

ANÁLISE ESTÁTICA E DINÂMICA DE UMA PLATAFORMA TRIANGULAR ESTAIADA

Gilberto de Barros R. Lopes^a, Oscar Fabricio Zuleta Inch^a e Raul Rosas e Silva^c

^a*CNT Consult Engenharia e Serviços Ltda, Rio de Janeiro, cnt@domain.com.br.*

^b*Ph.D. Student, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Brasil, fabriciozi@hotmail.com.*

^c*Associate Professor, Chairman, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Brasil, raul@puc-rio.br*

Palavras-chave: Plataformas estaiadas, análise dinâmica, modelagem numérica.

Resumo. Neste trabalho são realizadas análises estáticas e dinâmicas de uma plataforma auto-elevatória, estaiada, construída a partir da estrutura original mostrada na fotografia 1. A plataforma original operava em águas com profundidade máxima de 14 m, sendo adaptada posteriormente para operação em profundidades de 27m. Para evitar mudanças muito radicais do arranjo geral da nova plataforma, manteve-se a seção transversal dos spuds. Objetivando aumentar a estabilidade da estrutura, apesar da esbeltez dos spuds ter praticamente dobrado, equipou-se a plataforma com um sistema de estaiamento composto por âncoras, correntes, poitas e cabos de aço (estais), ligados a guinchos elétricos instalados na plataforma. Desta forma, reduziu-se a deslocabilidade lateral do sistema em sua extremidade superior, e em consequência, a esbeltez dos spuds.

Para avaliar o comportamento da nova estrutura, foram feitas análises não-lineares, estáticas e dinâmicas, além da determinação linearizada de carga crítica e frequências próprias da estrutura. O comportamento não linear dos cabos é modelado numericamente considerando a matriz de rigidez tangente dos elementos do cabo e incorporando a força inicial de pré-tensão. O mesmo método foi aplicado às estacas, considerando-se grandes deslocamentos na configuração deformada da estrutura.

A carga crítica da estrutura composta pelos três spuds, plataforma e estais foi determinada por uma análise linear de auto-valores. Para isto, considerou-se que apenas um dos estais reaja ao deslocamento horizontal da plataforma, como uma mola de rigidez equivalente.

Finalmente, foi verificada a resposta dinâmica não linear da estrutura às forças de uma onda com as características $H=2,5m$ e $T=15s$, comparando-se os resultados com a resposta estática.

1 INTRODUÇÃO

Este documento tem por finalidade verificar a estabilidade de uma plataforma auto-elevatória, mostrada na fotografia 1, inicialmente projetada para execução de sondagens em águas com profundidade máxima de 14,0m.



Fotografia 1 - Plataforma auto-elevatória original.

Um sistema de estaiamento, constituído por correntes, cabos de aço, poitas e âncoras, foi instalado na plataforma original, para permitir a operação em águas com profundidade máxima de 27,0m.

2 DADOS DE PROJETO

2.1 Materiais

1. Aço utilizado no dimensionamento das estruturas da jaqueta e dos spuds:
ASTM A-36, $f_y = 2500 \text{ kgf/cm}^2$, $f_u = 4000 \text{ kgf/cm}^2$.

2. Estais e cabos para elevação da plataforma:
Cabo de aço polido 6 x 25 com alma de aço independente (AACI), diâmetro 5/8", Extra Improved Plow Steel 20000-23000 kgf/cm^2 , carga de rutura de 15 tf, fabricação CIMAF, Faixa Amarela.

3. Poitas: Concreto armado. Peso submerso: 1.8 tf.

4. Âncora: tipo Danforth, peso 0.5 tf.

2.2 Profundidades de operação da plataforma

Conforme memória anterior, a plataforma foi dimensionada para operar até a profundidade de 14m. Para este caso, o comprimento total do spud era de 23,0m e a plataforma era auto-portante, ou seja, sem necessidade de estaiamento.

Considerando um sistema para estaiamento da plataforma formado por cabos de aço, poitas e âncoras com correntes, mostrado esquematicamente na [Figura 1](#), a plataforma poderá operar até a profundidade de 27m. Neste caso, o comprimento dos spuds será da ordem de 40m.

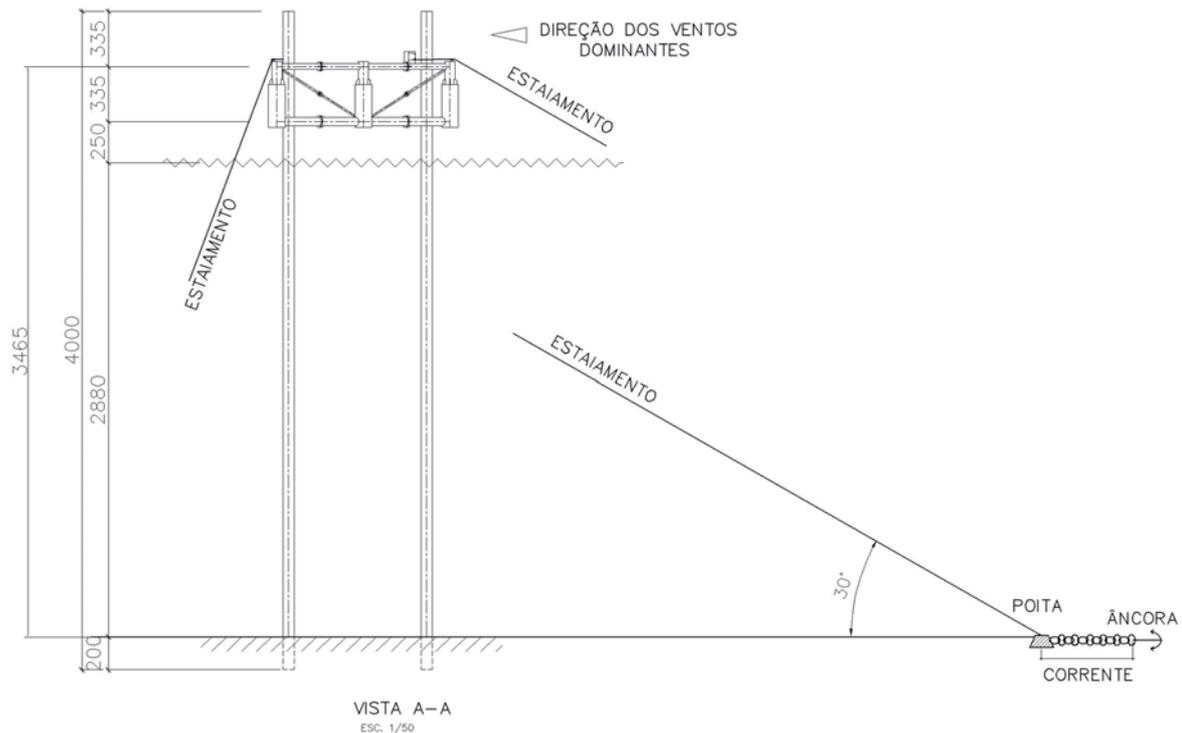


Figura 1- Desenho esquemático da Plataforma estaiada

3 CARGAS HORIZONTAIS DE PROJETO

A estrutura somente poderá operar no grau 3 da Escala de Beaufort, designação “Fraco”, com ventos de até 5 m/s e ondulação até 60 cm, com alguns carneiros. Eventualmente a estrutura poderá operar no grau 4, designação “Moderado”, com ventos até 8 m/s e ondulação até 150 cm, com muitos carneiros.

Embora a operação da estrutura seja limitada ao grau 3 da Escala de Beaufort ou no máximo na escala 4, o dimensionamentos da mesma será feito para a escala 5, designação “Fresco”, correspondente à velocidade do vento de 9 a 11m/s e ondulações até 2,5m e muitos carneiros.

Como critério de projeto, considerou-se que ondas com altura de 2,5m e período de 15 s atuem na mesma direção que o vento com a velocidade de 11 m/s. O ataque da onda e do vento será considerado na direção mais desfavorável possível para a estrutura, quando apenas um dos estais é tracionado e os demais comprimidos, e portanto não trabalham. Para este caso de carga extremo não foi considerada a atuação de correntes.

4 MODELOS ESTRUTURAIS

A modelagem da plataforma, composta pelos dois planos de contraventamento, spuds e estaiamento foi feita para a situação “em elevação” e “em operação”. Para isto, foi utilizado o software para análise estrutural SAP 2000, Versão 14.

Vê-se na [Figura 2](#) o modelo da estrutura em 3D. As chapas de madeirite e as cantoneiras de apoio, que compõem o convés, foram introduzidas como cargas sobre o contraventamento horizontal superior e não são mostradas.

