



4^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária
Angra do Heroísmo, 20 e 21 de Outubro de 2005

REMODELAÇÃO DE OBRAS PORTUÁRIAS: FUNDAÇÕES EM ESTACAS MISTAS NO PORTO NOVO DO RIO GRANDE

Cláudio Renato Rodrigues Dias, Nelissa Gonçalves Dziekaniak, Celso Luís da Silva Pedreira

Departamento de Materiais e Construção – FURG
Rio Grande, RS, Av. Itália, km 8 – Pavilhão k (53)-2323278
claudio@dmc.furg.br

RESUMO

Portos são sistemas dinâmicos, que crescem e sofrem mudanças. Quando o tipo de carga ou o modo de transportá-la muda, o porto necessita ser modernizado para ser adaptado a essas mudanças. E por estar sujeito a um ambiente extremamente severo e a condições de serviço muito fortes, um programa constante de manutenção e reparo precisa ser conduzido pelas autoridades portuárias. Neste trabalho é apresentado um estudo de caso, que trata da obra de remodelação do cais do Porto Novo do Rio Grande/Brasil. Deu-se maior ênfase a uma análise das estacas do mar do novo cais, objetivando avaliá-las e obter conclusões sobre sua segurança. Para tal, foram aplicados Métodos Dinâmicos (Fórmulas Dinâmicas) e, em retro-análise, Método Estático (Método de Aoki e Velloso) para a Previsão da Capacidade de Carga. Foram feitas análises de ensaios Dinâmicos (Equação da Onda) com variação de energia a fim de comparar o comportamento observado com os valores previstos. Por fim, procedeu-se à análise estatística dos resultados de capacidade de carga, através da verificação do desempenho pelo emprego de 3 metodologias: pelos conceitos de Resistência Característica, de Coeficiente de segurança Global e de Probabilidade de Ruína. Ficou comprovado que as estacas suportarão satisfatoriamente a carga de projeto.

INTRODUÇÃO

Este trabalho tem como objetivo mostrar os estudos de previsão de capacidade de cargas das estacas e avaliação de seu comportamento por provas de carga dinâmica. Ênfase foi dada às características geotécnicas da região, tendo-se executado uma ampla campanha de sondagens tipo SPT-T e ensaios de piezocone, além de ensaios de caracterização, adensamento e triaxial drenado e não drenado.

O complexo Portuário de Rio Grande é formado por três instalações principais, denominadas como Porto Velho, Porto Novo e Superporto. O Porto Velho situa-se na parte mais antiga da cidade e, possui um cais acostável de 640 metros. Sua profundidade é de aproximadamente 4,00 metros. O Porto Novo apresenta o maior cais contínuo de todo o complexo, com 1952 metros. Sua construção foi realizada numa região formada por ilhas com cotas poucos centímetros superiores ao nível do mar e lagoas interligadas, entre as décadas de 1910 e 1920. Devido a sua condição natural, após a sua construção, houve a necessidade de executar uma dragagem até a profundidade de 10,30 metros. O chamado Superporto começou a ser construído na década de 1970, impulsionado pelo grande desenvolvimento agrícola e das indústrias de fertilizantes. O Superporto, hoje, abriga terminais especializados e possui uma faixa portuária de 10,5 Km. Na Figura 1 localiza-se o Porto de Rio Grande no mapa do Brasil (Pradel, 1979; Silva, 2001; Eipeldaver et al., 2000). Na Figura 2 são situados os três portos acima mencionados.

Com o objetivo de tornar o Porto de Rio Grande como um porto concentrador de cargas, a Superintendência do Porto de Rio Grande (SUPRG) solicitou a elaboração de um projeto de Remodelação do Cais do Porto Novo, inicialmente em 450 metros de extensão, visando um projeto final de aumento do calado.



Figura 1 – Localização do Porto de Rio Grande



Figura 2 – Localização dos portos no complexo

Modernidade e Aproveitamento de Portos Existentes.

Um porto é um sistema dinâmico que cresce e sofre mudanças. Do ponto de vista da engenharia, o porto é um sistema que compreende uma miscelânea de instalações direcionadas para uma movimentação de cargas economicamente eficiente e segura.

Nos dias atuais, autoridades portuárias e operadores de terminais estão cada vez mais procurando maneiras através das quais eles possam adaptar infra-estruturas portuárias existentes para acompanhar as demandas das mudanças de seus mercados. Quando o tipo de carga ou o modo de transportá-la muda, o porto necessita ser modernizado para ser efetivamente adaptado a essas mudanças. Na atualidade, o terminal ideal é aquele que tem flexibilidade suficiente para ser adaptado a diferentes tipos de sistemas de movimentação de carga sem mudanças substanciais em sua infra-estrutura.

Remodelação, Reabilitação ou Reconstrução de Estruturas Portuárias.

Muitos dos portos existentes em operação no mundo foram construídos nos anos pós II Guerra Mundial. Naturalmente, esses portos e suas instalações foram projetados para navios relativamente pequenos e são dotados de equipamentos de carga/descarga menos sofisticados e mais leves. Naquele tempo, os portos eram projetados para uma carga máxima distribuída de 40 kN/m², atualmente o indicado é de 50 kN/m², segundo Tsinker (1997), e NBR 9872 (1987). Além disso, a maioria das instalações antigas e ainda em serviço tem que enfrentar problemas associados às profundidades insuficientes de água em frente ao cais.

O crescimento do tamanho dos navios, especialmente para o transporte a granel, e o desenvolvimento de novos tipos de embarcações, fazem muitas das instalações portuárias existentes obsoletas. Além disso, navios maiores e com maior potência e calado, com conseqüente diminuição da quilha e espaço de aproximação do hélice, se não contarem com a assistência de um rebocador, podem causar considerável dano de erosão, especialmente se a estrutura for construída sobre uma fundação sensível. Provável erosão de fundo pode enfraquecer a base de um muro de cais, resultando em dano estrutural ou deslocamentos inaceitáveis.



4^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária Angra do Heroísmo, 20 e 21 de Outubro de 2005

Normalmente, a estrutura antiga, se planejada para ser integrada ou utilizada em uma nova instalação, deve ser reabilitada. Isto deve incluir uma avaliação de sua atual capacidade de carga, o que tipicamente consiste em uma inspeção da estrutura e uma avaliação de engenharia; quando necessário, a estrutura existente pode ser estruturalmente reforçada. Isto pode incluir também reparo estrutural/reabilitação e/ou a adição de novos componentes estruturais na instalação antiga, que em combinação com a nova criará um novo sistema habilitado para servir aos novos tipos de embarcações e/ou suportar novas e mais pesadas movimentações de cargas e equipamentos mais pesados.

Remodelar uma instalação existente, sempre que possível, produzirá economia no custo se comparado com a construção de uma nova instalação ou a completa reconstrução de uma existente. A modernização também pode ser realizada de maneira a minimizar a interferência em atividades contínuas e até mesmo os impactos ambientais maiores.

Normalmente, a modernização ou melhoramento de uma estrutura existente, envolve um ou mais dos seguintes requisitos, segundo Gaythwaite (1990):

- reforço estrutural para cargas verticais e laterais;
- dragagem para manutenção ou aumento da profundidade da água e área de manobra;
- provisão para novo equipamento mecânico.
- mudança no layout e um aumento nas áreas de armazenagem em terra;
- melhoramentos no controle de poluição e segurança.

