibrada pelas de outros "braces" do mesmo plano e do mesmo lado do "chord". Nas juntas tipo X esta componente de esforço axial deve ser equilibrada pela de um outro "brace" no mesmo plano mas do lado oposto do "chord". Nas juntas tipo Y a componente do esforço axial do "brace" é transferida ao "chord" e se transforma em cortante neste.



(Figura IV.1)

Nos casos em que parcelas das cargas seguem diferentes padrões, a API recomenda o uso dos percentuais relativos a cada um, nos fatores que definem a capacidade resistente da junta.

A API - WSD sugere dois critérios alternativos para verificação ao puncionamento. O primeiro (a) se baseia em tensões atuantes e admissíveis, e o segundo (b) se baseia nas cargas nominais, ambos levam a resultados equivalentes.

a) Critério de Tensões (Puncionamento)

Tensão de Puncionamento

$$V_p = \tau * f \text{ sen } \theta \quad (\text{IV.2.1})$$

Onde:

$f$  = Tensão devida aos esforços axial e fletor (Figura IV.2), segundo o sistema de referência da junta. Cada um destes esforços deve ser considerado separadamente.

$$\tau = \frac{t}{T} \quad (\text{IV.2.2})$$

Tensão Admissível para o Cortante Devido ao Puncionamento

$$V_{pa} = Q_q Q_f \frac{F_{yc}}{0,6\gamma} \leq 0,4 F_{yc} \quad (\text{IV.2.3})$$

Onde:

$Q_q$  = é o fator que considera o tipo de carregamento e a geometria (Tabela IV.1).

$Q_f$  = é o fator que considera o efeito da carga axial do "chord".

$F_{yc}$  = tensão de escoamento do "chord".

$$\gamma = \frac{D}{2T} \quad (\text{IV.2.4})$$

$V_{pa}$  = deve ser calculado separadamente para cada componente da carga no "brace", utilizando os respectivos fatores  $Q_q$  e  $Q_f$ . É recomendado o acréscimo de 1,33 na tensão de escoamento para os carregamentos de tormenta. Deve-se ressaltar que  $V_{pa}$  deve ser menor ou igual a  $0,4 F_{yc}$ .

$$Q_f = 1,0 - \lambda \gamma A^2 \quad (\text{IV.2.5})$$

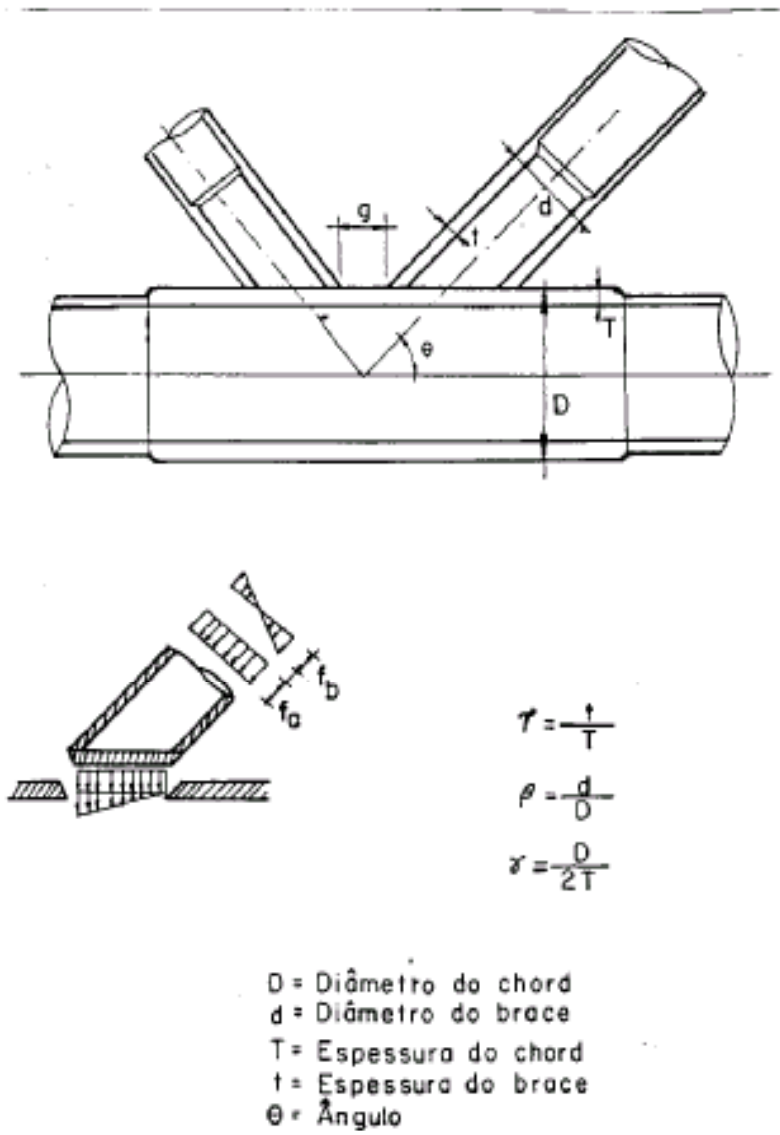
Onde:

- $\lambda = 0,03$  - Para tensões devido ao esforço axial
- $\lambda = 0,045$  - Para tensões devido ao momento no plano
- $\lambda = 0,021$  - Para tensões devido ao momento fora do plano

$$A = \frac{\left[ \left( \bar{f}_{ax} \right)^2 + \left( \bar{f}_{ipb} \right)^2 + \left( \bar{f}_{opb} \right)^2 \right]^{1/2}}{0,6F_{yc}} \quad (\text{IV.2.6})$$

$\bar{f}_{ax}$ ,  $\bar{f}_{ipb}$ ,  $\bar{f}_{opb}$  são as tensões nominais devidas ao axial e aos momentos no plano e fora do plano.

O denominador pode ser majorado em 1/3 nos carregamentos de torção. Quando todas as fibras do "chord" forem tracionadas deve ser usado  $Q_f = 1,0$ .



(Figura IV.2)

Para os esforços axial e de flexão combinados devem ser verificadas as seguintes relações:

$$\left(\frac{Vp}{Vpa}\right)_{ipb}^2 + \left(\frac{Vp}{Vpa}\right)_{opb}^2 \leq 1,0 \quad (\text{IV.2.7})$$

$$\left|\frac{Vp}{Vpa}\right|_{ax} + \frac{2}{\pi} \arcsen \left[ \left(\frac{Vp}{Vpa}\right)_{ipb}^2 + \left(\frac{Vp}{Vpa}\right)_{opb}^2 \right]^{1/2} \leq 1,0 \quad (\text{IV.2.8})$$

#### b) Critério das Tensões Nominais

Os esforços admissíveis da junta em termos de cargas nominais para o brace são dados por:

$$Pa = QuQf \frac{FycT^2}{1.7 \text{ sen } \theta} \quad (\text{IV.2.9})$$

$$Ma = QuQf \frac{FycT^2}{1.7 \text{ sen } \theta} (0,8d) \quad (\text{IV.2.10})$$

Onde:

$Q_f$  tem o mesmo significado e os mesmos valores do critério anterior.

$Q_u$  relaciona-se com as tensões últimas da junta (Tabela IV.2).

É recomendado majorar o  $P_a$  e o  $M_a$  em 1/3 nos carregamentos de tormenta.

Para os esforços axial e de flexão combinados devem ser verificadas as seguintes relações:

$$\left(\frac{M}{Ma}\right)_{ipb}^2 + \left(\frac{M}{Ma}\right)_{opb}^2 \leq 1,0 \quad (IV.2.11)$$

$$\left|\frac{P}{Pa}\right|_{ax} + \frac{2}{\pi} \arcsen \left[ \left(\frac{M}{Ma}\right)_{ipb}^2 + \left(\frac{M}{Ma}\right)_{opb}^2 \right]^{1/2} \leq 1,0 \quad (IV.2.12)$$

VALORES DE $Q_q$				
Tipo de junta	tração axial	compressão axial	momento no plano	momento fora do plano
K	$(1,1 + ,2/\beta)$	$Q_q$	$3,72 + ,67/\beta$	$(1,37 + ,67/\beta)Q_\beta$
T e Y	$1,1 + ,2/\beta$		$3,72 + ,67/\beta$	$(1,37 + ,67/\beta)Q_\beta$
X s/ diafrag.	$1,1 + ,2/\beta$	$(1,1 + ,2/\beta)Q_\beta$	$3,72 + ,67/\beta$	$(1,37 + ,67/\beta)Q_\beta$
X c/ diafrag.	$1,1 + ,2/\beta$		$3,72 + ,67/\beta$	$(1,37 + ,67/\beta)Q_\beta$

$$Q_\beta = \frac{0,3}{\beta (1 - 0,833 \beta)} \quad \text{para } \beta > 0,6$$

$$Q_\beta = 1,0 \quad \text{para } \beta \leq 0,6$$

$Q_q$  é fator do "gap" e é definido por :

$$Q_q = 1,8 - 0,1 \frac{g}{T} \quad \text{para } \gamma \leq 20$$

$$Q_q = 1,8 - 4 \frac{g}{D} \quad \text{para } \gamma > 20$$

Porém  $Q_q$  deve ser sempre maior que 1,0

Para os brases que tenham parte de suas cargas transferidas como junta tipo K, e parte como junta Y ou X interpolar o  $Q_q$  baseado em cada porção de carga.

(Tabela IV.1)



VALORES DE $Q_u$				
Tipo de junta	tração axial	compressão axial	momento no plano	momento fora do plano
K	$(3,4 + 19\beta) Q_g$		$3,4+19\beta$	$(3,4+19\beta)Q_\beta$
T e Y	$3,4 + 19\beta$		$3,4+19\beta$	$(3,4+19\beta)Q_\beta$
X s/ diafragma	$3,4+19\beta$	$(3,4+13\beta)Q_\beta$	$3,4+19\beta$	$(3,4+19\beta)Q_\beta$
X c/ diafragma	$3,4 + 19\beta$		$3,4+19\beta$	$(3,4+19\beta)Q_\beta$

$$Q_\beta = \frac{0,3}{\beta (1 - 0,833 \beta)} \quad \text{para } \beta > 0,6$$

$$Q_\beta = 1,0 \quad \text{para } \beta \leq 0,6$$

$Q_g$  é fator do "gap" e é definido por :

$$Q_g = 1,8 - 0,1 \frac{g}{T} \quad \text{para } \gamma \leq 20$$

$$Q_g = 1,8 - 4 \frac{g}{D} \quad \text{para } \gamma > 20$$

Porém  $Q_g$  deve ser sempre maior que 1,0

Para os bracos que tenham parte de suas cargas transferidas como junta tipo K, e parte como junta Y ou X interpolar o  $Q_u$  baseado em cada porção de carga.

(Tabela IV.2)

## V- CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DA API-LRFD

Segundo a metodologia LRFD todos os elementos estruturais deverão satisfazer à seguinte relação:

$$\phi R \geq Q \quad (V.1)$$

Onde:

$\phi$  = Corresponde aos fatores de segurança associados às tensões nominais.

R = Tensão nominal.

Q = Solicitação proveniente dos carregamentos fatorados.

$$Q = \sum \gamma_i F_i.$$

$\gamma_i$  = Fatores dos carregamentos; visam cobrir as incertezas inerentes a cada tipo de carregamento.

$F_i$  = Carregamentos.

## V.1- FATORES DE MULTIPLICAÇÃO DOS CARREGAMENTOS

### CARREGAMENTOS GRAVITACIONAIS

$$Q = 1,3 D_1 + 1,3 D_2 + 1,5 L_1 + 1,5 L_2 \quad (V.1.1)$$

Onde:

$D_1$  – CARGA PERMANENTE 1, é o peso da estrutura, devendo incluir:

- O peso da estrutura no ar, considerando estacas, "grout" e lastros sólidos.
- Peso de equipamentos e outros objetos permanentemente montados na plataforma e que não mudam conforme o modo de operação.
- Forças Hidrostáticas, incluindo: empuxo e pressão hidrostática.

Ressalta-se que a API recomenda que um percentual razoável dos elementos não inundados devem ser considerados inundados, caso isto leve a uma condição de carregamento mais severa.