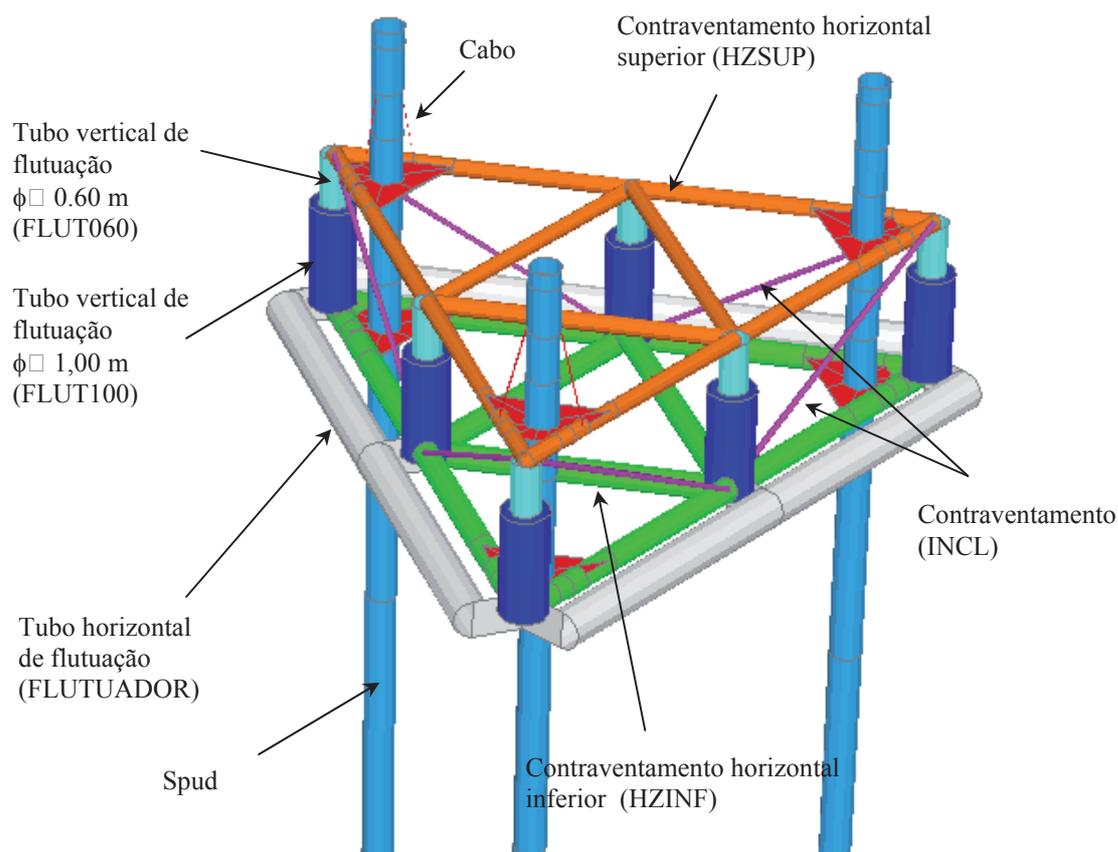


Figura 2 – Vista em 3-D da Plataforma, constituída pelas guias dos spuds, dois planos de contraventamento e flutuantes. Os estais não são vistos na figura.

As propriedades geométricas das seções transversais estão mostradas na [Tabela 1](#). A seção CABOANC não está representada na [Figura 2](#) e corresponde aos estais. As chapas nos vértices dos planos de contraventamento foram modeladas como “shells” (ver [Figura 4](#)). A seção transversal do flutuador foi alterada de forma que o peso próprio da plataforma, medido pela célula de carga do guindaste durante o içamento, fosse igual a 38 tf. Os apoios dos spuds e das extremidades dos estais são definidos como rótulas. Foi verificado que não existe tração nas fundações para as cargas de projeto.

As condições de contorno nos locais de interseção da plataforma com os spuds devem permitir deslocamentos verticais desta em relação aos spuds, mas ao mesmo tempo impedir deslocamentos horizontais relativos entre a plataforma e os spuds.

Os únicos locais de interseção dos spuds com a plataforma, nos planos superior e inferior, são as chapas planas triangulares, situadas nos três vértices da plataforma, onde os tubos-

guias são soldados, como mostrado na fotografia 2.

Section Name	Material	Shape	t3 m	tw m	Area m ²
CABO	A992Fy50	Pipe Φ 2.6mm	0.0226	0.011200	0.000601 (3 cabos)
CABOANC	A992Fy50	Pipe Φ 16mm	0.0160	0.007900	0.000201
FLUT060	A36	Pipe Φ 600mm	0.600	0.004760	0.008901
FLUT100	A36	Pipe Φ 1000mm	1.000	0.004760	0.014883
FLUTUADOR	A36	Pipe Φ 1000mm	1.000	0.023400	0.071793
HZINF	A36	Pipe Φ 500mm	0.500	0.009530	0.014684
HZSUP	A36	Pipe Φ 350mm	0.350	0.006300	0.006803
INCL	A36	Pipe Φ 120mm	0.120	0.004760	0.001723
SPUD	A36	Pipe Φ 670mm	0.670	0.006350	0.013239

Tabela 1 Propriedades geométricas das seções

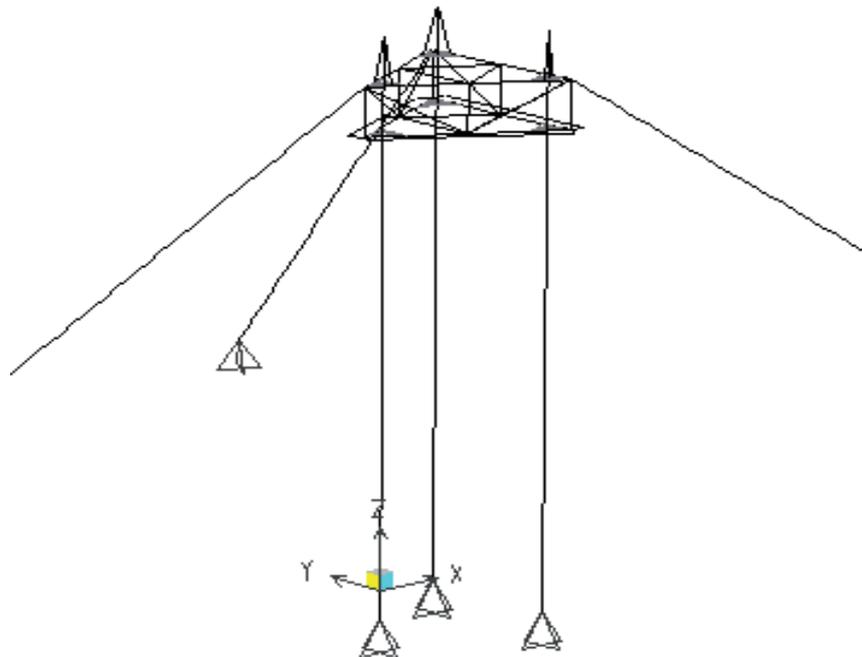


Figura 3 – Modelagem da estrutura da plataforma, spuds e estais.



Fotografia 2 - Tubo-guia soldado na chapa de transmissão de forças horizontais, no convés da plataforma.

Devido à forma imperfeita da seção dos spuds, a folga entre os diâmetros destes últimos e dos tubos-guias é da ordem de 10 mm, para permitir a livre movimentação vertical da plataforma. Portanto, na prática, não é possível ter um apoio que permita o deslocamento vertical da plataforma e ao mesmo tempo impeça deslocamentos horizontais.

A modelagem dos locais de interseção dos spuds com as guias foi definida por 6 “constraints”, ligando os pontos de contato de cada uma das 6 guias aos 6 nós dos spuds que as atravessam. Em cada “constraint”, os deslocamentos x e y dos nós dos spuds e dos pontos de contato, contidos num mesmo plano z , foram considerados os mesmos, apesar da pequena folga inevitável.

Mostra-se na [Figura 4](#) a modelagem das chapas e dos nós dos spuds em um mesmo plano, que se repetem nos vértices dos planos de contraventamento superior e inferior. Os sete nós mostrados na figura (116, 117, 118, 119, 120, 122, 124, 125 e 126) têm os mesmos deslocamentos x e y , mas são livres nos deslocamentos z e nas três rotações.

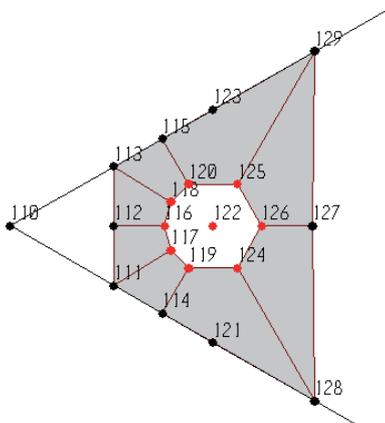


Figura 4 – Modelagem dos vértices da plataforma onde os spuds interceptam os planos de contraventamento.

A modelagem da plataforma foi feita para a profundidade de 27 m. O estaiamento foi modelado por cabos de aço, unindo os bicos superiores da plataforma a apoios que representam o conjunto de poitas, correntes e âncoras, situadas no fundo do mar.

Três estais montados a 120° em planta se interceptam no centro de gravidade da plataforma. Os estais são constituídas por cabos de aço cujas extremidades superiores são tensionadas por guinchos. As extremidades inferiores são fixadas a poitas. Estas são ligadas por correntes a âncoras.

O sistema é concebido de forma que as forças externas sejam resistidas pelos cabos de aço. As componentes verticais são contidas pelas poitas, enquanto as horizontais são contidas pelas âncoras.

Observa-se que o caso de carga mais desfavorável é aquele em que a direção do vento e das ondas é paralela ao plano vertical de um dos três estais. Nesta situação, apenas um dos estais fica tracionado e os demais comprimidos. Na verdade, os estais comprimidos pelas forças externas não ficam totalmente relaxados, pois se encontram pré-tensionados. No entanto, para efeito de cálculo da carga crítica, considera-se que somente um dos estais estará resistindo às forças horizontais de vento e ondas.