O reforço estrutural de uma estrutura existente pode ser uma tarefa difícil e cara. Se pelo menos a estrutura existente puder ser restaurada para uma condição de praticamente nova, então algumas aproximações podem ser feitas para distribuir as cargas acrescidas. O uso de defensas modernas com alta absorção de energia, por exemplo, pode reduzir grandemente forças de reação causadas por embarcações. Quando da construção do cais de gravidade do Porto Novo de Rio Grande não foram previstas defensas, no entanto na obra de remodelação elas foram colocadas.

O PROJETO

O objetivo do projeto estudado foi a modernização do “Porto Novo” de Rio Grande consistindo em:

- Aprofundamento da cota batimétrica na linha de atracação de -10,00m para a cota -14,00 m, possibilitando a recepção de navios de até 75.000 TPB e calado de 40’;
- Permitir a operação de navios dotados de “bow thruster”, visando reduzir os custos portuários;
- Possibilitar a instalação de equipamentos portuários modernos, de grande capacidade e bitola ferroviária de 18 metros;
- Construção de dois berços com 225 metros cada um, destinados à movimentação de fertilizantes e contêineres.

CARACTERÍSTICAS DOS EQUIPAMENTOS PORTUÁRIOS E NAVIO-TIPO

Descrição do equipamento e navio tipos utilizados para o dimensionamento das estruturas:

- Equipamento portuário:
- Bitola – 18,00 metros;
- Peso total do equipamento: 9300 kN;
- Número de truques – 4 conjuntos;
- Distância entre centro da gravidade de cada truque: 16,50 metros;
- Número de rodas por truque: 12 unidades;
- Carga máxima por roda-lado mar: 318,2 kN;
- Carga máxima por roda-lado terra: 316,5 kN;
- Configuração de cada truque: 2 conjuntos de 6 rodas espaçadas 1,20 m entre eixos; Cada conjunto de 6 rodas, espaçado do outro em 1,50m, medida entre eixos das rodas mais próximas; Distância entre eixos das rodas mais próximas entre cada truque: 3,00 metros.
- Número de equipamentos a operar nos berços: 2 portaineres e 1 descarregador de adubos.
- Navio tipo: Capacidade: 75.000 DWT; Comprimento: 225 metros; Boca: 32,30 metros;
- Calado máximo: 13,60 metros;

DESCRIÇÃO DO PROJETO - CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

O projeto é composto por seis módulos. Cada um dos módulos do cais é constituído por uma plataforma, rígida em seu plano, que interliga três blocos dotados de defensas e cabeços de amarração. Tanto a plataforma como os blocos possuem em sua parte posterior um paramento vertical para contenção do solo e mobilização de forças de atrito. O conjunto apoia-se verticalmente sobre uma linha de estacas no mar e sobre apoios deslizantes instalados na parte superior do muro existente.

O muro existente continuará a absorver os empuxos do solo e da sobrecarga sobre o mesmo, mas será aliviado em sua parte superior pelo paramento solidário à plataforma e blocos.

Ainda existe uma viga paralela ao cais, na retaguarda do mesmo, que juntamente com a viga disposta sobre as estacas no mar, suporta as ações verticais de um guindaste tipo portainer e as transfere para uma linha de estacas em terra.

O estaqueamento no mar absorverá essencialmente forças verticais, enquanto o estaqueamento em terra também absorverá forças horizontais, mas devidas ao guindaste apenas.

As elevadas forças horizontais que atuam sobre a plataforma e os blocos, devidas a empuxos do solo sobre o paramento posterior, guindaste, amarração e atracação dos navios são absorvidas como segue:

- As forças perpendiculares ao cais, no sentido mar-terra, são transferidas pelo paramento posterior diretamente ao solo em contato com o mesmo. As forças perpendiculares ao cais, no sentido terra-mar, são absorvidas por grupos de tirantes que partem dos blocos e são ancorados no solo.
- As forças paralelas ao cais são absorvidas pelo atrito do solo com o paramento posterior. Aos tirantes será incorporada uma tração permanente especialmente para esta finalidade.

Na Figura 3 um detalhe do corte de uma seção típica é mostrado; observa-se também o muro de gravidade que compõem a estrutura já existente.

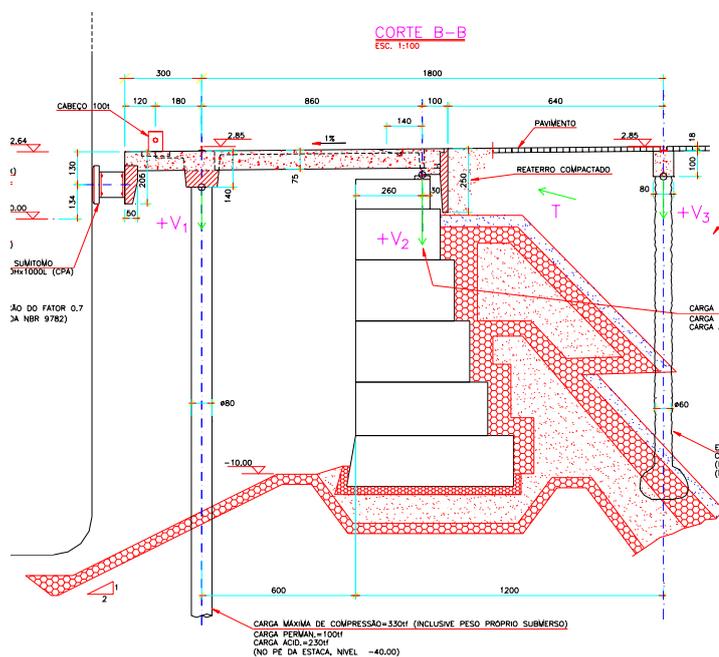


Figura 3 - Detalhe do corte de uma seção do cais (Projeto SUPRG 2002)

FUNDAÇÕES

O estaqueamento na água foi constituído por estacas mistas de concreto armado com diâmetro de 71,12 cm (28”), com camisa metálica chapa # 9,53 mm (da cota +1,050 m a cota -21,000 m) e estaca metálica Ø 71,12 cm # 9,53 mm (da cota -21,000 ao pé). O concreto empregado tem $f_{ck} \geq 30$ MPa e o aço CA-50 com cobrimento de 5 cm. Na Figura 4 apresenta-se o processo de cravação do tubo metálico e concretagem de uma das estacas.

A carga máxima de compressão que a estaca estará submetida é de 3000 kN e o momento fletor máximo, em qualquer direção, é de 310 kN.m. Conforme a concepção estrutural, as estacas serão todas verticais.

Já o estaqueamento em terra foi constituído por estacas verticais tipo “Franki” Ø520 mm. A carga de compressão máxima prevista para essas estacas é de 101 tf e o momento fletor máximo, atuando em qualquer direção, é de 250 kN.m.