$D_2$  – CARGA PERMANENTE 2, este carregamento deve incluir cargas que mudam conforme o modo de operação, mas que permanecem por longo intervalo de tempo, tais como: sonda de perfuração e seus equipamentos, "containeres", helipontos, equipamentos de mergulho, etc.

O peso considerado em  $D_2$  deve englobar o peso de içamento do objeto mais o de seus acessórios quando instalado.

$L_1$  – CARGA VARIÁVEL 1, inclui o peso dos fluidos contidos nos tanques e materiais estocáveis, devendo ser considerada a capacidade máxima de armazenagem.

$L_2$  – CARGA VARIÁVEL 2, são as cargas de curta duração, inclui cargas de içamento nos guinchos, cargas de máquinas operando (inclusive sonda), amarração de embarcações, pouso de helicópteros. Seu valor nominal corresponde à capacidade máxima das máquinas envolvidas, inclusive efeitos dinâmicos e impactos.

## CARREGAMENTOS AMBIENTAIS

Tormenta

$$Q = 1,1 D_1 + 1,1 D_2 + 1,1 L_1 + 1,35 (W_e + 1,25 D_n) \quad (V.1.2)$$

Onde:

$W_e$  = carregamento ambiental de tormenta devido à onda, vento e corrente.

Normalmente são adotados para condição de tormenta onda e vento com período de recorrência de 100 anos, procedimento este considerado conservativo [3].

$D_n =$  é o carregamento inercial obtido através de uma análise dinâmica global da jaqueta. A API sugere uma análise randômica no domínio do tempo, utilizando técnicas de linearização da componente da força de arrasto.

Para jaquetas em que o primeiro período natural da estrutura for menor do que 3 segundos, o carregamento inercial pode ser desprezado.

A situação em que as solicitações devidas aos carregamentos de origem gravitacional se opõe as de origem ambiental, resultando em solicitações menores pode apresentar índice de segurança mais baixo, devido aos diferentes níveis de incertezas entre os carregamentos.

Situação esta que se agravaria nos casos em que a capacidade de carga do elemento muda de acordo com o sinal da solicitação (estacas, esforço axial em elementos esbeltos). Para evitar este índice de segurança mais baixo, a API recomenda a seguinte formulação:

$$Q = 0,9 D_1 + 0,9 D_2 + 0,8 L_1 + 1,35 (W_e + 1,25 D_n) \quad (V.1.3)$$

Neste caso, os carregamentos  $D_2$  e  $L_1$  devem excluir cargas que possam ser retiradas no caso de uma tormenta extrema.

## OPERAÇÃO

$$Q = 1,3 D_1 + 1,3 D_2 + 1,5 L_1 + 1,5 L_2 + 1,2 (W_o + 1,25 D_n) \quad (V.1.3)$$

Onde:

$W_o$  = são as cargas de onda, corrente e vento definidas como de operação. Devem corresponder às condições consideradamente severas, não necessariamente ao limite de operação da plataforma. Normalmente são adotadas cargas ambientais com período de recorrência de 1 a 5 anos.

$D_n$  = é o carregamento inercial, que neste caso se refere às condições de operação.

## V.2- DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS TUBULARES

As recomendações da API - RP2A (LFRD) também se referem a elementos tubulares de espessura maior que 0,635 mm e  $D/t < 300$ . No caso de elementos não tubulares deve-se utilizar os fatores de cargas da API, associados às formulações de resistência do AISC-LRFD [3].

Nos casos de elementos que não se enquadram nas especificações da API ou do AISC, ou no caso de se dispor de melhores dados obtidos de testes, medições e etc., os fatores de resistência devem ser recalculados.

### ELEMENTOS TRACIONADOS

Elementos tracionados devem ser dimensionados de forma a satisfazer a seguinte relação:

$$f_t \leq \phi_t F_y \quad (V.2.1)$$

Onde:

$F_y$  = tensão de escoamento nominal.

$\phi_t$  = fator de segurança para a tração  $\phi_t = 0,95$ .

$f_t$  = tensão decorrentes dos carregamentos combinados.

## ELEMENTOS COMPRIMIDOS

Os elementos solicitados por esforços de compressão devem ser dimensionados de forma a satisfazer a seguinte relação:

$$f_c \leq \phi_c F_{cn} \quad (\text{V.2.2})$$

Onde:

$F_{cn}$  = tensão resistente nominal ao esforço de compressão.

$f_c$  = tensão de compressão decorrente dos carregamentos combinados.

$\phi_c$  = fator de segurança para peças comprimidas,  $\phi_t = 0,85$ .

Apesar de apresentar de uma forma diferente, basicamente foi adotada a mesma formulação da API - WSD, com exceção dos fatores de segurança.

$$F_{cn} = [1,0 - 0,25\lambda^2]F_y \quad \text{para } \lambda < \sqrt{2} \quad (\text{V.2.3})$$

$$F_{cn} = \frac{1}{\lambda^2} F_y \quad \text{para } \lambda \geq \sqrt{2} \quad (\text{V.2.4})$$

$$\lambda = \frac{Kl}{\pi r} \left[ \frac{F_y}{E} \right]^{1/2} \quad (\text{V.2.5})$$



O fator de segurança  $\phi_c = 0,85$  adotado pela API, baseado em ensaios de elementos tubulares é idêntico ao recomendado pelo AISC - LRFD.

Tal como na API - WSD a consideração da interação entre a flambagem local e a global do elemento é feita pela substituição do  $F_y$  por  $F_{xe}$  ou  $F_{xc}$  (tensão nominal para flambagem local elástica e inelástica, respectivamente) nas equações V.2.3 e V.2.4.

a) Flambagem Elástica Local

$$F_{xe} = 2C_x E(t/D) \quad (V.2.6)$$

Onde:

$F_{xe}$  = tensão resistente nominal para flambagem elástica local.

$C_x$  = coeficiente de flambagem elástica crítica.

b) Flambagem Inelástica Local

$$F_{xc} = F_y \quad \text{para } D/t < 60$$

$$F_{xc} = [1,64 - 0,23(D/t)^{1/4}]F_y \quad \text{para } D/t > 60$$

(V.2.7)

Onde:

$F_{xc}$  = tensão resistente nominal para flambagem inelástica local.

## ELEMENTOS SOLICITADOS À FLEXÃO

Elementos solicitados por esforços de flexão devem ser dimensionados de forma a satisfazer a seguinte relação:

$$fb \leq \phi_b Fbn \quad (V.2.8)$$

Onde:

$fb$  = tensão devida ao momento fletor decorrente dos carregamentos combinados.

$\phi_b$  = fator de segurança para a capacidade resistente ao momento fletor,  $\phi_b = 0,95$ .

$Fbn$  = tensão resistente nominal ao momento fletor.

A tensão nominal deve ser calculada da seguinte forma ( $Fy$  em MPa):

$$Fbn = \frac{Z}{S} Fy \quad \text{para } D/t < \frac{10340}{Fy} \quad (V.2.9)$$

Onde:

$Z$  = Módulo de plastificação da seção transversal.

$S$  = Módulo resistente da seção transversal.

Neste caso o elemento tubular está sujeito ao colapso por escoamento do aço com decaimento gradativo da capacidade de carga.

$$Fbn = \left[ 1,13 - 2,58 \left( \frac{FyD}{Et} \right) \right] \frac{Z}{S} Fy \quad \text{para} \quad \frac{10340}{Fy} \leq \frac{D}{t} \leq \frac{20680}{Fy}$$

(V.2.10)

Neste caso o elemento tubular estará sujeito ao colapso no regime semi-elástico e também apresenta decaimento gradual da capacidade de carga.

$$Fbn = \left[ 0,94 - 0,76 \left( \frac{FyD}{Et} \right) \right] \frac{Z}{S} Fy \quad \text{para} \quad \frac{20680}{Fy} \leq \frac{D}{t} < 300$$

(V.2.11)

Neste caso o elemento tubular estará sujeito ao colapso no regime elástico, com uma pequena reserva pós-escoamento. O elemento pode sofrer flambagem local, com brusca queda na capacidade de carga.

## CORTANTE

Elementos solicitados por esforço cortante devem ser dimensionados de forma a satisfazer a seguinte relação:

$$f_v \leq \phi_v F_{vn} \quad (\text{V.2.12})$$

Onde:

$f_v$  = Tensão devida ao esforço cortante, proveniente dos carregamentos combinados.

$\phi_v$  = Fator de segurança para a tensão nominal  $\phi_v = 0,95$ .

$F_{vn}$  = Tensão resistente nominal ao cortante.

$$F_{vn} = \frac{F_y}{\sqrt{3}} \quad (\text{V.2.13})$$

## MOMENTO DE TORÇÃO

Os elementos solicitados por momento torsor devem ser dimensionados de forma a satisfazer a seguinte relação:

$$f_{vt} \leq \phi_v F_{vt} \quad (\text{V.2.14})$$

Onde:

$f_{vt}$  = Tensão devida ao momento torsor proveniente dos carregamentos combinados.

$F_{vtn}$  = Tensão resistente nominal, para torsor.

$$\phi_v = 0,95$$

$$F_{vtn} = \frac{F_y}{\sqrt{3}} \quad (\text{V.2.15})$$

## ELEMENTOS SOLICITADOS POR ESFORÇOS AXIAL E FLETOR

Devem ser dimensionados de forma a satisfazer as seguintes relações:

Flexo-Tração

$$1 - \cos \left[ \frac{\pi}{2} \frac{f_t}{\phi_t F_y} \right] + \frac{[(f_{by})^2 + (f_{bz})^2]^{\frac{1}{2}}}{\phi_b F_{bn}} \leq 1,0 \quad (\text{V.2.16})$$

## Flexo-Compressão

$$\frac{fc}{\phi_c Fcn} + \frac{\left[ \left( \frac{Cmyfby}{1 - \left( \frac{fc}{\phi_c Fey} \right)} \right)^2 + \left( \frac{Cmzfbz}{1 - \left( \frac{fc}{\phi_c Fez} \right)} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}}{\phi_b Fbn} \leq 1,0 \quad (\text{V.2.17})$$

$$1 - \cos \left[ \frac{\pi}{2} \frac{fc}{\phi_c Fxc} \right] + \left[ \frac{(fby)^2 + (fbz)^2}{\phi_b Fbn} \right]^{1/2} \leq 1,0 \quad (\text{V.2.18})$$

### V.3 – DIMENSIONAMENTO DE JUNTAS TUBULARES

As solicitações devidas aos carregamentos fatorados devem satisfazer as seguintes relações:

$$P_D < \phi_j P_{uj} \quad (V.3.1)$$

$$M_D < \phi_j M_{uj} \quad (V.3.2)$$

$$1 - \cos \left[ \frac{\pi}{2} \left( \frac{P_D}{\phi_j P_{uj}} \right) \right] + \left[ \left( \frac{M_D}{\phi_j M_{uj}} \right)_{ipb}^2 + \left( \frac{M_D}{\phi_j M_{uj}} \right)_{opb}^2 \right]^{1/2} \leq 1,0 \quad (V.3.3)$$

Onde:

$M_D, P_D$  - Momento Fletor e Esforço Axial devidos aos carregamentos combinados, respectivamente.

$\phi_j$  - Fator de segurança para a resistência – Tabela (V.1)

$M_{uj}$  - Momento resistente último.

$$M_{uj} = \frac{F_y T^2}{\text{sen } \theta} (0,8d) Q_u Q_f \quad (V.3.4)$$

$P_{uj}$  - Esforço axial resistente ultimo

$$P_{uj} = \frac{F_y T^2}{\text{sen } \theta} Q_u Q_f \quad (V.3.5)$$

$Q_f$  - Fator associado ao nível de solicitação do “chord”.  $Q_f = 1,0$  quando todas as fibras estiverem tracionadas.

$$Q_f = 1,0 - A^2 \gamma \lambda \quad (\text{V.3.6})$$

$\lambda = 0,03$  para o esforço axial no “brace”.

$\lambda = 0,045$  para o momento no plano do “brace”.