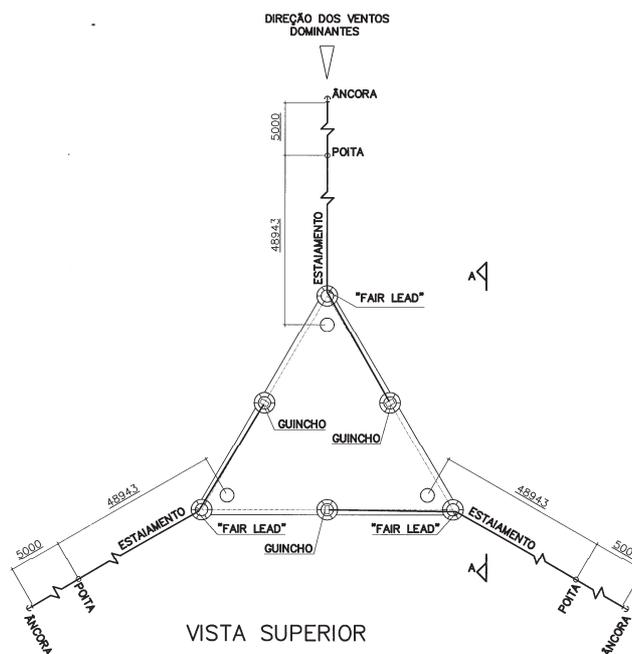


Figura 5 – Situação em planta da plataforma e do sistema de estaiamento.

5 ANÁLISE ESTRUTURAL

5.1 Situação “em elevação”

Na situação “em elevação”, toda a plataforma, inclusive os flutuadores, é içada por três sistemas independentes de guinchos, cabos e roldanas, até ficar totalmente fora d'água.

Durante a operação “em elevação”, a plataforma fica “pendurada” por cabos na extremidade dos spuds, ao mesmo tempo em que os deslocamentos relativos entre spuds e plataforma nos dois planos horizontais de contraventamento (plano $x - y$) são impedidos, apesar da folga inevitável existente entre os spuds e os tubos-guias.

Em princípio, desejava-se que a estrutura fosse elevada sem estaiamento. Para verificar esta possibilidade, calculou-se a deslocabilidade da estrutura sem estaiamento algum durante a elevação, considerando-se a atuação da carga DEAD, que representa todas as cargas permanentes, inclusive dos spuds, e de uma força lateral de apenas 200 kg atuando no plano de contraventamento inferior. O programa SAP calculou um deslocamento horizontal do convés da plataforma da ordem de 12 cm, mostrando que a estrutura seria muito deslocável. Pôde-se chegar à mesma conclusão pelo cálculo do índice de esbeltez λ dos spuds, dado por $\lambda = L_f / i$, onde L_f é o comprimento de flambagem do spud e i o raio de giração da seção transversal, tendo-se obtido $\lambda = 309 > 200$, limite superior segundo a NBR 8800, demonstrando ser necessário o pré-tensionamento dos estais durante o procedimento de elevação

5.2 Cálculo do comprimento de flambagem da estrutura estaiada

Para cálculo do comprimento de flambagem da estrutura estaiada, representada esquematicamente em planta e elevação na Figura 6, foi preciso modelar a estrutura spuds-plataforma com a deslocabilidade lateral restringida por uma mola, modelando a resistência que os estais oferecem à tendência da estrutura se deslocar lateralmente. A constante desta mola está mostrada como “a definir” na Figura 6.

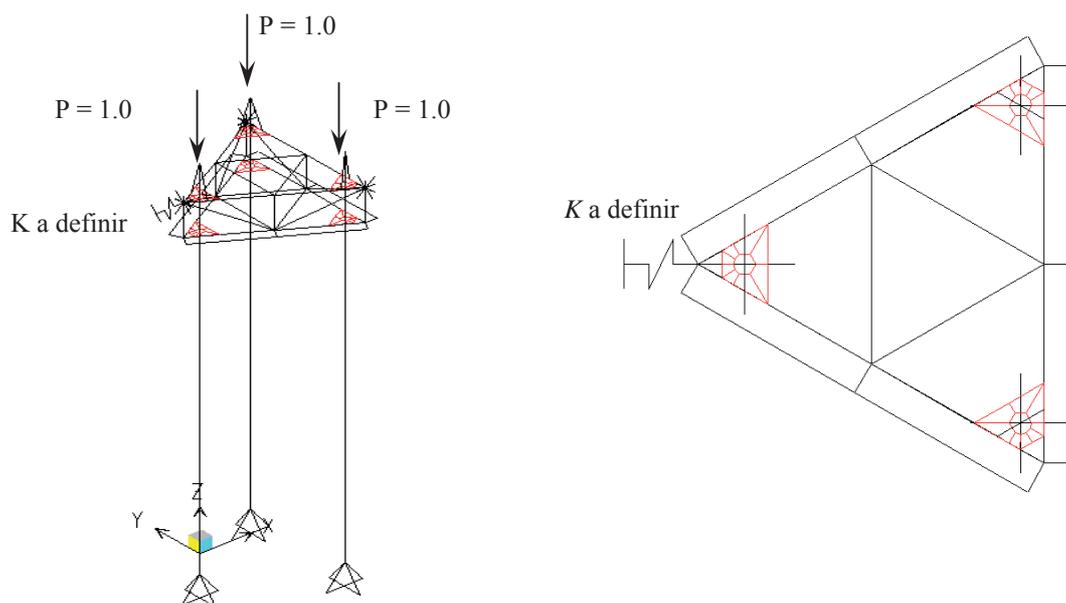


Figura 6 - Modelagem da plataforma e do estaiamento, representado por uma mola K a definir.

A resistência dos estais inclinados a uma força horizontal depende do comprimento inicial do cabo, e este comprimento depende da tensão inicial dada ao cabo. Portanto, a constante de mola K capaz de modelar o comportamento dos estais depende primeiramente da forma inicial do cabo, ou em outras palavras, da tensão inicial dada ao cabo. Na verdade, a constante de mola é variável em função da tensão no cabo.

Foi preciso um estudo inicial para definir qual seria o comprimento inicial do cabo (ou a força horizontal inicial a ser dada ao cabo pelo guincho do convés), de forma que os cabos respondessem quase de imediato às forças externas de onda e vento e impedir a flambagem dos spuds, principalmente quando a plataforma estivesse “em elevação”. A força horizontal inicial nos estais foi definida igual a 500 kg para esta finalidade.

Para se chegar a esta conclusão, foi feito o estudo apresentado a seguir. As características dos estais estão resumidas na [Tabela 2](#).

Nome	Peso Kgf/m	Módulo de Elasticidade (catálogo CIMAF) kgf/cm ²
Cabo de aço polido	1,071	1.050.000

Tabela 2 – Características dos estais

$$\text{Área equivalente} = 1,071 \text{ (kgf/m)} / 7850 \text{ (kgf/m}^3\text{)} = 1,36 \times 10^{-4} \text{ (m}^2\text{)}$$

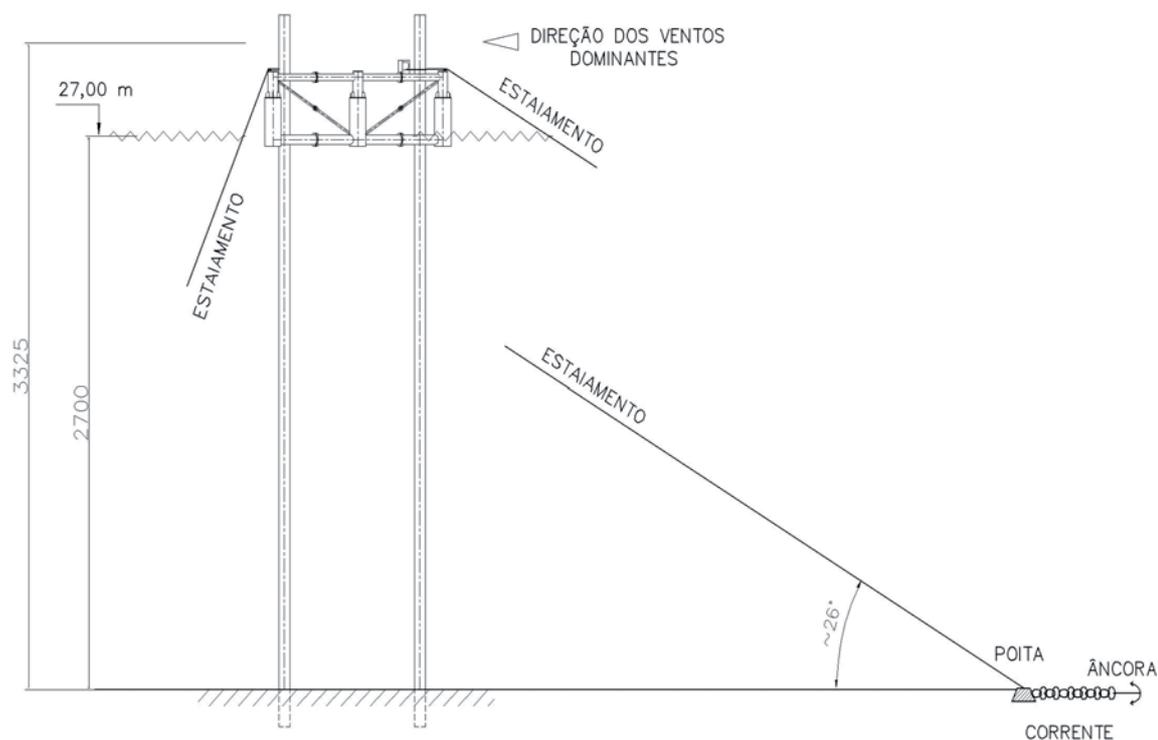
$$\text{Rigidez do cabo} = EA = 10,5 \times 10^6 \times 1,36 \times 10^{-4} = 1428 \text{ t}$$

$$\text{Peso fictício (submerso) do cabo: } 1,071 \times 6,85 / 7,85 = 0,935 \text{ kgf/m}$$

$$\text{Área fictícia do cabo: } 0,935 / 7850 = 1,2 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$E_{\text{fictício}} = EA / A_{\text{fict}} = 1428 / 1,2 \times 10^{-4} = 11.900.000 \text{ tf/m}^2$$