Figura 4 - Cravação e concretagem da estaca

SUPERESTRUTURA

A plataforma de concreto armado é constituída, por seis módulos de 75 metros resultando dimensões de 450,00 x 11,20 m², tendo dezoito blocos de atracação com defensas e cabeços de amarração. A ela sobressaem os blocos em 1,20m e além desses as defensas afastando a linha de atracação de aproximadamente 10,22 m em relação ao muro do cais atual. Isto possibilitará a construção de um talude com inclinação adequada, permitirá a transição da cota -10,00 do cais atual para a cota -14,00, e possibilitará a acostagem de navios com até 40’ de calado. Os trilhos do equipamento serão fixados nas duas vigas longitudinais da extremidade, quais sejam: viga V1, sobre estacas mistas em água e viga V3 sobre estacas tipo “Franki” em terra.

A superestrutura é constituída pela integração entre estruturas pré-moldadas e “in loco”, objetivando redução de custos de construção, pela diminuição significativa de escoramentos na água (muito caros - somente os blocos necessitam de escoramento) e pelo encurtamento do prazo de execução, possibilitando uma redução significativa dos custos indiretos.

O projeto considerou a utilização de um concreto de maior resistência, $f_{ck} \geq 35$ MPa, na última etapa de concretagem das estruturas “in loco” e nos pré-moldados das lajes Pi e paramento posterior,



4^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária Angra do Heroísmo, 20 e 21 de Outubro de 2005

áreas sujeitas a abrasão, em função das operações portuárias. Também, pelo mesmo motivo, o cobrimento da armadura nesta mesma área será de 5 cm. Na Figura 5 apresenta-se a execução da plataforma do cais, com a colocação das vigas pré-moldadas.



Figura 5. Colocação das vigas pré-moldadas – plataforma do cais

ESCAVAÇÃO E ENROCAMENTO

Uma escavação foi realizada para possibilitar a execução do talude. Este procedimento utilizou um equipamento que tinha capacidade de armazenar o material e transportar até o local autorizado e licenciado.

A última etapa da obra foi a colocação do enrocamento. Como previsto em projeto este procedimento foi executado com pedras e colchões Reno. Os colchões foram protegidos por pedras que foram lançadas por guindaste posicionado em flutuante. Na Figura 6 apresenta-se fotos dos trabalhos de escavação (dragagem) e colocação dos colchões Reno para o enrocamento do pé do muro.



Figura 6. Escavação e colocação do enrocamento no pé do muro

CARACTERIZAÇÃO GEOTECNICA

As informações relacionadas neste trabalho forneceram o subsídio para um estudo detalhado das condições de drenagem e comportamento do solo. Foram realizados ensaios de campo e de laboratório. Os ensaios de laboratório foram executados pelo laboratório de Geotecnia da FURG. As sondagens SPT foram executadas por uma empresa contratada pela SUPRG e os ensaios de piezocone foram realizados pelo Laboratório de Ensaios Geotécnicos e Geoambientais da UFRGS, segundo orientações de Schnaid (2000).

Para definição do perfil de sondagem, era necessário avaliar a posição dos enrocamentos, tanto o de retaguarda, como da base frontal do muro (lado do mar). Foram escolhidos posicionamentos de furos

de sondagem a uma certa distância da face do cais. Caso fosse encontrado o enrocamento, deslocava-se o equipamento 1 metro para fora e executava-se nova sondagem, assim, sucessivamente, até "livrar" o enrocamento, e chegar à profundidade final prevista para a sondagem. Foram feitas sondagens a cada 100 metros, tanto do lado do mar, quanto em terra firme (lado do aterro).

As primeiras sondagens de simples reconhecimento indicavam a presença de uma camada entre 28 e 37 metros (Figura 7) que foi classificada pela empresa que executou a sondagem como argila arenosa, com SPT médio de 7 golpes. Estes dados eram muito semelhantes aos da argila siltosa orgânica encontrada na área do Superporto, entre profundidades de 20 e 44 metros (Dias, 1979). Por este fato, os projetistas decidiram pela retirada de amostras indeformadas para determinação de parâmetros de compressibilidade e resistência. Com base nos resultados dos ensaios de caracterização, de limites de Atterberg, de adensamento e triaxiais, Dias et al (2000) classificaram esta camada como areia argilosa e não argila arenosa.

Considerando os dados das sondagens, foram traçados dois perfis longitudinais, respectivamente no mar (a 6m da face do cais - Figura 7) e em terra (a 20m da face do cais). No terreno original há a presença de camadas de argilas em profundidades entre 4 e 7 metros, indicando a possibilidade desta área ter sido fundo de lago. Na Figura 7, pode-se observar a profundidade do fundo do canal (-10,3m) e a camada de silte argilo arenoso. Uma linha extra é apresentada na figura, que representa a profundidade de cravação da ponta das estacas. Foram realizados dois ensaios de cone com pré-furo até a profundidade de 22m. A causa do pré-furo foi a existência de enrocamento no cais, o que poderia danificar o equipamento. O perfil encontrado nos ensaios de cone é apresentado na Figura 8.

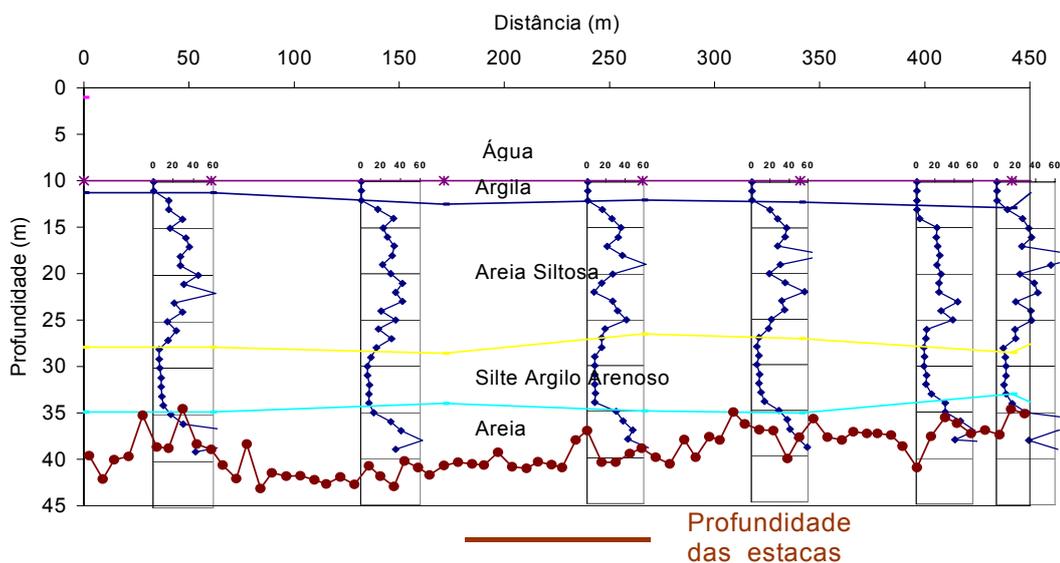


Figura 7 – Perfil Longitudinal Mar

PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS

Ao se estudar uma fundação por estacas é necessário, em primeiro lugar, caracterizar o objeto em estudo. Na visão tradicional de engenharia estrutural, a capacidade de carga de um estaqueamento é condicionada à resistência do elemento estrutural que se encontra em contato com o solo. Já na visão geotécnica, verifica-se que o fator determinante da capacidade de carga é a resistência do sistema formado pelo elemento estrutural e o maciço de solo que o envolve.