$\lambda = 0,021$  para o momento fora do plano do “brace”.

$$A = \frac{\left( \left( \bar{f}_{ax} \right)^2 + \left( \bar{f}_{ipb} \right)^2 + \left( \bar{f}_{opb} \right)^2 \right)^{1/2}}{\phi_q F_{yc}} \quad (\text{V.3.7})$$

$\bar{f}_{ax}$ ,  $\bar{f}_{ipb}$ ,  $\bar{f}_{opb}$  - São as tensões devidas aos esforços : axial, momento no plano e fora do plano do “chord” respectivamente.

$\phi_q$  – Fator de segurança para a resistência do “chord”  $\phi_q = 0,95$ .

$Q_u$  – Fator associado à tensão última; varia em função do tipo de junta e do tipo de carregamento – Tabela (V.2)



FATORES DE SEGURANÇA $\phi_j$ PARA A RESISTÊNCIA DAS JUNTAS				
Tipo de junta	tração axial	compressão axial	momento no plano	momento fora do plano
K	0,95	0,95	0,95	0,95
T e Y	0,90	0,95	0,95	0,95
X	0,90	0,95	0,95	0,95

Para os brases que tenham parte de suas cargas transferidas como junta tipo K, e parte como junta Y ou X interpolar o  $\phi_j$  baseado em cada porção de carga.

Tabela (V.1)

VALORES DE $Q_u$				
Tipo de junta	tração axial	compressão axial	momento no plano	momento fora do plano
K	$(3,4 + 19\beta) Q_g$		$3,4+19\beta$	$(3,4+19\beta)Q_\beta$
T e Y	$3,4 + 19\beta$		$3,4+19\beta$	$(3,4+19\beta)Q_\beta$
X s/ diafragma	$3,4+19\beta$	$(3,4+13\beta)Q_\beta$	$3,4+19\beta$	$(3,4+19\beta)Q_\beta$
X c/ diafragma	$3,4 + 19\beta$		$3,4+19\beta$	$(3,4+19\beta)Q_\beta$

$$Q_\beta = \frac{0,3}{\beta (1 - 0,833 \beta)} \quad \text{para } \beta > 0,6$$

$$Q_\beta = 1,0 \quad \text{para } \beta \leq 0,6$$

$Q_g$  é fator do "gap" e é definido por :

$$Q_g = 1,8 - 0,1 \frac{g}{T} \quad \text{para } \gamma \leq 20$$

$$Q_g = 1,8 - 4 \frac{g}{D} \quad \text{para } \gamma > 20$$

Porém  $Q_g$  deve ser sempre maior que 1,0

Para os brases que tenham parte de suas cargas transferidas como junta tipo K, e parte como junta Y ou X interpolar o  $Q_u$  baseado em cada porção de carga.

Tabela (V.2)

## VI – COMPARAÇÃO ENTRE AS FORMULAÇÕES LRFD E WSD

Com exceção dos itens onde pesquisas ou ensaios recentes levaram a API a adotar nova formulação, a API – LRFD adotou a mesma formulação da API – WSD, somente modificando o valor e o posicionamento dos fatores de segurança.

Desta forma toda a experiência adquirida na formulação da API – WSD foi preservada. A seguir são apresentadas diferenças e semelhanças das duas formulações. Para facilitar a comparação as mesmas notações são usadas.

### TRAÇÃO AXIAL

WSD

$$f_a \leq 0,6 F_y$$

(VI.1)

LRFD

$$f_t \leq 0,95 F_y$$

(VI.2)

### COMPRESSÃO AXIAL

Conforme foi mencionado no Capítulo IV, a API – WSD para determinar que tipo de falha o elemento estrutural está sujeito, define o comprimento crítico de flambagem ( $C_c$ ) enquanto que a API – LRFD define o índice de esbeltez ( $\lambda$ ). Ambos são equivalentes, bastando rearmar a equação (IV.1.5), da seguinte maneira:

$$C_c = \frac{Kl}{r} = \pi\sqrt{2}\left(\frac{E}{F_y}\right)^{1/2} \quad (\text{VI.3})$$

obtendo-se então:

$$\lambda_{\text{lim}} = \sqrt{2} = \frac{Kl}{\pi r}\left(\frac{F_y}{E}\right)^{1/2} \quad (\text{VI.4})$$

onde o valor de  $\lambda_{\text{lim}} = \sqrt{2}$ , é o limite entre a região governada pela flambagem elástica e a governada pela flambagem inelástica.

### Flambagem Inelástica

Apesar de apresentadas de formas diferentes, as formulações são iguais, com exceção do fator de segurança. Basta substituir o  $C_c$  e o  $\lambda$  nas respectivas expressões e rearrumá-las.

Ao substituir a equação (VI.3) na expressão (IV.1.7) da API – WSD obtemos:

$$F_a = FS \left[ 1 - \frac{(Kl/r)^2}{2} \left( \frac{F_y}{2\pi^2 E} \right) \right] F_y \quad (\text{VI.5})$$

onde FS é o fator de segurança, que varia de 0,52 ( se  $Kl/r = C_c$ ) a 0,60 ( se  $Kl/r = 0$ ).

Substituindo o  $\lambda$  na equação (V.2.3), tem-se:

$$F_{cn} = \left[ 1 - 0,25 \left( \frac{Kl}{r\pi} \right)^2 \left( \frac{F_y}{E} \right) \right] F_y \quad (\text{VI.6})$$

Evidencia-se assim que a única diferença entre elas está no coeficiente de segurança que na formulação API – WSD varia de 0,52 a 0,60 enquanto que na metodologia LRFD é uma constante que vale 0,85 e é aplicado no final da verificação.

#### Flambagem Elástica

Na metodologia WSD a tensão admissível ao esforço axial de compressão na região governada pela flambagem elástica é dada por:

$$F_a = \frac{12}{23} \frac{\pi^2 E}{(Kl/r)^2} = FS \frac{\pi^2 E}{(Kl/r)^2} \quad (\text{VI.7})$$

Enquanto que substituindo o  $\lambda$  na equação ( V.2.4 ) da API – LRFD e rearrumando tem-se:

$$F_{cn} = \frac{\pi^2}{(Kl/r)^2} \frac{E}{F_y} F_y = \frac{\pi^2 E}{(Kl/r)^2} \quad (\text{VI.8})$$

Novamente evidencia-se que a única diferença está no coeficiente de segurança, que na metodologia WSD é 0,52 enquanto que na metodologia LRFD é 0,85 a ser aplicado posteriormente na verificação.

### Flambagem Local

No que se refere a flambagem local não há diferença entre as duas metodologias.

### FLEXÃO

É um dos itens onde ocorreram modificações significativas na formulação. Além de mudar o coeficiente de segurança a API – LRFD introduz o fator de forma (Z/S) na verificação tornando-se desta forma mais arrojada.

API-WSD	API-LRFD
$f_b \leq F_b$	$f_b \leq 0,95 F_{bn}$
$F_b = 0,75 F_y$	$F_{bn} = \frac{Z}{S} F_y$
$F_b = 0,75 \left[ 1,12 - 2,32 \frac{F_y D}{Et} \right] F_y$	$F_{bn} = \left[ 1,13 - 2,58 \frac{F_y D}{Et} \right] \frac{Z}{S} F_y$
$F_b = 0,75 \left[ 0,96 - 0,77 \frac{F_y D}{Et} \right] F_y$	$F_{bn} = \left[ 0,94 - 0,76 \frac{F_y D}{Et} \right] \frac{Z}{S} F_y$

## CORTANTE E TORSOR

API – WSD

$$f_v \leq F_v$$

$$F_v = 0,4 F_y$$

( VI.15 )

API – LRFD

$$f_v \leq 0,95 F_{vn}$$

$$F_{vn} = \frac{F_y}{\sqrt{3}}$$

( VI.16 )

## ESFORÇOS COMBINADOS

Neste item, além das conseqüências das diferenças já mencionadas e dos coeficientes de segurança, tem-se que: a equação ( V.2.17 ) é a mesma adotada pela API – WSD inclusive com os mesmos coeficientes  $C_m$ . Já as equações ( V.2.16 ) e ( V.2.18 ) representam uma maior precisão em relação à forma linear de verificação e interação dos dois esforços. Os termos  $\frac{f_t}{0,6F_y}$  e  $\frac{f_a}{F_a}$  respectivamente nas expressões ( IV.1.19 ) e

( IV.1.23 ) foram substituídos pela expressão  $\left[ 1 - \cos\left( \frac{\pi f}{2 \phi F_n} \right) \right]$ . O uso destas equações

levou a uma redução de 10% na Razão de Tensões.

Esta modificação faz com que quanto menor for o nível de solicitação pelo axial no elemento mais arrojada a API – LRFD se mostrará frente a esta solicitação, enquanto que para elementos muito solicitados os resultados se aproximarão [3].

## JUNTAS TUBULARES

A API – WSD adota para esforço admissível na junta, no critério por cargas nominais, a capacidade última da mesma reduzida pelo coeficiente de segurança (1,7), conforme apresentado abaixo:

$$Pa = QuQf \frac{FycT^2}{1.7 \text{sen } \theta}$$

(VI.17)

$$Ma = QuQf \frac{FycT^2}{1.7 \text{sen } \theta} (0,8d)$$

(VI.18)

Neste item, a API – LRFD substituiu o fator de segurança 1,7 pelo  $\phi_j$  (Fórmula VI.23), que multiplica a capacidade última, variando de 0,9 a 0,95. Também foi introduzida uma modificação no cálculo do  $Q_f$ , fator associado ao nível de solicitação do “chord”, modificação esta ligada ao fator de segurança a ser aplicado a tensão de escoamento do “chord” [3]. Desta forma tem-se para a capacidade última da junta ao puncionamento segundo a API – LRFD:

$$P_{uj} = \frac{F_y T^2}{\text{sen } \theta} Q_u Q_f$$

(VI.19)

e

$$M_{uj} = \frac{F_y T^2}{\text{sen } \theta} (0,8d) Q_u Q_f$$

(VI.20)



Para os esforços combinados a API – WSD recomenda que todas as juntas tubulares devem satisfazer as seguintes relações:

$$\left(\frac{M}{Ma}\right)_{ipb}^2 + \left(\frac{M}{Ma}\right)_{opb}^2 \leq 1,0 \quad (\text{VI.21})$$

$$\left|\frac{P}{Pa}\right|_{ax} + \frac{2}{\pi} \arcsen \left[ \left(\frac{M}{Ma}\right)_{ipb}^2 + \left(\frac{M}{Ma}\right)_{opb}^2 \right]^{1/2} \leq 1,0 \quad (\text{VI.22})$$

Na API – LRFD estas duas expressões foram substituídas pela seguinte relação:

$$1 - \cos \left[ \frac{\pi}{2} \left( \frac{P_D}{\phi_j P_{uj}} \right) \right] + \left[ \left( \frac{M_D}{\phi_j M_{uj}} \right)_{ipb}^2 + \left( \frac{M_D}{\phi_j M_{uj}} \right)_{opb}^2 \right]^{1/2} \leq 1,0 \quad (\text{VI.23})$$

onde o coeficiente de segurança  $\phi_j$  pode variar de 0,90 a 0,95 em função do tipo de junta e de solicitação.

Além desta verificação a API – LRFD solicita que o axial e fletor sejam verificados separadamente.

Na tabela apresentada a seguir são apresentados os fatores de segurança das metodologias WSD e LRFD. Ressalta-se que os fatores de segurança abaixo apresentados, associados a metodologia LRFD (colunas D, E, F) foram obtidas multiplicando-se os fatores associados à solicitação (coluna C) pelo fator associado à cada

grupo de carregamento (linha 1). Desta forma representam os fatores de segurança finais de um elemento solicitado por cargas provenientes de apenas um destes grupos [3].

Os fatores de segurança associados à metodologia WSD, na condição de tormenta (coluna B), correspondem aos da condição de operação (coluna A), divididos por 1,33, fator recomendado pela API – WSD para majorar a tensão admissível na condição de tormenta.