Considerando a plataforma estaiada com os cabos pré-tensionados pela força horizontal de 500 kgf, tem-se esta condição inicial representada na [Figura 7](#).



Início da elevação	
Força horizontal	0.500 tf
Força no cabo (superior)	0.576 tf
Flecha máxima	1.00 m
Comprimento aproximado do cabo	71.2 m

Figura 7 - Representação esquemática da plataforma em “início de elevação”.

Em seguida, como mostra a [Figura 8](#), define-se um deslocamento horizontal da extremidade do cabo igual a 5 cm. A força necessária para esta operação cresceu de 500 para 900 kg. Em seguida, deu-se novo deslocamento de mais 5 cm. A força no cabo cresceu de 900 para 1550 kg. Em seguida, deu-se novo deslocamento de 5 cm e a força no cabo cresceu de 1550 para 2270 kg.

O diagrama Força-Deslocamento está mostrado na [Figura 9](#).

A constante de mola é portanto variável em função da força no cabo, podendo variar de 8 a 14.4 t/m, conforme cálculos a seguir:

$$K1 = (900 - 500) \text{ kg} / 0.05\text{m} = 8 \text{ t/m}$$

$$K2 = (1550 - 900)\text{kg} / 0.05\text{m} = 13 \text{ t/m}$$

$$K3 = (2270 - 1550)\text{kg} / 0.05 = 14.4 \text{ t/m}$$

Sendo a plataforma estaiada por 3 cabos, e estando estes pré-tensionados, a constante de mola horizontal do conjunto poderia ser considerada igual a 2 vezes a constante de apenas um cabo.

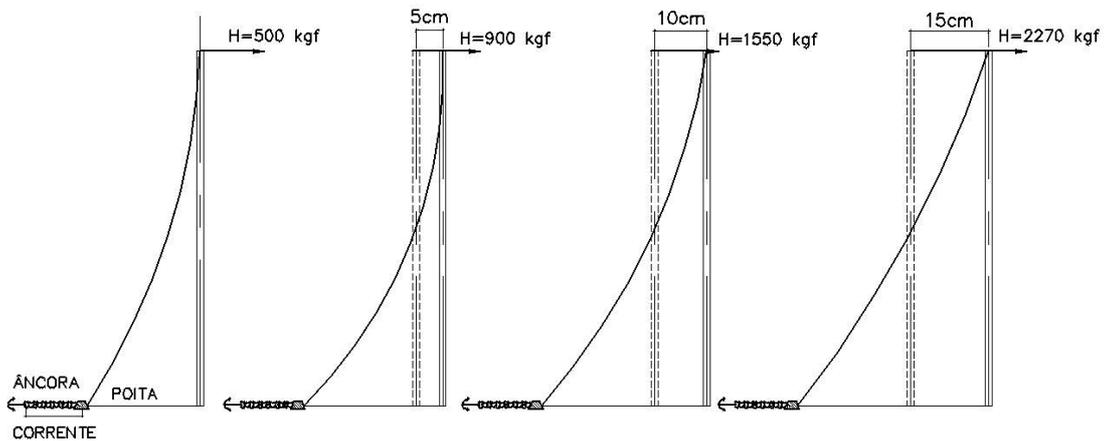


Figura 8 - Deslocamentos horizontais sucessivos para determinação do valor K da mola.

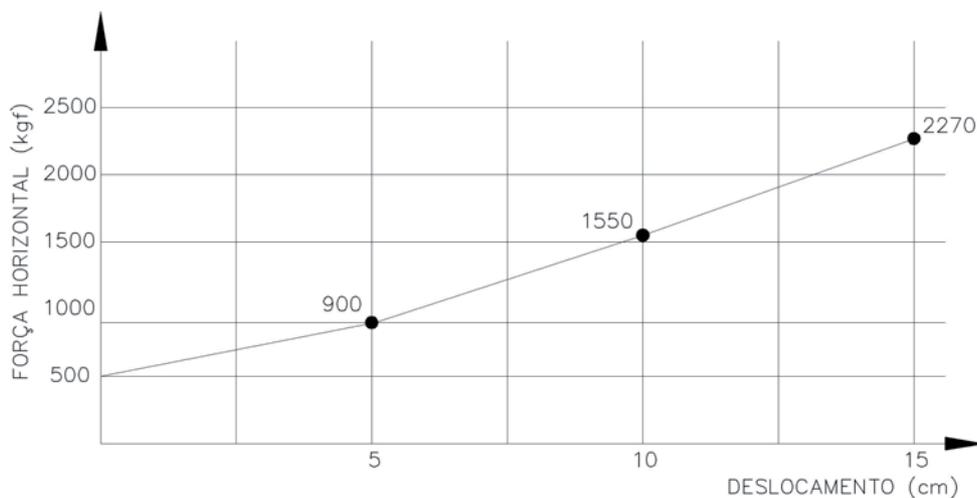


Figura 9 - Diagrama Força horizontal versus deslocamentos

Passando à análise da carga de flambagem dos spuds, sabe-se que quanto maior a constante de mola horizontal, maior será a carga de flambagem. Este fato foi mostrado por uma análise de flambagem dos spuds considerando as constantes de mola de $K=8$ e $K=16$ t/m. Os resultados foram os seguintes:

Para $K = 8$ t/m, $P_{crit} = 101$ t, da equação (1), $l_{fl} = 38$ m, resultando em $\lambda = l_{fl} / i = 38 / 0.23 = 165 < 200$.

$$P_{crit} = \frac{\pi^2 EI}{l_f^2} \rightarrow l_f = \sqrt{\frac{\pi^2 EI}{P_{crit}}} = \sqrt{\frac{\pi^2 20389019 \cdot 7.289 \cdot 10^{-4}}{101}} = 38 \text{ m} \quad (1)$$

Para $K = 16$ t/m, $P_{crit} = 158$ t e $l_{fl} = 30$ m, eq. (2), resultando em $\lambda = l_{fl} / i = 30 / 0.23 = 132 < 200$.

$$l_f = \sqrt{\frac{\pi^2 20389019 \cdot 7.289 \cdot 10^{-4}}{158}} = 30 \text{ m} \quad (2)$$

Portanto, a favor da segurança, será usado $\lambda = 165$ para fins de dimensionamento dos spuds, correspondente à constante de mola $K = 8$ t/m, sendo esta definida a partir de uma força horizontal nos estais, dada pelos 3 guinchos do convés, de 500 kg por estai.

5.3 Situação “em operação”

A situação “em operação” considera que os estais mantém a força horizontal de 500 kgf em cada um. Esta situação será usada para dimensionar a estrutura, composta pela plataforma, spuds e estais. As cargas solicitantes são as permanentes, as acidentais representadas por equipamentos e as cargas de onda e vento no grau 5 (categoria “fresco”), caracterizada por ventos de 11 m/s e ondas com 2,5m de altura.

6 COMBINAÇÕES DE CARGAS

A seguir estão descritos carregamentos que foram considerados na análise da estrutura.

6.1 Cargas permanentes

Total de cargas permanentes correspondentes ao peso próprio igual a 38 tf sem os spuds e 50.4 tf com os spuds.

6.2 Carga de Equipamentos

Total de 7 tf, distribuída na estrutura e representando os equipamentos utilizados durante a operação da plataforma de sondagens.

- Sonda-Perfuratriz: 950 kgf;
- Unidade hidráulica: 350 kgf;
- Gerador 120 kVA: 530 kgf;
- Guinchos (6 unidades): 540 kgf
- Tubulações (revestimento): 55m X 58 kg/m (5” extra forte) = 3200 kgf.
- Compressor de ar Schultz 175 lbf/cm², 60pé³/min, 15 HP = 490 kgf;
- Hastes de perfuração: 250 kgf.

- Operadores (considerados como permanente) : 400 kgf

Total: 6710 kgf ~ 7000 kgf.