Neste contexto, a previsão da capacidade de carga de uma estaca pode ser obtida pelo menor dos dois valores que uma carga aplicada a uma estaca provoca: colapso ou escoamento do solo que lhe dá suporte ou do elemento estrutural que o compõe.

Como geralmente o solo é o elo mais fraco deste binômio, entende-se que a capacidade de carga de uma estaca está diretamente relacionada à sua profundidade e às características geotécnicas finais do maciço de solo que a envolve.



4^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária Angra do Heroísmo, 20 e 21 de Outubro de 2005

Por esta razão é que não se deve pré-fixar o valor da carga admissível de uma estaca somente tendo conhecimento da resistência do seu material. O que se pode pré-determinar é o valor da resistência estrutural do elemento, ficando a carga admissível dependente do tipo de solo e da profundidade de instalação.

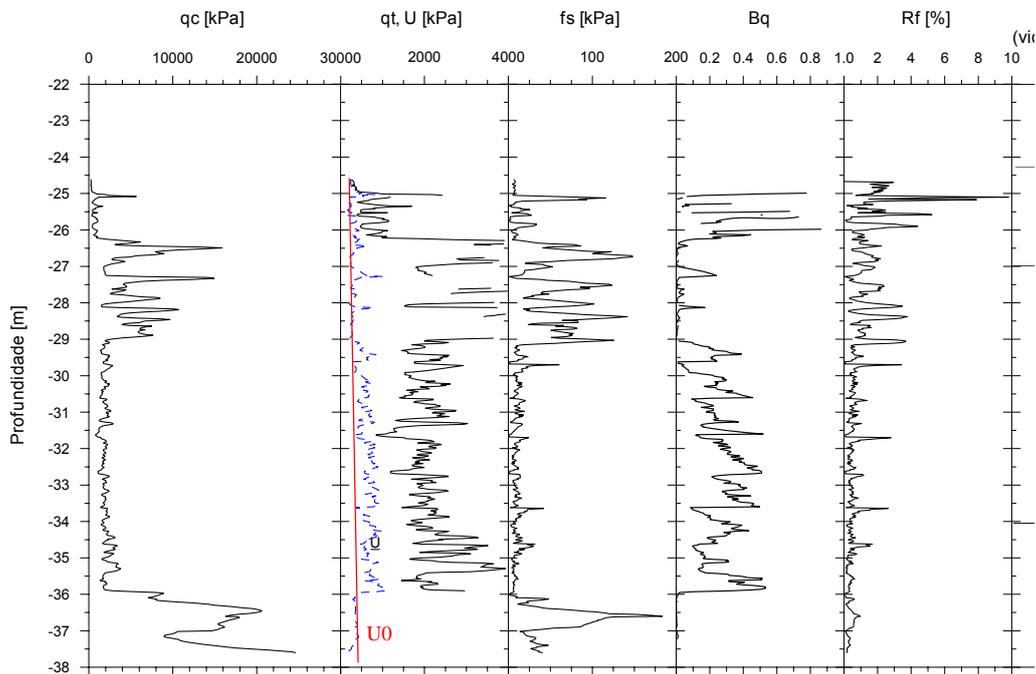


Figura 8 – Resultados do ensaio de piezocone

Para prever a capacidade de carga de uma estaca submetida a um carregamento vertical, deve-se estimar as parcelas de resistência geradas ao longo do fuste (cisalhamento) e a parcela gerada ao nível de sua ponta (tensão normal). Somando estas parcelas, pode-se chegar ao valor da sua capacidade de carga. Para tal, deve-se determinar os valores destas resistências. Existem processos diretos e indiretos para esta análise. Nos processos diretos os valores destas tensões são obtidos através de correlações empíricas ou semi-empíricas, junto com algum tipo de ensaio “in situ”. Nos processos indiretos, as principais características de resistência ao cisalhamento e de rigidez dos solos são avaliadas através de ensaios “in situ” ou de laboratório e a capacidade de carga é determinada através de formulação teórica ou experimental.

O método utilizado neste trabalho é o de Aoki-Velloso, modificado por Laprovitera e Benegas (Velloso e Lopes, 2002). Este é um processo de cálculo direto, pois os valores destas tensões são determinados a partir de ensaios de sondagem à percussão (ensaio SPT). Este método foi desenvolvido através de estudos comparativos entre resultados de prova de carga em estacas e este ensaio. Na aplicação deste método, deve-se ter um cuidado especial na caracterização do tipo de solo envolvido, pois para solos semelhantes, são atribuídos valores diferentes de “k”, resultando capacidade de carga bem distintas. Para tal, para cada furo de sondagem foi delimitado uma área de ação, fazendo com que cada estaca tenha um furo de sondagem como representativo.

Por este estaqueamento ser constituído de estacas de ponta aberta, encontrou-se uma outra dificuldade, que é o modo com que a camada de solo que penetrou no interior influenciou na capacidade de carga da estaca. Há duas hipóteses básicas para este comportamento, uma pressupõe que este solo tenha se comportado como uma bucha, fazendo com que este elemento se comporte como uma estaca de ponta fechada. A outra, pressupõe que este solo ofereça algum atrito interno, não existindo assim nenhum acréscimo de carga na ponta da estaca. Deste modo, optou-se pela previsão da capacidade de carga supondo as duas hipóteses.

Na hipótese do embuchamento da estaca considerou-se, o N_{SPT} da ponta como sendo a média da variação do N_{SPT} um diâmetro acima e um abaixo do nível da ponta. Na hipótese do não embuchamento da estaca, considerou-se que o solo que ia penetrando no seu interior não tinha suas propriedades modificadas em função da sua compactação dentro do fuste. Decidiu-se por este procedimento porque seria muito difícil de se ter parâmetros para avaliar este comportamento. Convém ressaltar que esta suposição nem sempre vai a favor da segurança, visto que este solo apresenta uma camada de argila que ao ser adensada gera poro-pressões. Outra consideração admitida foi que o solo existente no início



4^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária Angra do Heroísmo, 20 e 21 de Outubro de 2005

da camada interna do fuste é o mesmo encontrado no início do perfil, ou seja, a partir do instante que a estaca foi penetrando no terreno, ela foi levando consigo as diferentes camadas de solo atravessadas.

Análise Estatística das previsões

Para o cálculo da resistência característica de cada módulo, pequenas amostras, foi utilizada a expressão 1 a seguir:

$$Rk = 2 \frac{f_1 + f_2 + \dots + f_{m-1}}{m-1} - f_m \quad (1)$$

Quando do uso da expressão (1) deve-se considerar ainda as seguintes desigualdades:

$$Rk \geq \Psi_6 \cdot f_1 \quad (2)$$

e

$$Rk \leq 0,85 \cdot Rm \quad (3)$$

Nas expressões (2) e (3), Rk representa a resistência característica, Rm a resistência média, m a metade do número de elementos, f_1, f_2, \dots, f_m a capacidade de carga de cada elemento e Ψ_6 um fator em função da condição de execução.