FATORES DE SEGURANÇA						
	WSD		LRFD			
	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)	(F)
	OPERAÇÃO	TORMENTA	SOLICIT.	PESO MORTO	PESO VIVO	AMBIENTAL TORMENTA
(1)				1,30	1,50	1,35
TRAÇÃO	1,66	1,25	1,05	1,36	1,57	1,41
COMPR.	1,9-1,66	1,43-1,25	1,18	1,53	1,77	1,59
FLEXÃO	1,33	1,00	1,05	1,36	1,57	1,41
CORT.	1,44	1,08	1,05	1,36	1,57	1,41
PUNC.	1,70	1,28	1,11	1,44	1,66	1,49

Tabela V.3

## VII – APLICAÇÃO PRÁTICA DAS FORMULAÇÕES WSD E LRFD

Para a aplicação e comparação prática das formulações WSD e LRFD, foi fornecido pelo CENPES (Petrobrás) a análise estrutural de uma jaqueta destinada para o campo de Manati.

### VII.1 – JAQUETA DE ESTUDO

As características principais da plataforma de PMNT-1 são descritas a seguir:

- Campo: Manati – BA
- Lâmina de água: 36.5 m
- Tipo de plataforma: produção, não tripulada
- Número de condutores: não há
- Número de risers rígidos de exportação: 1 de 20”, pré-instalado na jaqueta, para exportação de gás;
- Número de risers rígidos de produção: 7 de 6/8” OD, pré-instalados na jaqueta, para produção dos poços satélites;
- Número de I-tubes: 1 de 18” para controle dos poços e 2 de 12” para os cabos elétricos e para o umbilical, todos os I-tubes serão pré-instalados na jaqueta.
- Vida em serviço: 20 anos
- Heliponto: 17.3 m x 17.3 m, para helicóptero Bell-212 de 5080 kg
- Atracadouro: para embarcação até 7109 tons de deslocamento

## - JAQUETA

Lâmina de água: 36.5 m

Peso máximo de içamento: 370 tons

Número de pernas: 4

Número de estacas: 4

Número de elevações: 4

Altura: 44.252 m

Tipo de embarque: transversal

Tipo de instalação no mar: içamento em 1 peça com balsa BGL-1

Dimensões do topo: 9 m x 9 m

Dimensões da base: 20.382 m x 20.382 m

Tipo de fundação: estacas cravadas

## - MODELO UNIFILAR

A origem do sistema de coordenadas se localiza na elevação ao nível de águas tranqüilas. O eixo X é horizontal, paralelo à face B, sendo positivo da face 1 para a face 2. O eixo Z é vertical, positivo para cima. Estando definidos os eixos X e Z, o eixo Y se obtém a partir da regra da mão direita. Ver figura VII.1 a seguir.