6.3 Vento

Foi considerada apenas uma hipótese de incidência do vento sobre a estrutura, coincidente com um dos eixos principais da estrutura, conforme mostrado pela Figura 5. Para o cálculo da pressão do vento adotou-se a velocidade de 11 m/s. O programa SAP 2000 calcula automaticamente a pressão do vento sobre a parte emersa da estrutura no caso de carga WAVE_WIND. O efeito do vento sobre os equipamentos na plataforma foi adotado igual a 66 kgf, para uma área de $0,60 \times 12 = 7.2\text{m}^2$.

$$F_w = c \times q \times A \times \text{sen } \alpha = 1,2 \times 11^2 / 16 \times 0,60 \times 12,00 \times \text{sen } 90^\circ = 66 \text{ kg} \quad (3)$$

6.4 Empuxo

O caso de carga referente ao empuxo deverá ser analisado na verificação da estabilidade das fundações.

6.5 Onda

A onda foi aplicada nas direções 0° e 60° . O período considerado foi de 15 s com altura de 2,50 m (grau 5, categoria “fresco”). Os dados de entrada no programa SAP 2000 para forças de onda e vento sobre a estrutura (carregamento WAVE WIND) estão mostrados na Figura 10. As ações correspondentes sobre a plataforma e sobre os spuds são mostrados na Figura 11.

Altura de onda = 2.5 m Comprimento de onda = 224.34 m
Período da onda = 15 seg Profundidade = 27 m

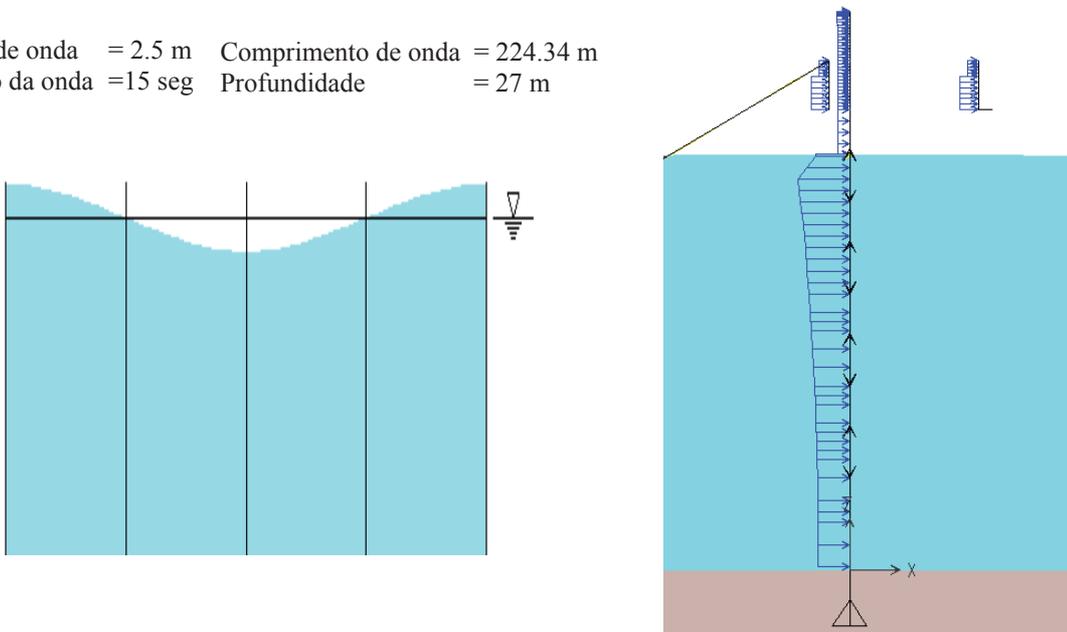


Figura 10 - Dados de entrada no programa SAP 2000 para forças de onda e vento sobre a estrutura, considerando a crista da onda sobre um dos spuds.

6.6 Contrapeso nos Spuds por alagamento em um comprimento de 10 m

Para evitar tração nas fundações, os spuds serão alagados nos 10 m inferiores. Este carregamento será mostrado apenas no cálculo da estabilidade da plataforma.

6.7 Resumo

A Tabela 3 apresenta as combinações de carga para a análise estrutural da plataforma. A combinação PP(DEAD+MADEIRITE+EQUIP) engloba os casos de carga permanente na estrutura, ou seja, peso próprio (DEAD), o madeirite da plataforma superior (MADEIRITE) e o equipamento (EQUIP).

O caso de carga DEAD_NL é um caso de carga não linear que contém todas as cargas permanentes e serve como ponto de partida para os outros casos não lineares, (CSI Analysis reference manual, 2009).

PP	Carregamento com toda a carga permanente e equipamentos (DEAD, MADEIRITE, EQUIP). Análise linear.
ALL_CABO_NL	Carregamento com toda a carga permanente, carga de onda e vento (WAVE_WIND). Análise não linear. Efeito P- Δ e grandes deslocamentos.
ALL_CABO_NL_180	Carregamento com toda a carga permanente, carga de onda e vento (WAVE_WIND_180). Análise não linear. Efeito P- Δ e grandes deslocamentos.

Tabela 3 – Combinações de carga

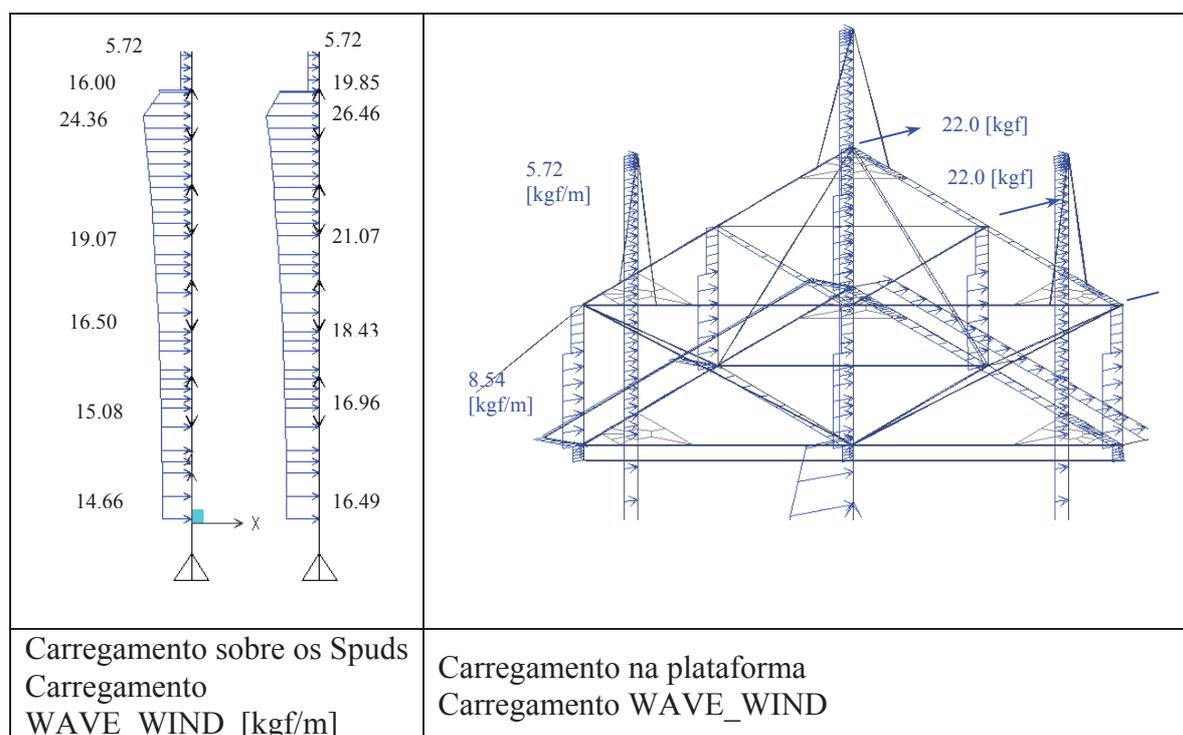


Figura 11 - Ações das forças de onda e vento sobre a estrutura

As combinações de carga estão mostradas na [Tabela 4](#) a seguir.