Para o cálculo da resistência característica para todas as estacas da obra em conjunto, que deve ser o objetivo final da análise, usa-se a expressão (4), para grandes amostras:

$$Rk = Rm - 1,645\sigma \quad (4)$$

Na expressão (4), Rk representa a resistência característica, Rm a resistência média, σ o desvio padrão. As Tabelas 1 e 2 apresentam os resultados para o caso da aplicação das expressões (1, 2 e 3). Os cálculos de capacidade de carga foram inicialmente apresentados em Lobo (2003), sem se considerar os limites de resistência dos materiais das estacas. Verificou-se uma discrepância muito grande em relação aos valores encontrados. Tal disparidade provocava, inclusive, valores inadmissíveis para a resistência característica (Rk). Observa-se que, quando os desvios padrões (ou os coeficientes de variação) são muito grandes, mesmo se tendo todos os valores da amostra superiores à carga admissível, pode-se chegar a valores calculados de Rk até negativos. Objetivando diminuir este problema, assim como o dos coeficientes de variação muito altos, optou-se por fazer uma filtragem de valores. Neste caso, foram retirados todos os valores maiores do que a carga do limite de utilização do material da estaca (Dziekaniak, 2005).

Considerando a resistência dos materiais empregados, a capacidade de carga das estacas deve ser truncada no valor máximo que os materiais resistem. A resistência máxima do tubo de aço é de 6500 kN, enquanto que a estaca já concretada suporta 17780 kN. Sendo assim, de acordo com o comportamento da estacas, foram truncados os valores das estacas consideradas como embuchadas em 17780 kN, enquanto que as consideradas não embuchadas tiveram seus valores truncados em 6500 kN. Nas Tabelas 1 e 2 os valores de truncamento estão salientados.

Numa análise das Tabelas 1 e 2, pode-se verificar que a capacidade de carga característica prevista, por módulos, ficou no mínimo em 3.908,9 kN e no máximo em 13.834,3 kN, considerando-se a hipótese de estaca embuchada. Para a hipótese de estaca não embuchada, a capacidade característica ficou no mínimo em 3.713,2 kN e no máximo em 5.510,6 kN.

Já, para as 72 estacas, a capacidade de carga média prevista para estaca embuchada foi de 12.454 kN, com desvio padrão de 4.467 kN e a Resistência Característica, conforme a expressão (1) foi de **4.777 kN**. Para estacas não embuchadas, a capacidade de carga média prevista foi de 6.017 kN, com desvio padrão de 1.052 kN e a Resistência Característica foi de **4.285 kN**.



4^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária
Angra do Heroísmo, 20 e 21 de Outubro de 2005

Tabela 1– Capacidade de carga considerando a estaca como embuchada, para pequenas amostras (por módulo)

Estaca	Solicit (kN)	Módulo 1	Módulo 2	Módulo 3	Módulo 4	Módulo 5	Módulo 6
1	3000	14335,1	7935,1	15399,0	17780,0	8800,9	17780,0
2	3000	17780,0	17780,0	17780,0	8694,0	4806,3	7916,7
3	3000	14335,1	17773,6	17780,0	7485,5	6897,1	17291,5
4	3000	14335,1	17773,6	17780,0	15481,0	7840,7	17780,0
5	3000	3988,7	17780,0	15520,2	10584,2	7840,7	7916,7
6	3000	12845,2	17780,0	15520,2	11152,4	10454,3	6018,5
7	3000	12845,2	17780,0	17780,0	8966,5	8800,4	7342,8
8	3000	3988,7	17780,0	10857,7	10655,0	6896,6	7916,7
9	3000	7986,9	17780,0	17780,0	10655,0	12871,8	7916,7
10	3000	9954,7	17773,6	17780,0	8800,9	12871,8	7916,7
11	3000	17773,6	17780,0	15520,2	10655,0	7916,7	6067,6
12	3000	17780,0	17780,0	17780,0	7840,7	17780,0	6067,6
Média		12329,0	16958,0	16439,8	10729,2	9481,4	9827,6
σ		4910,9	2841,5	2074,8	3050,2	3526,2	4761,7
CV (%)		39	17	13	28	37	48
Rk (kN)		3908,9	13834,3	11346,9	7335,8	8624,8	8353,5

Tabela 2 – Capacidade de carga considerando a estaca como não embuchada, para pequenas amostras (por módulo)

Estaca	Solicit (kN)	Módulo 1	Módulo 2	Módulo 3	Módulo 4	Módulo 5	Módulo 6
1	3000	6500,0	5980,5	6500,0	6500,0	6377,6	6500,0
2	3000	6500,0	6500,0	6500,0	5700,8	5409,2	4881,8
3	3000	6500,0	6500,0	6500,0	5196,2	5130,3	6480,6
4	3000	6500,0	6500,0	6500,0	6500,0	5964,1	6500,0
5	3000	4827,9	6500,0	6500,0	6500,0	6151,7	4516,2
6	3000	6437,8	6500,0	6500,0	6500,0	6500,0	3876,8
7	3000	6409,0	6500,0	6500,0	6500,0	6500,0	4220,3
8	3000	4827,9	6500,0	6297,2	6500,0	5992,3	4828,9
9	3000	6457,9	6500,0	6500,0	6500,0	5046,0	4881,8
10	3000	6032,0	6500,0	6500,0	6500,0	5046,0	4828,9
11	3000	6500,0	6500,0	6500,0	6500,0	4881,8	3789,0
12	3000	6500,0	6500,0	6500,0	5964,1	6500,0	3789,0
Média		6166,1	6456,7	6483,1	6280,1	5791,6	4924,4
σ		638,6	150,0	58,5	431,2	644,7	1033,4
CV (%)		10	2	9	7	11	21
Rk (kN)		4956,0	5488,2	5510,6	5338,0	4784,2	3713,2

CONTROLE DE CRAVAÇÃO ATRAVÉS DA APLICAÇÃO DAS FÓRMULAS DINÂMICAS

A partir de dados da prova de carga dinâmica realizada no local, e também pelos métodos empíricos de cálculo de capacidade de carga aplicados a estas estacas, pode-se chegar a alguma conclusão sobre o modo de transferência da carga para o solo. A seguir será apresentada uma breve discussão sobre o tema.

Para que se possa entender o comportamento de uma fundação profunda, neste caso de uma estaca isolada, é de suma importância o conhecimento da interação solo-estrutura. É fundamental que se trate o conjunto solo-estrutura como um único sistema constituído de dois materiais diferentes.

O mecanismo de funcionamento deste sistema está baseado na forma de transferência de carga da estaca para o solo que se dá na interface destes dois elementos. Sabe-se que nas estacas, esta transferência se dá por tensões de contatos normais à sua base e também por tensões cisalhantes paralelas à superfície do fuste.

Como neste estaqueamento as estacas são de ponta aberta, há um outro fator a se considerar que é o comportamento da coluna de solo que penetra no seu interior, denominada de bucha (*plug*). A bucha interfere no desempenho da cravabilidade e também na forma de distribuição das resistências, formando assim um mecanismo ainda mais complexo de interação solo-estaca.

Na Figura 9 pode-se observar as possíveis combinações de distribuição de resistências que o solo pode oferecer no caso da estaca se comportar como uma estaca embuchada ou não. Na figura em questão, no caso "a" é apresentada a distribuição de resistências considerando a estaca como não embuchada e, no caso "b", está apresentada a distribuição considerando o embuchamento.