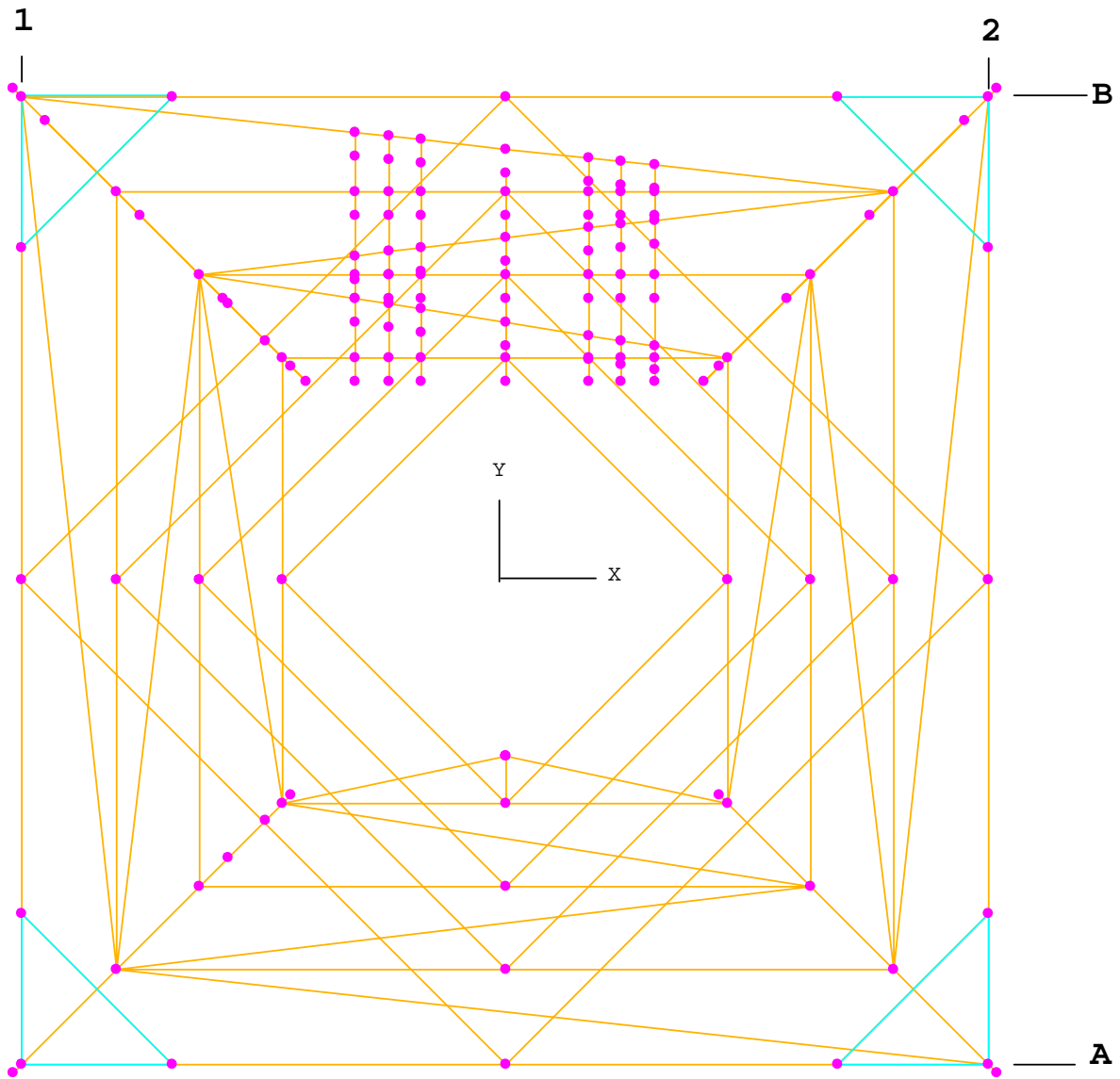


Figura VII.1 Sistema de eixos cartesianos

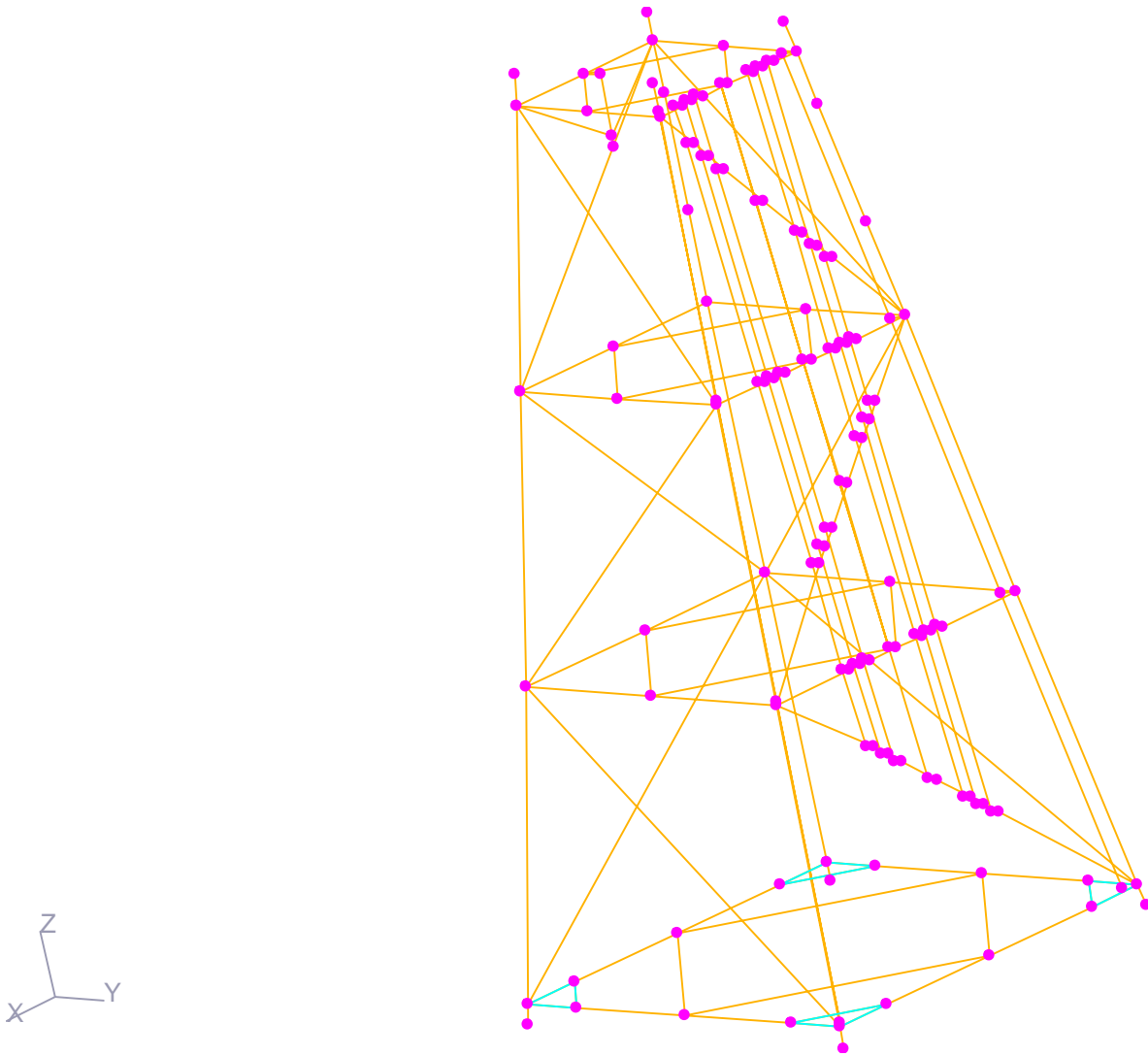


Figura VII.2 Vista em perspectiva

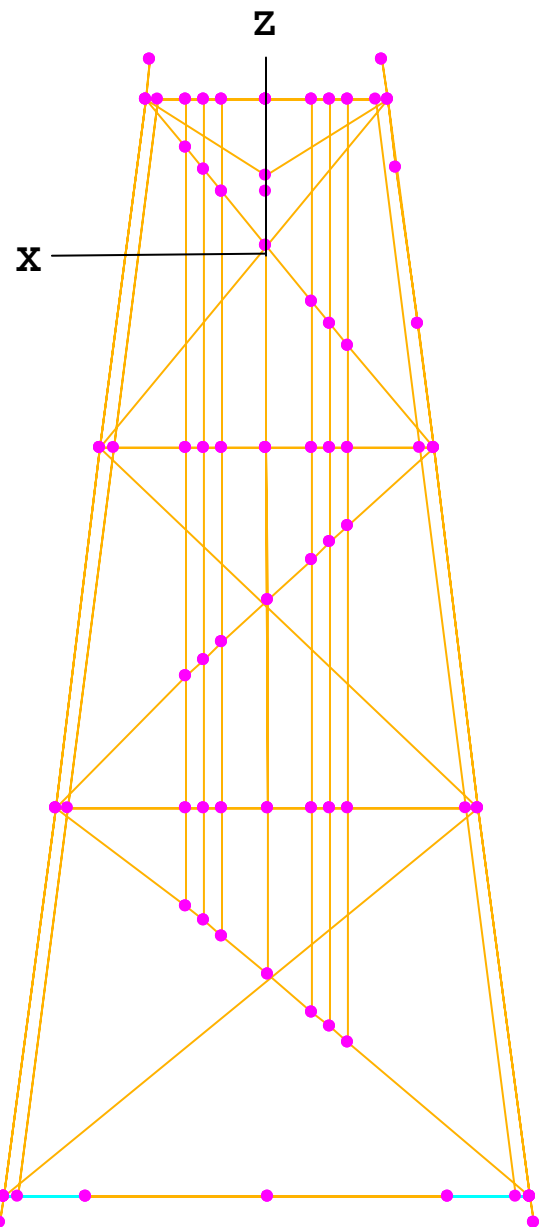


Figura VII.3 - Projeção XZ

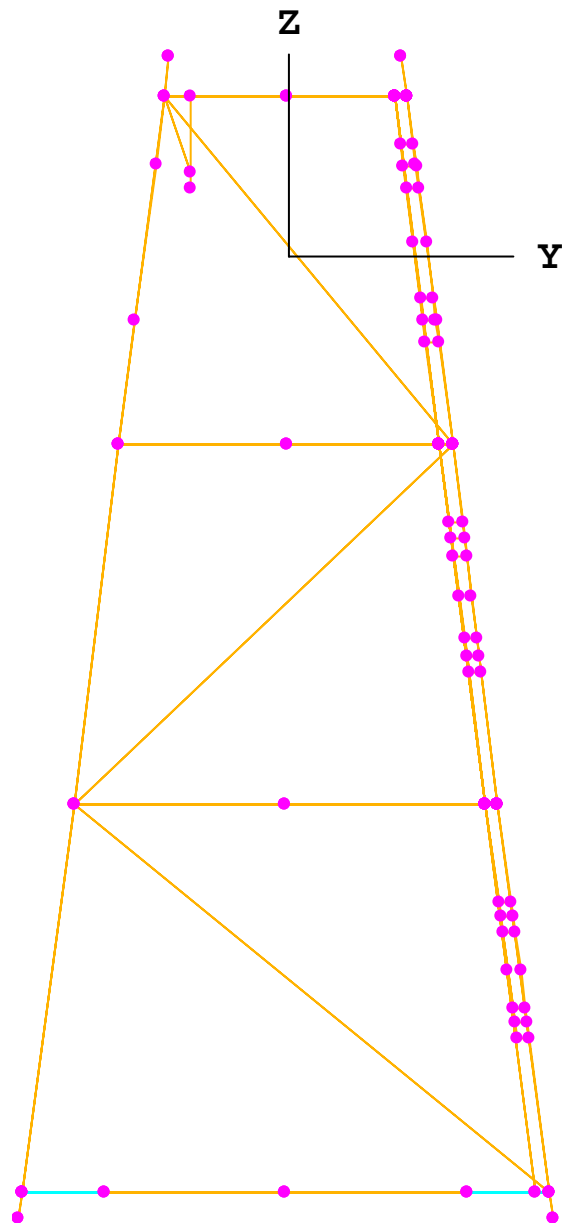


Figura VII.4 - Projeção YZ



A seguir são apresentadas figuras e elementos dos arquivos de entrada do ADEP (modelo unifilar), contendo numeração dos membros.