ComboName	ComboType	CaseName	Scale Factor
PP	Linear Add	DEAD	1.00
PP		EQUIP	1.00
PP		MADEIRITE	1.00

Case	LoadType	LoadName	LoadSF
ALL_CABO_NL	Load pattern	DEAD	1.00
ALL_CABO_NL	Load pattern	EQUIP	1.00
ALL_CABO_NL	Load pattern	MADEIRITE	1.00
ALL_CABO_NL	Load pattern	WAVE_WIND	1.00

Case	LoadType	LoadName	LoadSF
ALL_CABO_NL_180	Load pattern	DEAD	1.00
ALL_CABO_NL_180	Load pattern	EQUIP	1.00
ALL_CABO_NL_180	Load pattern	MADEIRITE	1.00
ALL_CABO_NL_180	Load pattern	WAVE_WIND 180	1.00

Tabela 4 - Resumo dos casos de carga

7 DIMENSIONAMENTO

7.1 Dimensionamento dos spuds

O caso mais desfavorável para os spuds é o caso: “ALL_CABO_NL_180”. Na [Figura 12](#) são apresentados os diagramas de força axial e momento fletor desses elementos

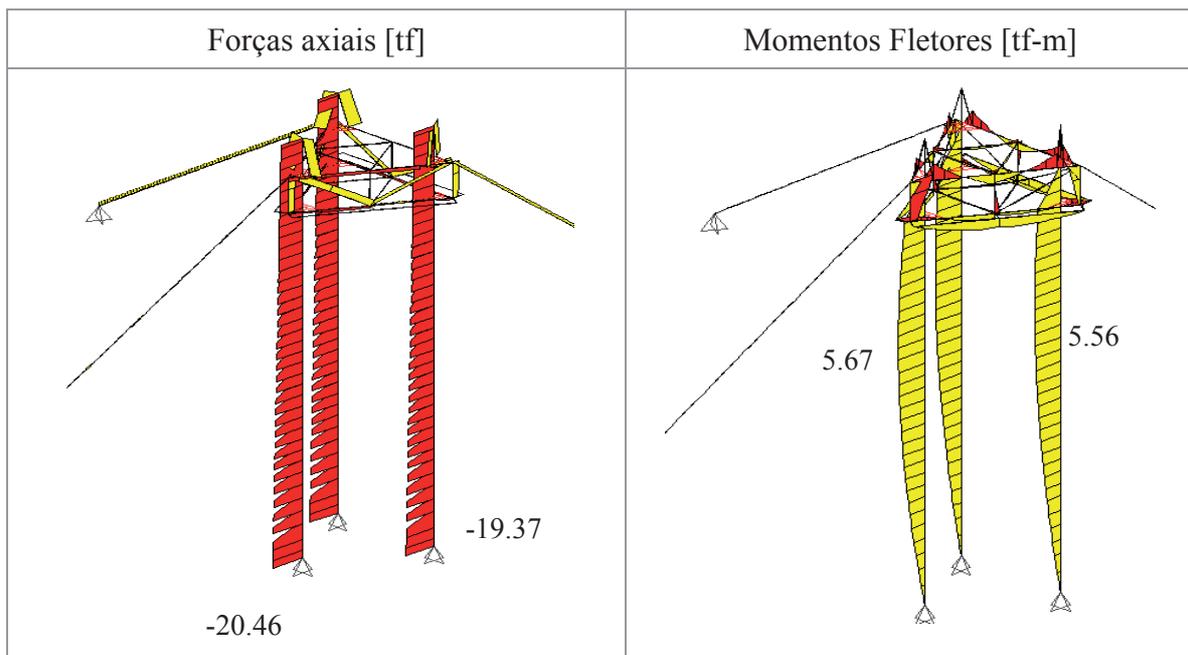


Figura 12 - Resultados do case de carga “ALL_CABO_NL_180”.

Portanto com $\lambda = 165$ e $\sigma_{adm} = 381 \text{ kgf/cm}^2$ tem-se:

$$(20.46 / 0.013) / 3810 + (5.67 / 2.18 \times 10^{-3}) / 14000 = 0.41 + 0.19 = 0.60 < 1$$

7.2 Estais

O caso crítico para os estais é o caso: “ALL_CABO_NL”. A força axial máxima, é igual a 2.10 tf, logo:

$$\text{Coeficiente de segurança de } 15.0 / 2.1 = 7.1$$

7.3 Cabos de elevação da plataforma

Para dimensionamento destes cabos, o caso crítico é o caso de carga “ALL_CABO_NL_180”. A força resultante é igual a 8.26 tf, distribuída por três pernas. Portanto a força por perna é de 2.75 tf.

$$\text{Coeficiente de segurança} = 15 / 2.75 = 5.40$$

7.4 Plataforma propriamente dita

O caso crítico é o caso de carga “ALL_CABO_NL_180”. O elemento mais solicitado pertence ao contraventamento horizontal superior, o momento solicitante é igual a 4.38 m-tf produzindo uma tensão de $4.38 / 5.74 \times 10^{-4} = 7631 \text{ tf/m}^2 < 14000 \text{ tf/m}^2$

7.5 Verificação das fundações

1. Verificação da tensão mínima

Apenas o peso próprio é considerado. Neste caso, a reação de apoio vertical é igual a 17 tf por spud.

O comprimento da parte do spud que se encontra submerso é
 $27\text{m} + 2\text{m} + 1.25\text{m} = 30.25\text{m}$

O empuxo da água é igual a $(\pi \times 0.67^2 / 4) \times 30.25 = 10.66 \text{ tf}$.

A resultante vertical no spud menos carregado será: $17.0 - 10.66 = 6.34 \text{ tf}$.

Tensão de compressão na fundação (spud não alagado) $6.34 / 0.352 = 18 \text{ tf/m}^2$

2. Verificação da tensão máxima

O peso total da estrutura incluindo as cargas acidentais é de 57 tf, então por spud tem-se $57 / 3 = 19 \text{ tf}$ Considerando o alagamento dos spuds nas suas extremidades inferiores, com 10 m de altura e o empuxo, tem-se uma força de compressão na fundação de $19 + (\pi \times 0.67^2 / 4) \times 10 \times 1.0 \text{ t/m}^3 - 10.66 = 19 + 3.53 - 10.66 = 12 \text{ tf}$.

Tensão de compressão na fundação (spud alagado) $12 / 0.352 = 34 \text{ tf/m}^2$

7.6 Estabilidade ao deslizamento dos spuds.

Força horizontal na base do spud = 0.23 tf.

Considerando coeficiente de atrito aço – areia de 0,2, o coeficiente de segurança ao deslizamento do spud será:

$$S = 0.2 \times 6.34 / 0.23 = 5.5$$

7.7 Estabilidade da poita à suspensão

As reações de apoio mais desfavoráveis do caso de carga “ALL_CABO_NL_180” são as seguintes:

Força horizontal 1.80 tf (para a âncora).

Força vertical 1.00 tf (para a poita).

Volume da poita (ver Figura 13): $V = 1.281 \text{ m}^3$

Peso submerso = $1.281 (2.4 - 1.015) \sim 1.8 \text{ tf}$.

Coefficiente de segurança à elevação da poita = $1.8 / 1.00 = 1.8$

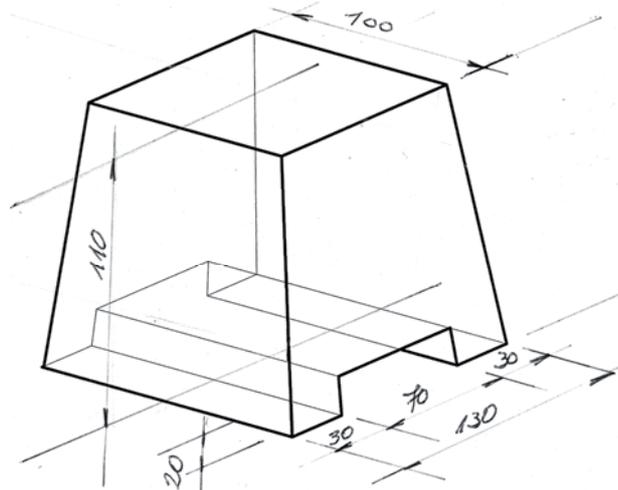


Figura 13– Poita (3x)

7.8 Estabilidade da âncora ao deslizamento.

Âncora adotada : Danforth

Peso da ancora = 0.5 tf

Força horizontal admissível na ancora = $7 \times 0.5 = 3.5 \text{ tf}$.

Coefficiente de segurança ao deslizamento: = $3.5 / 1.80 = 1.9$

8 RESPOSTA DINÂMICA DA PLATAFORMA A FORÇAS DE ONDAS

As forças devidas à ação oscilatória das ondas, são dadas pelas equações de Morison (*Recommendations of the Committee for Waterfront Structures Harbours and Waterways, 1996*), que levam em conta os efeitos de velocidade e aceleração das partículas de água (ver Figura 14). Estas forças variam em função do tempo e da profundidade e devem ser superpostas para obtenção da intensidade sobre uma estaca isolada.

Para estacas de seção circular,

$$p = p_D + p_M = C_D \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{\gamma_w}{g} \cdot D \cdot u \cdot |u| + C_M \cdot \frac{\gamma_w}{g} \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot \frac{\delta u}{\delta t} \quad (4)$$

onde

p_D = pressão devida à velocidade da partícula de água causada pela resistência ao escoamento do fluido por unidade de comprimento da estaca

p_M = pressão inercial devida ao movimento oscilatório não permanente por unidade de comprimento da estaca

p = pressão total por unidade de comprimento da estaca,

g = aceleração da gravidade,

- $C_D =$ coeficiente de arrasto,
 $C_M =$ coeficiente inercial,
 $\gamma_w =$ peso específico da água
 $u, w =$ componentes horizontal e vertical da velocidade local das partículas de água.
 $\frac{\delta u}{\delta t} =$ componente horizontal da aceleração local das partículas de água.

As expressões para u e $\delta u/\delta t$ são mostradas nas equações (5) e (6).

$$u = \frac{H}{2} \cdot \omega \cdot \frac{\cosh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cdot \cos \vartheta \quad (5)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{H}{2} \cdot \omega^2 \cdot \frac{\cosh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cdot \sin \vartheta \quad (6)$$

onde

$\vartheta = kx - \omega t$ (ângulo de fase),

$k = \frac{2\pi}{L}$, $\omega = \frac{2\pi}{T}$, $c = \frac{\omega}{k}$, $t =$ tempo de duração [s],

$T =$ período da onda [s], $\omega =$ frequência angular da onda [1/s].