Outro fator importante deste mecanismo é a posição da superfície indeslocável em relação à base da fundação. Quanto mais próxima a estaca está da superfície indeslocável, menor será a sua interação com o solo, visto que surgirão menores deformações no maciço.

Neste perfil de solo, o indeslocável é representado por uma camada de areia compacta, presente na profundidade de aproximadamente 40 metros.

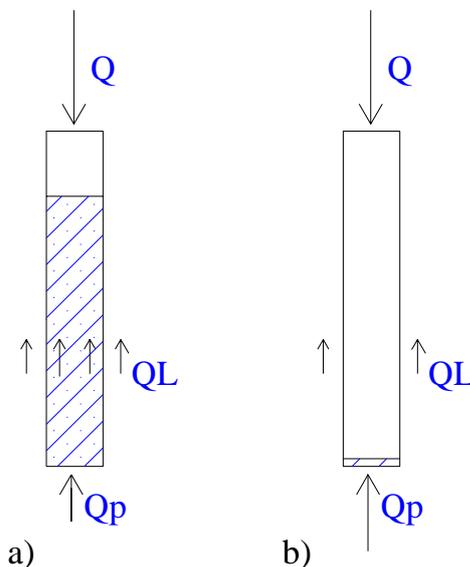


Figura 9- Possíveis combinações de distribuição de resistências. a- Estaca Não Embuchada e b – Estaca Embuchada

Tradicionalmente, a carga de ruptura estática tem sido estimada indiretamente a partir de fórmulas dinâmicas de cravação, porém estas fórmulas permitem obter apenas a carga mobilizada para o nível de energia aplicado à estaca, variando em função da altura de queda do martelo. Por este motivo, cabe ressaltar que a carga estimada por este método não corresponde à carga de ruptura. As provas de carga dinâmicas são interessantes para verificar o comportamento de estacas quando cravadas, mas não substituem as análises por provas de carga estáticas.

As fórmulas de nega são de grande valia quando se pretende fazer um controle de uniformidade de um estaqueamento. A sua grande vantagem sobre os outros métodos é que pode ser realizado de forma simples e expedita, no próprio canteiro e no momento da cravação. Este método permite também avaliar e controlar a constância do sistema de cravação no momento em que este está sendo realizado.

O sistema de cravação adotado neste estaqueamento foi por percussão, utilizando um pilão automático (martelo a diesel) do tipo DELMAG D-44. O martelo a diesel possui maior capacidade de cravar estacas do que um de queda livre, porque o martelo a diesel aplica um impacto em maior frequência de golpes, que faz com que a mesma esteja em contínuo movimento durante a cravação. Este movimento contínuo permite vencer maiores resistências do solo.

Durante a cravação, podem ocorrer danos estruturais à estaca devido ao impacto do martelo. Com o objetivo de amortecer os golpes do pilão e uniformizar as tensões por ele aplicadas às estacas, instalou-se no topo destas um capacete dotado de cepo e coxim.



4^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária Angra do Heroísmo, 20 e 21 de Outubro de 2005

Foram utilizadas, dentre as várias fórmulas de nega, as fórmulas de Brix, dos Holandeses e a dos Dinamarqueses. Para a fórmula de Brix é recomendado um fator de correção igual a 5, para a fórmula dos Holandeses igual a 6, e para Dinamarqueses 2, no caso de utilização de martelos a diesel na cravação.

Neste estaqueamento, a altura de queda foi estimada em função da parte visível do mesmo em relação à camisa externa em cada impulsão para cima do pistão. Para o cálculo das fórmulas de nega, adotou-se o valor de 1,2 m para efeito de comparação. As dimensões das estacas foram consideradas antes da cravação, ou seja, com 44 m de comprimento.

As Tabelas 3 a 5 apresentam um resumo do valor médio, do desvio padrão, da resistência característica e do coeficiente de variação de cada módulo de cais.

É possível perceber a ocorrência de coeficientes de variação muito altos nos Módulos 1 e 6. Tais resultados podem ser atribuídos à disparidade entre os valores encontrados para as resistências, principalmente nas fórmulas de Brix e Holandeses.

Tabela 3 – Tabela resumo da resistência mobilizada – Fórmula de Brix.

Módulo	Solicitação (kN)	Rm (kN)	σ (kN)	Rk (kN)	CV (%)
1	3000	30018,0	16027,0	3653,0	53
2	3000	13611,0	2020,0	10288,0	14,8
3	3000	12305,0	1589,0	9691,0	12,9
4	3000	12322,0	1737,0	9466,0	14
5	3000	10696,0	932,0	9163,0	8,7
6	3000	12641,0	4421,0	5369,0	35

Tabela 4 – Tabela resumo da resistência mobilizada – Fórmula dos Holandeses.

Módulo	Solicitação (kN)	Rm (kN)	σ (kN)	Rk (kN)	CV (%)
1	3000	43708,0	23337,0	5319,0	53
2	3000	19818,0	2941,0	14980,0	15
3	3000	17917,0	2313,0	14111,0	13
4	3000	17942,0	2529,0	13783,0	14
5	3000	15574,0	1357,0	13342,0	8
6	3000	18406,0	6437,0	7817,0	35

Tabela 5 – Tabela resumo da resistência mobilizada – Fórmula dos Dinamarqueses.

Módulo	Solicitação (kN)	Rm (kN)	σ (kN)	Rk (kN)	CV (%)
1	3000	5452,0	134,0	5231,0	2,5
2	3000	5226,0	67,0	5116,0	1,3
3	3000	5176,0	66,0	5067,0	1,3
4	3000	5176,0	67,0	5066,0	1,3
5	3000	5158,0	197,0	4833,0	3,8
6	3000	5159,0	134,0	4939,0	2,6

Os resultados encontrados com o emprego das três fórmulas dinâmicas (Brix, Holandeses e Dinamarqueses), vêm corroborar a verificação de Danziger e Ferreira (2000) de que a fórmula dos Dinamarqueses é a mais indicada para a previsão da capacidade de carga de estacas metálicas. Os resultados mostraram-se uniformes e com baixos valores de desvio padrão e coeficiente de variação.



DOS RESULTADOS DAS PROVAS DE CARGA DINÂMICAS

Este ensaio é baseado na teoria da onda. Ele tem esta fundamentação teórica porque quando uma estaca é atingida por um golpe de martelo é gerada uma onda de tensão que se desloca com uma velocidade fixa dependente apenas das características do material.

A norma Brasileira NBR 6122 considera que o ensaio de carregamento dinâmico pode ser utilizado como uma das maneiras de avaliar a capacidade de carga de uma estaca. Esta norma também prevê a possibilidade de redução do coeficiente de segurança de 2,0 para 1,6 em qualquer estaqueamento em que se realizou um número previamente estabelecido de provas de carga. A quantidade de ensaios deve ser determinada pelo projetista.

O ensaio de carregamento dinâmico foi realizado em 6 (seis) estacas integrantes do estaqueamento no mar, da obra em estudo. Estes ensaios foram realizados em duas etapas. Na primeira intervenção recravaram-se as estacas E1-M1, E2-M1, E1-M3 e E2-M3, sendo que estas ainda não tinham o interior de seu fuste preenchido com concreto armado. Na segunda intervenção avaliaram-se as estacas E12-M5 e E1-M6, que já tinham seu interior preenchido de concreto armado.