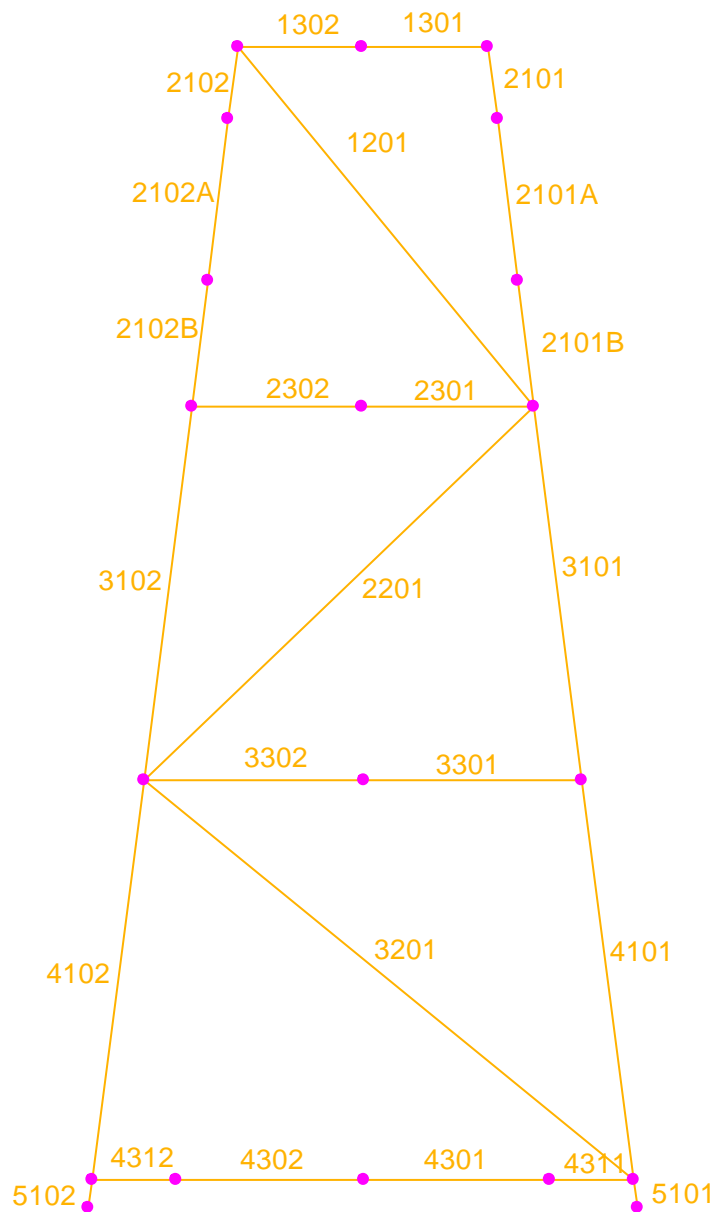


Figura VII.5 - Face 1 – elementos

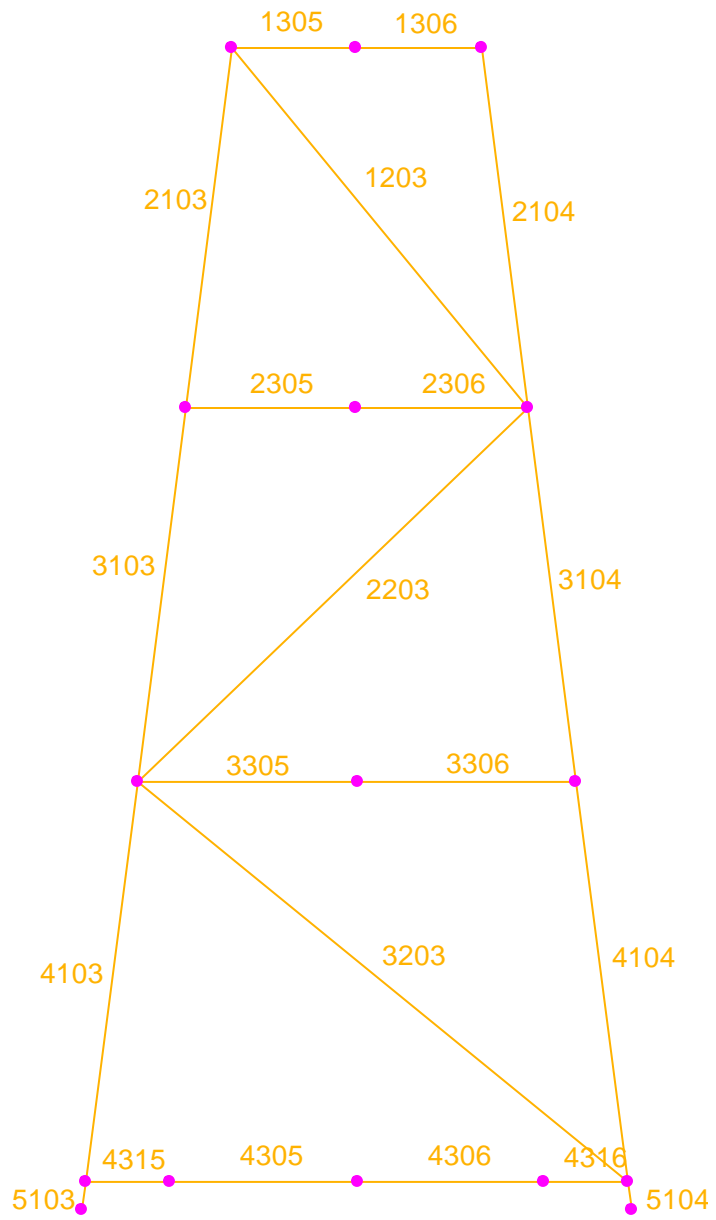


Figura VII.6 - Face 2 – elementos

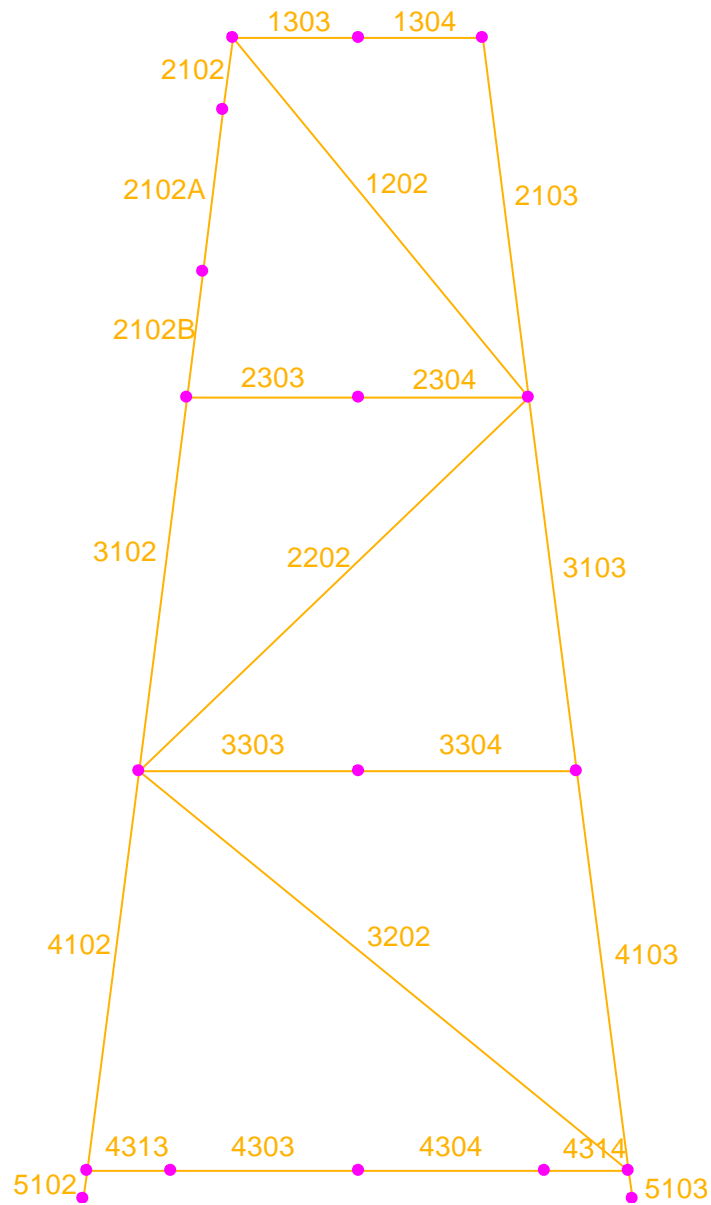


Figura VII.7 - Face A – elementos

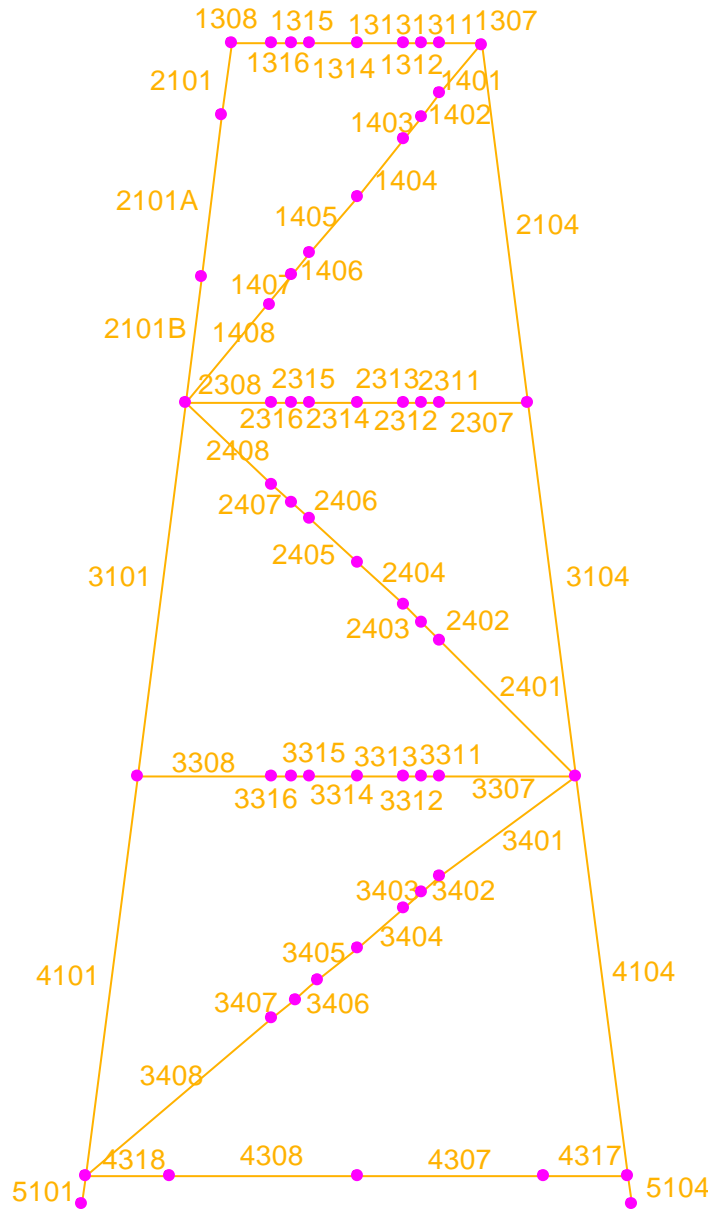


Figura VII.8 - Face B – elementos

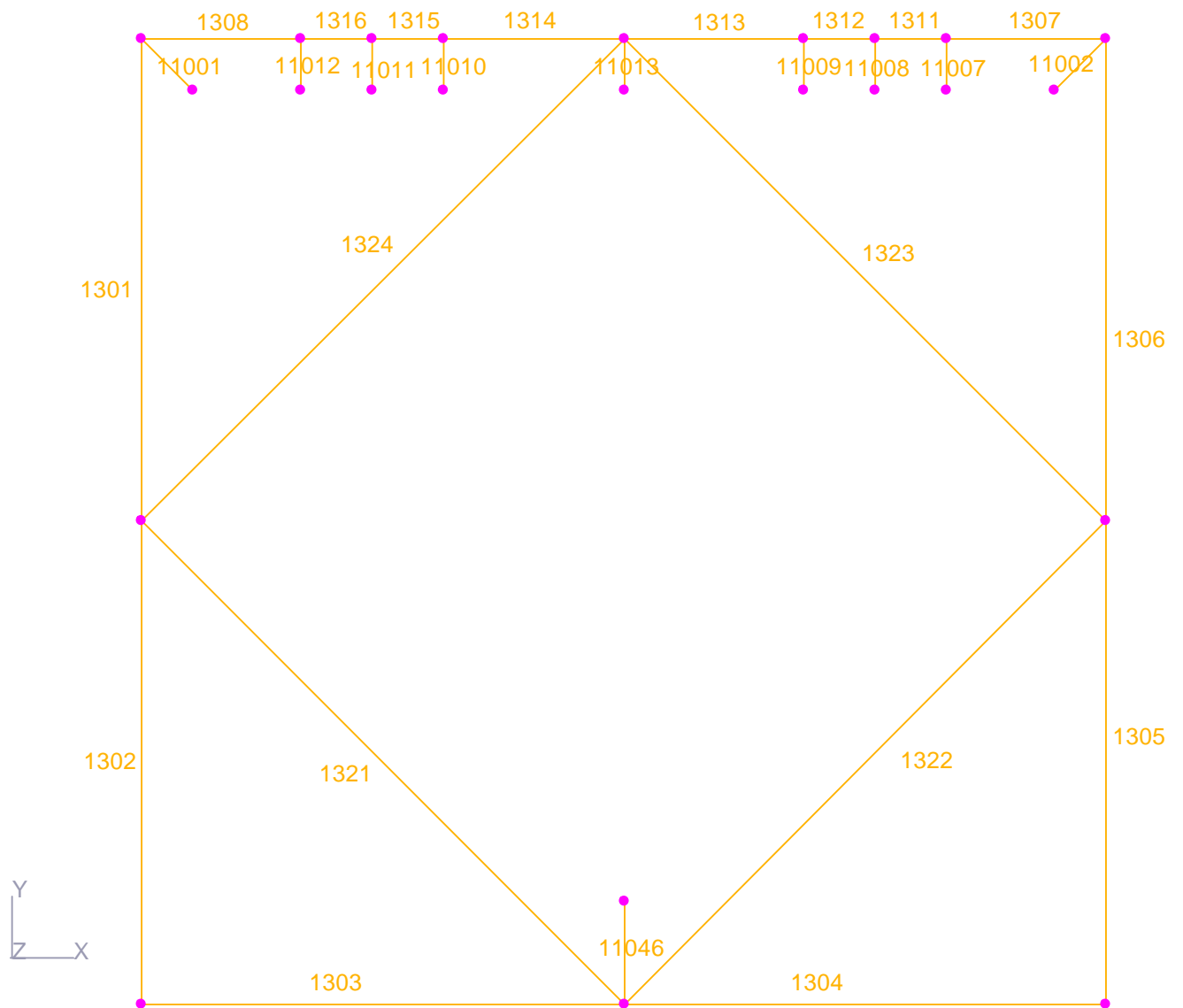


Figura VII.9 - Elevação +6000 – elementos

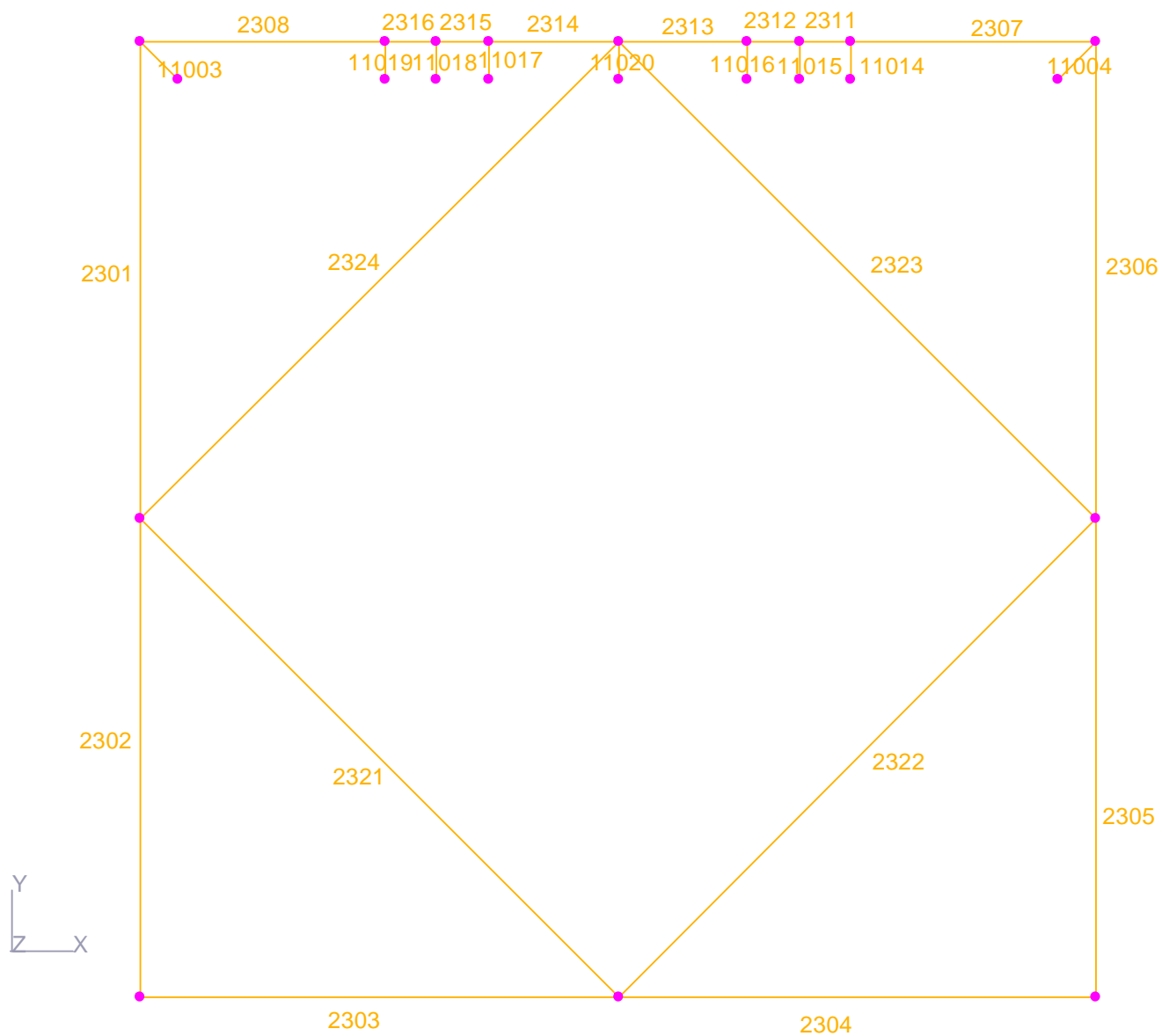


Figura VII.10 – Elevação (-)7500 – elementos

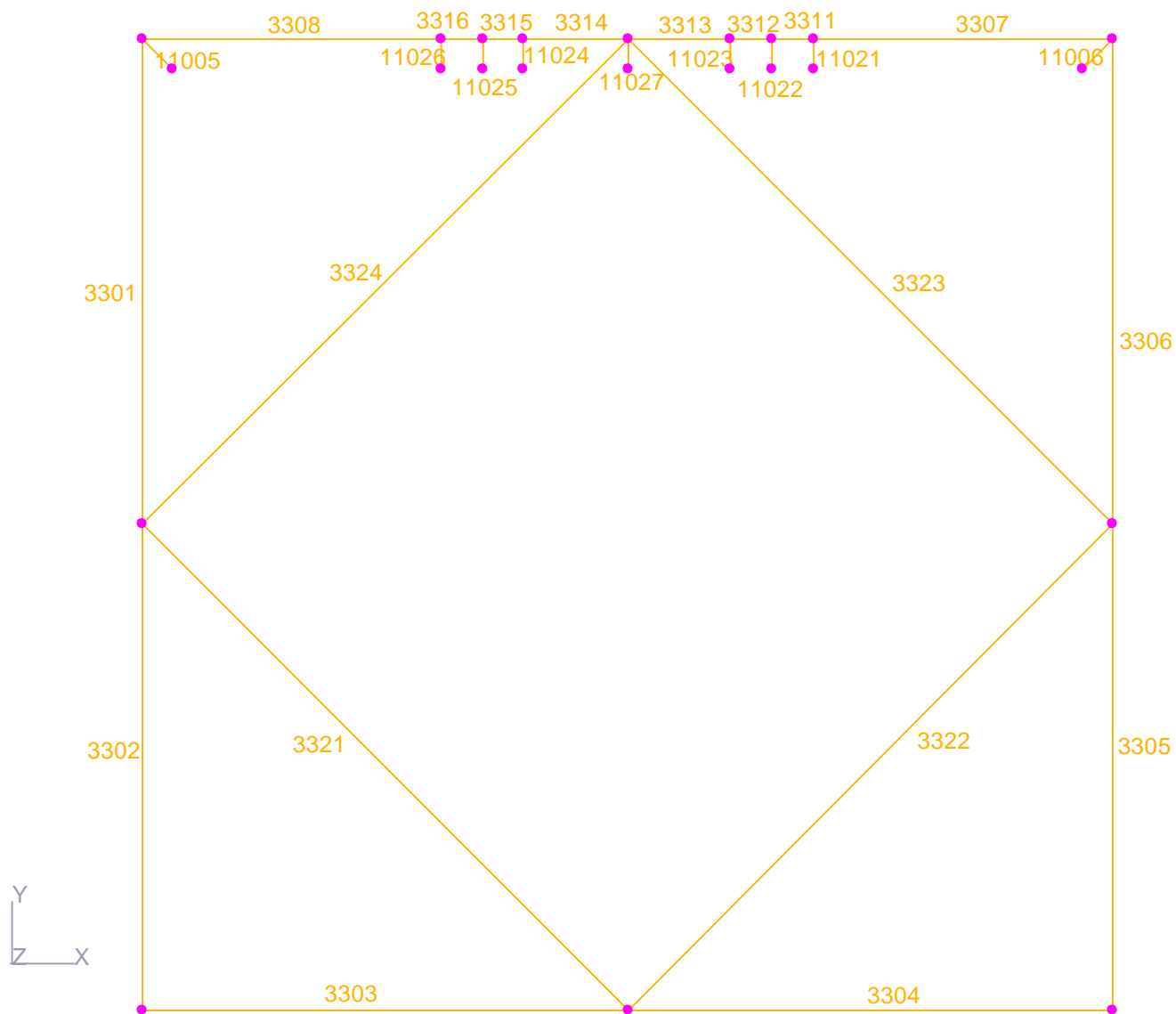


Figura VII.11 – Elevação (-)21000 – elementos

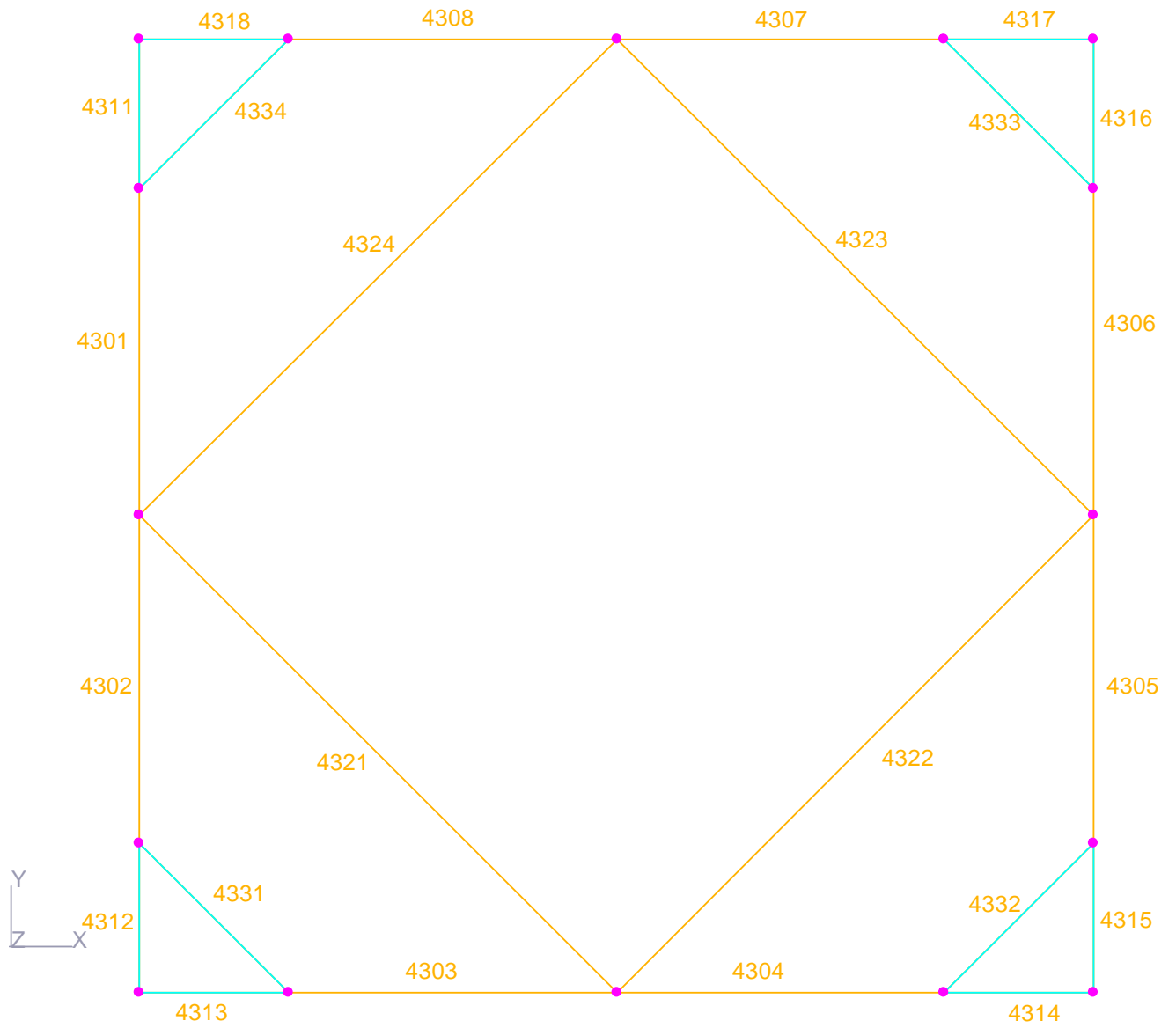


Figura VI.12 - Elevação (-)36500 – elementos



- SOLO / ESTACA

As estacas são cravadas, pré-moldadas de aço com 16 m de comprimento numa camada de areia muito compacta, cujo o ângulo de atrito da areia é 40°, com elevada resistência de ponta uma vez que chega à rocha.

- CARREGAMENTOS DA ANÁLISE

Foi efetuado o cálculo do período natural da estrutura, chegando-se ao valor em torno de 2.0 s. Portanto, sendo menor que 3 s, não haverá necessidade de considerar as cargas de inércia de acordo com a referência [1].

Carregamento básico de peso próprio da estrutura do convés e jaqueta:

Os pesos próprios da estrutura de pórtico do convés e da jaqueta são gerados automaticamente no sistema ADEP originando o carregamento básico ao qual serão acrescidos as seguintes cargas:

Item	Peso total (KN)	Obs
Estrutura da jaqueta+ 1 riser exp.de 24” + 7 risers de 6” + 2 I-tube de 18” + 1 I-tube de 12” + 1 Sump	3570	-Inclui anodos e risers -Peso aparente
Convés	11770	Peso total

Tabela VI.1

Foram gerados dois carregamentos básicos de peso próprio de estrutura:

Carregamento básico	Descrição	FZ (KN)
PPE	Estrutura da jaqueta e acessórios	3570
CV	Convés	11770
TOTAL		15340

Tabela VI.2

Os carregamentos do convés foram obtidos da análise estrutural do convés.

Carregamentos básicos de onda, correnteza e empuxo na jaqueta:

Foram gerados carregamentos básicos onda, correnteza e empuxo na jaqueta para as seguintes direções: 0, 45, 90, 135, 180, 225 e 270 graus.

Estas cargas são obtidas automaticamente no sistema ADEP, na posição de carga crítica (offset) da onda em relação à plataforma.

As 4 pernas foram consideradas alagadas e portanto sem flutuação.

Foram gerados os seguintes carregamentos básicos de onda e correnteza e correspondentes cargas cisalhantes totais máximas:

Carregamento básico	Período de retorno (anos)	Direção (graus)	H (m)	T (s)	Máximo Cisalhante (KN)
OOPE000	1	0	6.15	8.93	848
OOPE045	1	45	6.15	8.93	788
OOPE090	1	90	6.15	8.93	771
OOPE135	1	135	6.15	8.93	790
OOPE180	1	180	6.15	8.93	805
OOPE225	1	225	6.15	8.93	756
OOPE270	1	270	6.15	8.93	810
OOPE315	1	315	6.15	8.93	903
OTOR000	100	0	9.14	9.50	1926
OTOR045	100	45	9.14	9.50	1862
OTOR090	100	90	9.14	9.50	1674
OTOR135	100	135	9.14	9.50	1864
OTOR180	100	180	9.14	9.50	1838
OTOR225	100	225	9.14	9.50	1771
OTOR270	100	270	9.14	9.50	1885
OTOR315	100	315	9.14	9.50	2075

Tabela VI.3