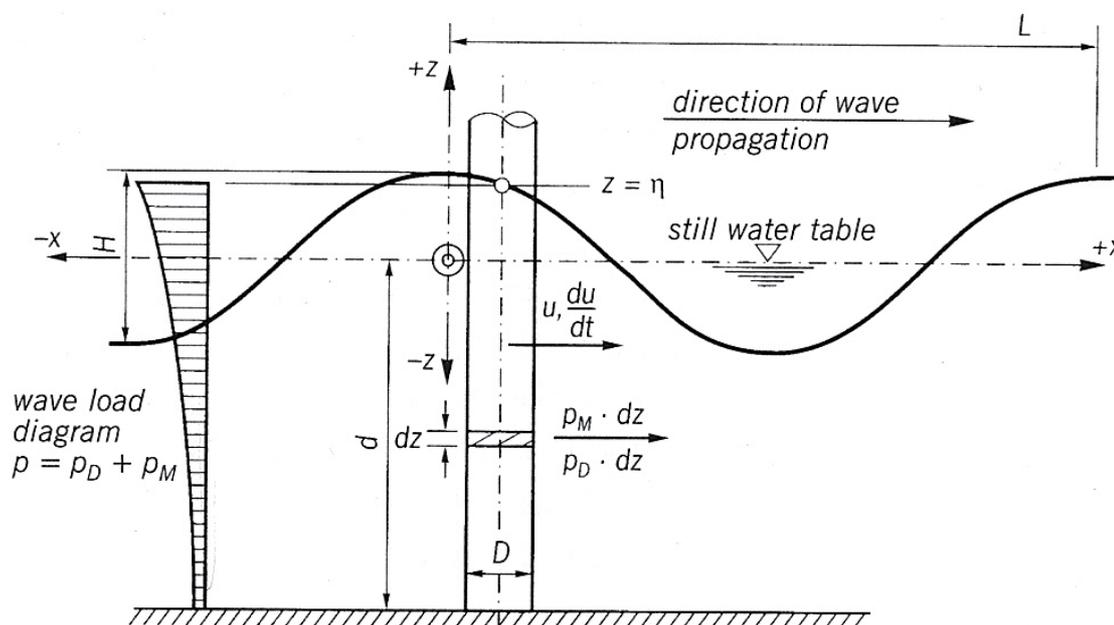


Figura 14 – Ação da onda sobre uma estaca vertical, conforme EAU 1996

Para o caso da análise estática, considerou-se a distribuição de forças mostrada na Figura 15, igual nos 3 spuds, pois a distância entre spuds é pequena (~11m) em relação ao comprimento da onda (224m). Esta distribuição foi determinada por tentativas, fazendo-se a crista da onda coincidir com o eixo de um spud e variando-se o tempo.

O cálculo estático com cargas permanentes (plataforma e spuds = 50 tf) equipamentos (7 tf) e forças de onda calculadas pela fórmula de Morison (4) e distribuição da Figura 15,

apresentou os resultados mostrados na [Tabela 5](#).

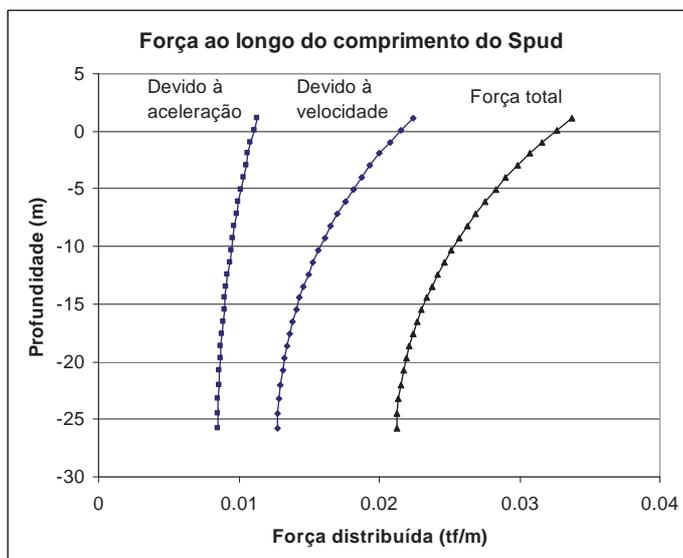


Figura 15 - Distribuição da força de ondas sobre os spuds, para $x = 0$ e $t = 13.9s$.

Análise Estática da Estrutura Sob Efeito de Ondas (Equações de Morison)	
Deslocamento horizontal da plataforma para forças atuando no sentido 1:	0.088 m
Deslocamento horizontal da plataforma para forças atuando no sentido 2:	-0.143 m
Tração no cabo 1 para forças no sentido 1	1.42 tf
Tração nos cabos 2 e 3 para forças no sentido 2	1.20 tf
Máxima reação de apoio nas estacas	20.07 tf
Mínima reação de apoio nas estacas	19.27 tf

Tabela 5 - Resultados da análise estática

Na análise dinâmica, a distribuição de forças pode ser reduzida à equação (7), obtida pela substituição das equações (5) e (6) em (4):

$$p(z,t) = F_1(z) \cdot \cos^2 \mathcal{G}_{(x=0,t)} + F_2(z) \cdot \sin \mathcal{G}_{(x=0,t)} \quad (7)$$

onde $F_1(z)$ e $F_2(z)$ são as amplitudes da distribuição das forças devidas à velocidade e aceleração respectivamente. Os gráficos das componentes e do somatório de forças da equação (7) estão mostrados na [Figure 16](#), representando o caso de carga “DINAMICA” no SAP 2000.

Para a análise dinâmica, foram ainda considerados:

1. Forças de inércia devidas à massa da estrutura e dos equipamentos, considerados como permanentes;
2. Forças de amortecimento, considerando um fator de amortecimento igual a 0.005, proporcional à rigidez (hipótese de Rayleigh) ;
3. Forças elásticas calculadas pelo programa SAP 2000 R.14 , a partir de uma matriz de rigidez tangente que considera grandes deslocamentos dos nós dos elementos finitos tipo “Frame”.

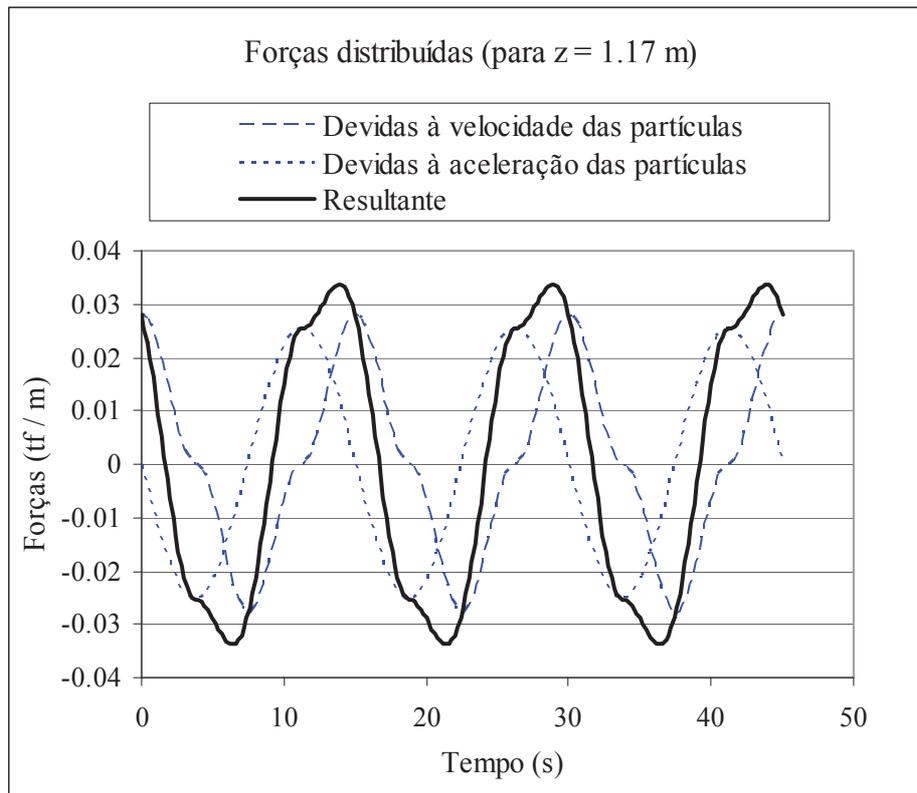


Figure 16 - Forças distribuídas nos spuds ao longo do tempo para $z = 1.17$ m.

O problema dinâmico considerado neste trabalho consiste em determinar a resposta da estrutura composta pela plataforma, estacas e estais às forças excitatrizes definidas pela teoria linear de ondas, resumidas pela equação (7).

Este problema deve considerar o comportamento não linear das estacas e principalmente dos estais, através da soma da matriz de rigidez dos materiais e da matriz geométrica de cada um destes componentes estruturais, (Wilson, 2002).

A avaliação destas matrizes é realizada pelo programa para cada intervalo de tempo, considerando grandes deslocamentos na configuração deformada da estrutura, (CSI Analysis reference manual, 2009).

A discretização inicial do tempo foi de 0,2 segundos, embora o programa Sap2000 possa adotar intervalos de tempo menores caso necessário. A análise é feita para um tempo de 45 segundos que corresponde a três vezes o período da onda. O tempo de processamento deste caso de carga foi de 2 horas e 40 minutos em um computador VAIO 2.67 GHz.