Por se tratar de estacas cravadas, o ensaio de carregamento dinâmico se resume em uma recravação, realizada alguns dias após o processo de cravação da estaca. É recomendado este período de repouso para proporcionar a dissipação dos excessos de poro pressão gerados na instalação. Este tempo é importante, pois para se conhecer o valor da capacidade de carga de longo prazo é necessário esperar o tempo suficiente para a ocorrência da total recuperação da resistência do solo (set-up), ou ao contrário, para a ocorrência da total redução de resistência do solo com o tempo (relaxação). O período de repouso de cada estaca em análise está apresentado na Tabela 6.

O sistema de cravação empregado era equipado com um martelo tipo queda livre com um pilão de peso igual a 96 kN. Este sistema também era composto por um sistema de amortecimento dotado de cepo e coxim de madeira. Neste estaqueamento, em função da capacidade estrutural do tubo de aço, a energia máxima de cada golpe está limitada a 6500 kN. Na Tabela 7 apresenta-se a seqüência de golpes e alturas de queda do martelo nas provas de carga dinâmicas.

Os sinais que chegam dos sensores foram analisados e armazenados em um Analisador de Cravação de Estacas (PDA). A capacidade de carga foi calculada pelo PDA através do Método CASE e da análise CAPWAP.

Resultados das análises feitas pelo Método: CASE

Na Tabela 8 são apresentados os valores médios e máximos de compressão e tração medidos durante o ensaio. Em relação à integridade estrutural, a análise dos resultados definiu que as estacas suportaram bem aos esforços advindos dos ensaios, pois não foi constatado nenhum sinal de dano estrutural importante.

Na Tabela 9 são apresentados os valores de eficiência do sistema de cravação utilizado. A energia efetivamente transferida às estacas é afetada por perdas de energia que podem ocorrer no capacete metálico, no cepo e no coxim utilizados, além das perdas por atrito do martelo com as guias laterais da torre, forma de ruído, calor, etc. Pode-se observar que os valores de eficiência apresentados na Tabela 9 estão dentro da faixa usualmente medida no Brasil (30 a 60%).

Tabela 6– Período de Repouso de cada Estaca

Estaca	Período de Repouso
E1-M1	62 dias
E2-M1	56 dias
E1-M3	23 dias
E2-M3	23 dias
E12-M5	68 dias
E1-M6	69 dias



4^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária
Angra do Heroísmo, 20 e 21 de Outubro de 2005

Tabela 7– Seqüência de Golpes Aplicados

Estaca	Número de	Alturas de Queda do Martelo
Nº	Golpes	(cm)
E1-M1	8	20,40,60,80,100,120,140,150
E2-M1	10	20,40,60,80,100,120,140,160,180,200
E1-M3	13	20,40,60,80,100,120,140,160,180,200,220,240,260
E2-M3	14	20,40,60,80,100,120,140,160,180,200,220,240,260,260
E12-M5	8	20,40,60,80,100,120,140,160
E1-M6	8	20,40,60,80,100,100,120,140

Tabela 8 – Esforços de Compressão e Tração

Estaca nº	Tração		Compressão	
	Golpe nº	Tensão (MPa)	Golpe nº	Tensão (MPa)
E1-M1	8	223,46	8	48,77
E2-M1	10	240,40	10	50,00
E1-M3	13	256,70	11	49,00
E2-M3	14	240,42	14	61,25
E12-M5	8	17,6	8	121,6
E1-M6	8	39,3	8	89,2

Resultados das análises feitas pelo Método: CAPWAP

Na Tabela 10 são apresentados de maneira resumida os principais resultados obtidos através da análise CAPWAP. Na Tabela 11 são apresentadas as capacidades de carga mobilizadas de cada estaca bem como seu deslocamento máximo (DMX), seu deslocamento permanente (Nega) medido no golpe considerado e também a energia efetivamente transferida à estaca ensaiada.

Tabela 9– Eficiência do Sistema de Cravação

Estaca	Altura de	Energia Transferida	Eficiência do
Nº	Queda (m)	EMX (kN.m)	Sistema (%)
E1-M1	1,50	73,4	51
E2-M1	2,00	84,2	44
E1-M3	2,60	101,0	40
E2-M3	2,60	124,0	50
E12-M5	1,60	65,3	43
E1-M6	1,40	57,8	43



4^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária
Angra do Heroísmo, 20 e 21 de Outubro de 2005

Tabela 10.– Resultados da Análise CAPWAP

Estaca	Golpe	CapTotal	Resist de Atrito		Resist de Ponta		Quake Lateral	Quake de
Nº	Nº	(kN)	(kN)	%	(kN)	%	Máximo (mm)	Ponta (mm)
E1-M1	8	5091,0	4300,0	84	790,0	16	3,70	1,00
E2-M1	10	5500,0	5049,0	92	451,0	8	4,02	0,32
E1-M3	13	5821,0	5321,0	91	500,0	9	2,76	2,88
E2-M3	14	5950,0	4697,0	79	1253,0	21	7,10	1,05
E12-M5	2	2670,0	2222,0	83	448,0	17	3,71	2,73
E12-M5	4	3440,0	2400,0	70	1040,0	30	5,89	1,59
E12-M5	8	4660,0	3500,0	75	1160,0	25	9,29	5,96
E1-M6	8	6000,0	5020,0	84	980,0	16	6,53	3,36

Tabela 11 – Capacidade Mobilizada

Estaca	Nega no	DMX	Energia Transferida	Capacidade Mobilizada
Nº	Golpe	(mm)	EMX (kN.m)	(tf)
E1-M1	0,00	25,09	73,4	5091,0
E2-M1	0,00	27,69	84,2	5500,0
E1-M3	0,00	31,45	101,0	5821,0
E2-M3	0,00	36,09	124,0	5950,0
E12-M5	0,00	14,40	65,3	4660,0
E1-M6	0,00	10,80	57,8	6000,0

Extrapolação da Curva Carga-Recalque

Como critério de extrapolação utilizou-se o método proposto por Van der Veen (1953) posteriormente generalizado por Aoki (1976). A curva carga x recalque é extrapolada a partir de uma função exponencial. Na Tabela 12 são apresentadas as cargas de ruptura extrapoladas, para todas as estacas ensaiadas. Pode-se observar que todos os valores de carga de ruptura extrapolados foram superiores aos limites de utilização dos materiais. Estes limites foram determinados como 6500 kN, para o tubo (E1-M1, E2-M1), E1-M3 e E2-M3), e 17780 kN para as estacas concretadas (E12-M5 e E1-M6).

Na Tabela 13 apresenta-se a aplicação do conceito de resistência característica para o caso do estaqueamento, mostrando os valores obtidos para os diferentes métodos de previsão e observação, para as 4 estacas tubulares e na Tabela 14 é apresentada a mesma análise para as estacas em concreto.