## VII.2 – METODOLOGIA EMPREGADA NA APLICAÇÃO PRÁTICA

Com a utilização do programa ADEP, a análise estrutural da jaqueta foi executada.

Como este programa, utilizado no CENPES (EB/EO), está adaptado para a metodologia WSD, foi necessário multiplicar cada parcela do carregamento pelos fatores da LRFD, para a obtenção dos esforços solicitantes, tanto para o carregamento de tormenta, quanto para o carregamento de operação.

Cabe ressaltar aqui que o carregamento de tormenta é aquele ao qual a estrutura está sujeita a solicitações ambientais extremas como ondas, correntes e vento com remota possibilidade de ocorrência devido ao elevado período de retorno.

Já o carregamento de operação é aquele ao qual a estrutura está sujeita, no dia-a-dia, característico da bacia petrolífera em que está instalada.

Após a geração dos carregamentos, foi feita uma verificação estrutural automática no ADEP, com a finalidade de se identificar o carregamento crítico para cada elemento, identificando a posição na barra onde esta solicitação atuava (nó inicial ou final). O mesmo foi feito para as ligações com a verificação automática do puncionamento.

Ambas verificações foram executadas de acordo com a metodologia das tensões admissíveis (WSD), metodologia esta adaptada ao programa ADEP.

Em seguida, utilizando uma planilha Mathcad, foram implantadas as normas WSD e LRFD, e aplicamos os esforços solicitantes mais exigentes provenientes da análise estrutural. Uma vez que a verificação estrutural não foi automatizada, foi necessário fazer a verificação barra por barra. Isto levou a utilizarmos apenas o carregamento crítico.

Os elementos analisados e verificados são os travejamentos das mesas -7500 e -21000. Estes foram escolhidos por estarem no plano horizontal, o que facilitou as verificações estruturais, principalmente a do funcionamento.

Para efeito de comparação foram utilizados os esforços decorrentes do mesmo carregamento para a mesma direção, sendo este o carregamento crítico para a WSD, uma vez que o programa ADEP está adaptado à metodologia WSD. O citado carregamento foi utilizado como base de comparação para as duas metodologias.

Cabe aqui a ressalva de que um carregamento que é crítico para a WSD pode não ser o carregamento mais solicitante para a LRFD, mas deveria haver uma base para comparação, sob o risco de estarmos comparando parâmetros diferentes.

Ex:

Carregamento Crítico WSD – TORMENTA 270°

Logo;

Carregamento Crítico a ser utilizado na formulação LRFD – TORMENTA 270°.

Na mesma planilha Mathcad, executamos as razões das tensões ( $\sigma_{ATUANTE}/\sigma_{ADM}$ ,  $\sigma_{ATUANTE}/\sigma_{NOMINAL}$ , para WSD e LRFD respectivamente) para cada esforço.

Em seguida comparamos estas numa planilha Excel onde apresentamos os resultados à posteriori, na análise dos resultados.

### VII.3 – RESULTADOS

Nas tabelas que seguem, os resultados da verificação são apresentados na forma de razões de tensões para cada filosofia (WSD e LRFD).