Os gráficos Gráfico 1, Gráfico 2 e Gráfico 3 apresentam os resultados da análise dinâmica em função do tempo.

Observa-se no Gráfico 1 que o deslocamento máximo positivo (sentido 1) é de 0.22 m enquanto o máximo valor negativo é de 0.459 m (sentido 2). O fator de amplificação para deslocamento horizontal é portanto $FA = 0.22 / 0.088 = 2.50$ no primeiro caso e $FA = 0.459 / 0.143 = 3.21$ para deslocamento no sentido 2.

Observa-se no Gráfico 2 que a força máxima no cabo 1 é de 3.43 tf o que resulta em um fator de amplificação de $3.43 / 1.42 = 2.42$, enquanto a força máxima no cabo 2 é igual a 3.58 tf, sendo o fator de amplificação igual a $3.58 / 1.20 = 2.98$

Observa-se ainda que os valores 1.42 tf e 1.20 tf incluem o pré-tensionamento dos estais de 0.5 tf e a reação dos estais à força estática da onda, como indicado na Tabela 5. O coeficiente

de segurança dos estais à rutura é portanto:

Para cargas estáticas, considerando vento e ondas, $15 / 2.1 = 7.1$, onde 2.1 tf foi obtido no item 7.2. Para cargas dinâmicas, considerando apenas a ação dinâmica das ondas : $15 / 3.58 = 4.2$.

Observa-se, finalmente, que o coeficiente de segurança recomendado pelo Manual CIMAF para cabos operados por guinchos é igual a 5.0.

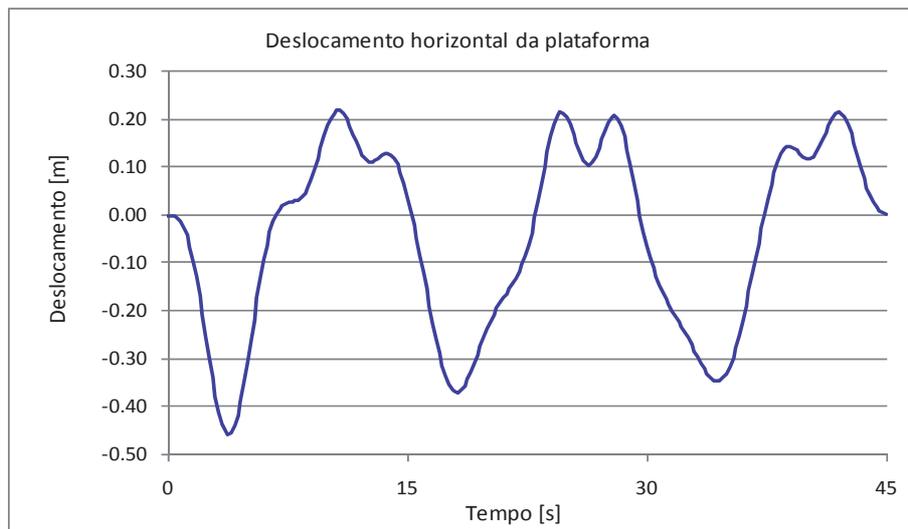


Gráfico 1– Deslocamento horizontal da plataforma sob ação das ondas nos spuds

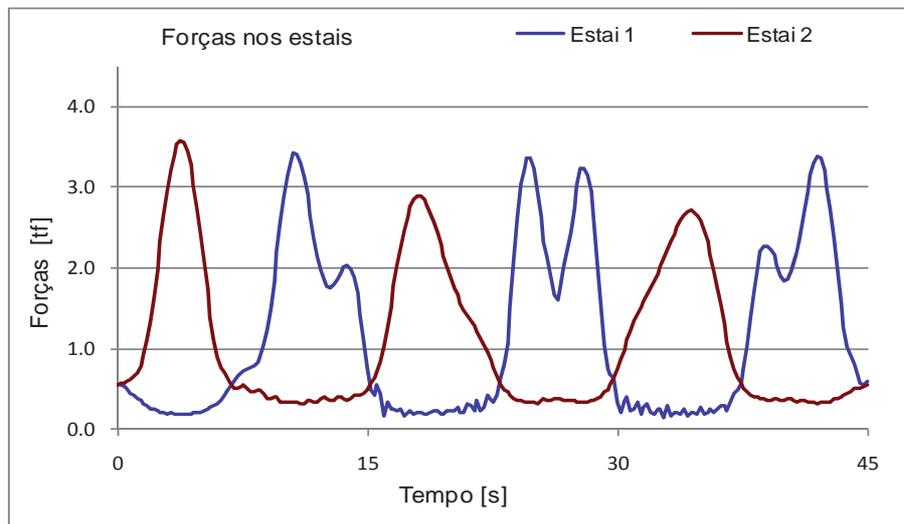


Gráfico 2– Forças nos estais sob ação das ondas nos spuds

Nota-se no Gráfico 3, que a reação máxima e mínima nas estacas é 21.38 tf e 18.76 tf respectivamente. Sendo as reações máxima e mínima para as cargas estáticas permanente, acidental e de ondas iguais a 20.07 e 19.27 tf, observa-se que as diferenças não são significativas, como no caso dos estais.

Conclui-se que a estabilidade das fundações não é afetada em termos práticos pela ação das cargas dinâmicas das ondas sobre a estrutura.

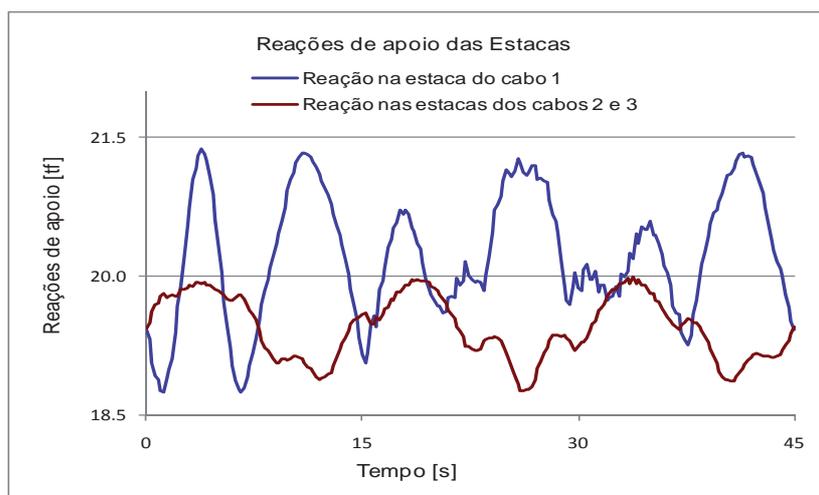


Gráfico 3– Reações de apoio sob ação das ondas nos spuds

9 CONCLUSÕES

A plataforma triangular existente, projetada para operação em águas com profundidade máxima de 14m, foi adaptada para operação em águas com profundidade máxima de 27m. Para isto, a plataforma foi estaiada, conservando-se o arranjo geral e as dimensões dos spuds.

A carga crítica da estrutura composta pelos três spuds, plataforma e estais foi determinada por uma análise linear de auto-valores. Para isto, considerou-se que apenas um dos estais reaja ao deslocamento horizontal da plataforma, como uma mola de rigidez equivalente.

Para a resposta dinâmica da estrutura formada pela plataforma, estacas e estais às forças de uma onda com as características $H=2,5\text{m}$ e $T=15\text{s}$, obteve-se um fator de amplificação da ordem de três para as trações nos estais e para os deslocamentos horizontais da plataforma.

Os períodos fundamentais da estrutura nas duas direções principais (eixos x e y) são iguais a 5.45 s e o período da força excitatriz de 15 s . Pela análise linear, e para uma excitação senoidal, o fator de amplificação dos deslocamentos seria igual a $FA = 1 / (1 - \beta^2)$, onde $\beta = 5.45 / 15 = 0.36$. Portanto, o fator de amplificação $FA = 1.15 \ll 3$ da análise dinâmica não linear.

Conclui-se que os esforços e deslocamentos máximos em estruturas esbeltas como a da plataforma estaiada, submetida a cargas oscilatórias, não podem ser determinados unicamente por critérios estáticos ou lineares, recomendando-se portanto uma análise dinâmica não linear complementar.

Finalmente, ao se projetar o tubo guia dos spuds, deve-se especificar folga de no máximo 8 mm , ou seja, $6\text{mm} \pm 2$ de tolerância, para se obter na prática a indeslocabilidade entre a plataforma e os spuds, e em consequência, um comprimento de flambagem mais próximo ao modelo estrutural idealizado. A plataforma “as built” é mostrada na fotografia 3.

10 AGRADECIMENTOS

Os autores desejam expressar seus agradecimentos aos órgãos governamentais brasileiros CAPES e CNPQ, pelo suporte financeiro dado a este trabalho.

11 REFERÊNCIAS

CSI, Analysis reference manual for Sap2000, *Computers and Structures Inc.*, 2009.

Recommendations of the Committee for Waterfront Structures Harbours and Waterways - EAU 1996. 7th Edition, Ernst & Sohn.

Wilson E.L., *Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures*, Computers and Structures Inc., 2002



Fotografía 3- Plataforma triangular “como construída”.