#### VERIFICAÇÃO DE ELEMENTOS DA MESA -7500

##### Carregamento Crítico: TOR 270

ELEMENTO 2321	RAZÃO		RESUTADOS
	WSD	LRFD	WSD/LRFD
TRAÇÃO	0,018	0,018	1,000
COMPRESSÃO	0,000	0,000	*****
FLEXÃO	0,182	0,255	0,714
CORTANTE	0,013	0,017	0,765
FLEXO-TRAÇÃO	0,200	0,256	0,781
FLEXO-COMPRESSÃO	0,182	0,255	0,714

Tabela VI.3

##### Carregamento Crítico: TOR 135

ELEMENTO 2322	RAZÃO		RESUTADOS
	WSD	LRFD	WSD/LRFD
TRAÇÃO	0,000	0,000	*****
COMPRESSÃO	0,069	0,062	1,113
FLEXÃO	0,131	0,190	0,689
CORTANTE	0,014	0,018	0,778
FLEXO-TRAÇÃO	0,131	0,190	0,689
FLEXO-COMPRESSÃO	0,200	0,193	1,036

Tabela VI.4

**Carregamento Crítico: TOR 270**

<b>ELEMENTO</b> <b>2323</b>	<b>RAZÃO</b>	<b>RAZÃO</b>	<b>RESUTADOS</b>
	<b>WSD</b>	<b>LRFD</b>	<b>WSD/LRFD</b>
<b>TRAÇÃO</b>	<i>0,000</i>	<i>0,000</i>	<b>*****</b>
<b>COMPRESSÃO</b>	<i>0,068</i>	<i>0,067</i>	<b>1,015</b>
<b>FLEXÃO</b>	<i>0,193</i>	<i>0,271</i>	<b>0,712</b>
<b>CORTANTE</b>	<i>0,014</i>	<i>0,018</i>	<b>0,778</b>
<b>FLEXO-TRAÇÃO</b>	<i>0,193</i>	<i>0,271</i>	<b>0,712</b>
<b>FLEXO-COMPRESSÃO</b>	<i>0,261</i>	<i>0,274</i>	<b>0,953</b>

Tabela VI.5

**Carregamento Crítico: TOR 270**

<b>ELEMENTO</b> <b>2424</b>	<b>RAZÃO</b>	<b>RAZÃO</b>	<b>RESUTADOS</b>
	<b>WSD</b>	<b>LRFD</b>	<b>WSD/LRFD</b>
<b>TRAÇÃO</b>	<i>0</i>	<i>0</i>	<b>*****</b>
<b>COMPRESSÃO</b>	<i>0,063</i>	<i>0,055</i>	<b>1,145</b>
<b>FLEXÃO</b>	<i>0,174</i>	<i>0,243</i>	<b>0,716</b>
<b>CORTANTE</b>	<i>0,013</i>	<i>0,016</i>	<b>0,813</b>
<b>FLEXO-TRAÇÃO</b>	<i>0,174</i>	<i>0,243</i>	<b>0,716</b>
<b>FLEXO-COMPRESSÃO</b>	<i>0,237</i>	<i>0,245</i>	<b>0,967</b>

Tabela VI.6

VERIFICAÇÃO DE ELEMENTOS DA MESA -21000

**Carregamento Crítico: TOR 270**

<b>ELEMENTO</b> <b>3321</b>	<b>RAZÃO</b>	<b>RAZÃO</b>	<b>RESUTADOS</b>
	<b>WSD</b>	<b>LRFD</b>	<b>WSD/LRFD</b>
<b>TRAÇÃO</b>	<i>0,0080</i>	<i>0,0079</i>	<b>1,013</b>
<b>COMPRESSÃO</b>	<i>0,000</i>	<i>0,000</i>	<b>*****</b>
<b>FLEXÃO</b>	<i>0,057</i>	<i>0,077</i>	<b>0,740</b>
<b>CORTANTE</b>	<i>0,005</i>	<i>0,009</i>	<b>0,536</b>
<b>FLEXO-TRAÇÃO</b>	<i>0,065</i>	<i>0,077</i>	<b>0,844</b>
<b>FLEXO-COMPRESSÃO</b>	<i>0,057</i>	<i>0,077</i>	<b>0,740</b>

Tabela VI.7

**Carregamento Crítico: TOR 135**

<b>ELEMENTO</b> <b>3322</b>	<b>RAZÃO</b>	<b>RAZÃO</b>	<b>RESUTADOS</b>
	<b>WSD</b>	<b>LRFD</b>	<b>WSD/LRFD</b>
<b>TRAÇÃO</b>	<i>0</i>	<i>0</i>	<b>*****</b>
<b>COMPRESSÃO</b>	<i>0,031</i>	<i>0,029</i>	<b>1,069</b>
<b>FLEXÃO</b>	<i>0,048</i>	<i>0,072</i>	<b>0,667</b>
<b>CORTANTE</b>	<i>0,006</i>	<i>0,008</i>	<b>0,738</b>
<b>FLEXO-TRAÇÃO</b>	<i>0,048</i>	<i>0,072</i>	<b>0,667</b>
<b>FLEXO-COMPRESSÃO</b>	<i>0,079</i>	<i>0,073</i>	<b>1,082</b>

Tabela VI.8



**Carregamento Crítico: TOR 270**

<b>ELEMENTO 3323</b>	<b>RAZÃO</b>	<b>RAZÃO</b>	<b>RESUTADOS</b>
	<b>WSD</b>	<b>LRFD</b>	<b>WSD/LRFD</b>
<b>TRAÇÃO</b>	<i>0</i>	<i>0</i>	<b>*****</b>
<b>COMPRESSÃO</b>	<i>0,029</i>	<i>0,027</i>	<b>1,074</b>
<b>FLEXÃO</b>	<i>0,071</i>	<i>0,096</i>	<b>0,740</b>
<b>CORTANTE</b>	<i>0,005</i>	<i>0,007</i>	<b>0,797</b>
<b>FLEXO-TRAÇÃO</b>	<i>0,071</i>	<i>0,096</i>	<b>0,740</b>
<b>FLEXO-COMPRESSÃO</b>	<i>0,1</i>	<i>0,096</i>	<b>1,042</b>

Tabela VI.9

**Carregamento Crítico: TOR 270**

<b>ELEMENTO 3324</b>	<b>RAZÃO</b>	<b>RAZÃO</b>	<b>RESUTADOS</b>
	<b>WSD</b>	<b>LRFD</b>	<b>WSD/LRFD</b>
<b>TRAÇÃO</b>	<i>0</i>	<i>0</i>	<b>*****</b>
<b>COMPRESSÃO</b>	<i>0,030</i>	<i>0,025</i>	<b>1,200</b>
<b>FLEXÃO</b>	<i>0,067</i>	<i>0,091</i>	<b>0,736</b>
<b>CORTANTE</b>	<i>0,005</i>	<i>0,006</i>	<b>0,800</b>
<b>FLEXO-TRAÇÃO</b>	<i>0,067</i>	<i>0,091</i>	<b>0,736</b>
<b>FLEXO-COMPRESSÃO</b>	<i>0,096</i>	<i>0,092</i>	<b>1,043</b>

Tabela VI.10

VERIFICAÇÃO DE LIGAÇÕES DA MESA -7500

LIGAÇÃO	CARREGAMENTO CRÍTICO	TENSÕES COMB. WSD	TENSÕES COMB. LRFD	RAZÃO WSD/LRFD
2321 / 2302	TOR 270	0,358	0,249	1,438
2324 / 2301	TOR 270	0,603	0,395	1,527
2321 / 2303	TOR 270	0,585	0,409	1,430
2322 / 2304	TOR 270	0,470	0,320	1,469

Tabela VI.11

VERIFICAÇÃO DE LIGAÇÕES DA MESA -21000

LIGAÇÃO	CARREGAMENTO CRÍTICO	TENSÕES COMB. WSD	TENSÕES COMB. LRFD	RAZÃO WSD/LRFD
3321 / 3302	TOR 180	0,075	0,015	5,000
3324 / 3301	TOR 270	0,198	0,149	1,329
3321 / 3303	TOR 270	0,151	0,127	1,189
3322 / 3304	TOR 270	0,150	0,120	1,250

Tabela VI.12

## VII.4 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

API – LRFD mostrou-se mais conservadora para os carregamentos de tormenta de uma maneira geral

Para os esforços axiais mostrou-se algumas vezes mais arrojada devido ao baixo fator de segurança (0,95) para a tensão admissível, apesar da majoração dos carregamentos.

Isto refletiu muitas vezes para os esforços combinados onde a inclusão do cosseno na formulação LRFD reduziu a razão de tensões

Para as ligações a API – WSD mostrou-se mais conservadora uma vez que há uma redução nas tensões admissíveis de 1.7, que não se repete na API - LRFD

## VIII – CONCLUSÃO E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

No que se refere a esforços axiais a metodologia WSD mostrou-se um pouco mais conservadora que a LRFD, muito provavelmente pela proximidade do valor de  $kl/l$  ao valor de  $C_c$ . A medida que  $kl/r$  se aproxima de  $C_c$  a API-WSD mostra-se mais conservativa [3]. Isto reflete-se em alguns casos na Flexo-Compressão, como é mostrado nas tabelas VI.4, VI.8, VI.9 e VI.10.

Nos esforços provenientes de flexão pura, a API-LRFD mostrou-se invariavelmente mais conservativa que a API-WSD, como pode-se demonstrar em todas as tabelas.

Para o cortante e flexo-tração mais uma vez a API-LRFD mostrou-se mais conservativa que a API-WSD para o carregamento crítico analisado.

Podemos destacar também que apesar dos elementos da mesa -7500 serem menores em diâmetro, espessura e comprimento, seu nível de solicitação foi, na maioria dos elementos analisados, maior que o dos elementos da mesa – 21000. Isto caracteriza a maior solicitação dos carregamentos ambientais de onda e corrente na mesa mais próxima da superfície.

Na maioria das análises, a API-WSD mostrou-se mais arrojada. Isso explica-se provavelmente pelo fato desta norma admitir um acréscimo de 33% nas tensões admissíveis uma vez que a metodologia de estudo se baseou única e exclusivamente nos carregamentos

críticos, sendo a comparação das duas metodologias feita sob efeito do carregamento de tormenta.

Cabe a ressalva que a jaqueta estudada era pequena se comparada a outras plataformas fixas de aço, e a medida que aumentam as estruturas maior é o efeito dinâmico We. Para estes casos a duas metodologias se aproximam muito.

No que diz respeito ao Puncionamento a API-WSD mostrou-se ser mais conservativa que a API-LRFD, mesmo tendo as tensões de escoamento um acréscimo de 33%.

Em estudos realizados anteriormente, comparando as duas filosofias de dimensionamento sob efeito dos carregamentos de tormenta e operação a API-LRFD mostrou-se consideravelmente mais arrojada para os carregamentos de operação [3].

Fica aqui a sugestão que novos estudos sejam conduzidos, com a finalidade de adequar os fatores de segurança e os multiplicadores de carregamento à realidade brasileira, para que possamos ter uma norma propriamente adaptada às solicitações ambientais das bacias petrolíferas brasileiras.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] API-RP2A, “Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms”, 21<sup>a</sup> edição, “American Petroleum Institute” E.U.A., 2000.
- [2] API-RP2A-LRFD, “Draft Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Load and Resistance Factor Design”, 2<sup>a</sup> edição, “American Petroleum Institute” E.U.A., 1993.
- [3] DA SILVA, RENATO PINHEIRO, "Análise e Projeto de Jaquetas Offshore Segundo os Critérios LRFD e WSD", Tese Submetida ao Corpo Docente da Coordenação dos Programas de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro como parte dos requisitos necessários para a obtenção do Grau de Mestre em Ciências em Engenharia Civil, 1991.
- [4] ELLWANGER, G.B. - Apostila do Curso de Offshore Mestrado, MBP, MSO – 2004/1.
- [5] JIP – “1600 FT. Water Depth Conventional Fixed Platform Design and Installation Feasibility and Costs – Summary”, Fevereiro, 1985.
- [6] ADEP-EDES, “Specification of Structural Data-User’s Manual”, Setembro, 1987 –  
DIPREX/ CENPES/ PETROBRÁS

[7] ADEP-ADAM, "Evaluation of Environmental Data-User's Manual", DIPREX/  
CENPES/ PETROBRÁS.

[8] ADEP-ANPE, "Static Analysis and Design-User's Manual", Setembro, 1987 –  
DIPREX/ CENPES/ PETROBRÁS.

[9] ABS, "Rules for Building and Classing Mobile Offshore Units", "American Bureau of  
Shipping", E.U.A., 1980.

[10] RODRIGUEZ, S.G.H., "Considerations regarding the design of Offshore Platform",  
Offshore Engineering – Volume 4 – Rio de Janeiro, 1985.

[11] THOMAS, José Eduardo – Fundamentos de Engenharia de Petróleo - Editora  
Interciência

[12] ELLWANGLER, G.B., "Alguns Aspectos da Análise e do Projeto de Plataformas  
Marítimas" - Tese Submetida ao Corpo Docente da Coordenação dos Programas de Pós-  
Graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro como parte dos requisitos  
necessários para a obtenção do Grau de Doutor em Ciências em Engenharia Civil, 1988.