Tabela 12 – Carga de Ruptura (extrapolação por Van der Veen)

Estaca	Carga de Ruptura (tf)
E1-M1	14591,0
E2-M1	16000,0
E1-M3	12821,0
E2-M3	8450,0
E12-M5	22660,0
E1-M6	19500,0
Média	15670,3
σ	5000,9
Rk	7443,8



4^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária
Angra do Heroísmo, 20 e 21 de Outubro de 2005

Tabela 13– Comparação dos Valores de Resistência Característica para as Estacas Ensaaiadas na fase 1: tubo de aço

Estaca	Método de Cálculo					Prova de carga Extrapolada Van der Veen (truncada – resist. material)
	Fórmulas Dinâmicas			Aoki-Velloso (peq. amostras)		
	Brix	Holandeses	Dinamarqueses	EST Embuchada	EST Ñ Embuchada	
E1-M1	15588,0	22697,0	5296,0	14335,0	6500,0	6500,0
E2-M1	18186,0	26480,0	5358,0	17780,0	6500,0	6500,0
E1-M3	13639,0	19860,0	5235,0	15399,0	6500,0	6500,0
E2-M3	12124,0	17653,0	5176,0	17780,0	6500,0	6500,0
Rm (kN)	14884,2	21672,5	5266,3	16323,5	6500,0	6500,0
σ (kN)	2267,5	3301,6	78,37	1736,9	0	0
Rk (tf)	11154,1	16241,3	5137,3	14048,4	6500,00	6500,0
CS	3,72	5,41	1,71	4,68	2,16	2,16

Tabela 14– Comparação dos Valores de Resistência Característica para as Estacas Ensaaiadas na fase 2: tubo de aço/concreto

Estaca	Método de Cálculo					Prova de carga Extrapolada Van der Veen (truncada – resist. material)
	Fórmulas Dinâmicas			Aoki-Velloso (peq. amostras)		
	Brix	Holandeses	Dinamarqueses	EST Embuchada	EST Ñ Embuchada	
E12-M5	12124,0	17653,0	5176,0	17780,0	6500,0	17780,0
E1-M6	10912,0	15888,0	5118,0	17780,0	6500,0	17780,0
Rm (kN)	11518,0	16770,5	5147,0	17780,0	6500,0	17780,0
σ (kN)	857,0	1248,0	41,0	0	0	0
Rk (tf)	10108,2	14717,5	5079,0	17780,0	6500,00	17780,0
CS	3,37	4,90	1,69	5,93	2,16	5,93

Verificação de Desempenho pelo Conceito de Resistência Característica

Resistência Característica é a resistência onde apenas 5% dos elementos podem apresentar valores menores do que ela (ver expressão 4). Nesta filosofia, deve-se demonstrar que a solicitação de cálculo é menor ou no máximo igual ao valor da resistência característica calculada.

Na Tabela 15 apresenta-se a aplicação deste conceito para a totalidade das estacas, mostrando os valores de resistência característica para os diferentes métodos de previsão e observação.

Tabela 15 – Resistência característica geral do estaqueamento.

	Fórmulas Dinâmicas			Aoki-Velloso (grandes amostras)		Aoki-Velloso (pequenas amostras)	
	Brix	Holandeses	Dinamarq	Embuch	Ñ Embuch	Embuch	Ñ Embuch
Rm (kN)	15330,0	22321,1	5224,5	12627,5	6017,0	12627,50	6017,0
σ (kN)	9502,4	13836,3	156,9	4667,2	788,1	4667,2	788,1
CV (%)	61,99	61,99	3,00	36,96	13,10	36,96	13,10
Rk (kN)	-301,6	-439,6	4966,4	4950,0	4720,6	3908,9	4512,8



CONCLUSÕES

Das Tabela 13 e 14 observa-se que em nenhum método de cálculo, para as estacas ensaiadas, a resistência característica foi menor que a solicitação de projeto. Na análise da previsão pelo método de Aoki-Velloso, pode-se observar que o valor da resistência característica é maior que a solicitação de projeto considerando a estaca embuchada ou não. Quando se faz a comparação entre previsão (Aoki-Velloso) e observação (extrapolação das provas de carga), observa-se que houve uma tendência ao comportamento de estaca embuchada. No entanto, como não foi mobilizada toda a capacidade de carga nas provas de carga dinâmicas, fica difícil concluir o quanto foi mobilizado por atrito externo, se mobilizou atrito interno e o quanto mobilizou por ponta, ou seja, não se pode afirmar se ocorreu o embuchamento das estacas.

Segundo Aoki (2002), uma previsão de capacidade de carga é satisfatória se atender a dois critérios: quando a resistência média prevista é igual à medida e quando o coeficiente de variação da resistência prevista é igual ao valor medido. Ao aplicar a sugestão de Aoki, na determinação da resistência característica, houve a necessidade de fazer um tratamento estatístico retirando valores maiores que a resistência limite do material da estaca, quer na fase de tubo, quer na fase já concretada.

Como a carga mobilizada nas provas de carga esteve muito distante da ruptura, verifica-se que para a carga de trabalho, as estacas mobilizaram praticamente só atrito lateral, como mostram as provas de carga dinâmicas.

REFERÊNCIAS

- Aoki, N. (1976) – Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas, *Notas de aula*, Universidade Gama Filho.
- Aoki, N. (2002) – *Novo conceito de carga admissível de fundação profunda baseado em probabilidade de ruína* – GEOSUL' 2002
- Danziger, B. R. e Ferreira, J. S. (2000). *Back-Analysis of Steel Pile Driving for Quality Assurance*. In: 6^a International Conference on the Application of the Stress-Wave Theory to Piles. São Paulo, p 657-663
- Dias, C. R. R.; (1979) “*Comportamento das estacas de fundação dos silos do terminal de trigo e soja do Superporto do Rio Grande*”, Solos e Rochas, Vol 2, n. 2, p27-37.
- Dias, C. R. R.; Pedreira, C. L.S. (2000), “*Aspectos Geotécnicos e Soluções de Obras Portuárias de Rio Grande/RS*”, Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, 2^a ed., 2000, Porto Alegre, Anais.
- Dias, C. R. R.; “*Relatório final dos ensaios Geotécnicos da areia argilosa do Porto Novo*”, Rio Grande, Contratante - Fertilizantes Serrana.
- Eipeldaver, C.; Damiani R.; Dias, C. R. R. e Pinto W. T., JD&EVB Consórcio e FURG, (2000) Projeto de Modernização do Cais do Porto Novo de Rio Grande, RS - SUPRG
- Gaythwaite, John W. Design of Marine Facilities for Berthing, Mooring and Repair of Vessels. Von Nostrand Reinhold Book: New York. 1990. 525 p. ISBN 0-442-22900-3.
- Lobo, B. O.(2003). Verificação de desempenho das Fundações da Obra de Modernização de um Cais de Gravidade. Trabalho de conclusão de curso em Engenharia Civil, FURG. Rio Grande. 161p.
- Pradel, A. (1979), “*Histórico da Barra do Rio Grande*”, Câmara do Comércio, Rio Grande.
- Schnaid, F. (2000), “Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações”, São Paulo, Oficina de Textos.
- Silva, M. P. M. (2001), “*Porto do Rio Grande – Um estudo sobre o impacto das melhorias das condições de acesso marítimo nas instalações existentes e definições sobre modernização de estruturas de atracação*”, Rio Grande, 128p., Dissertação de Mestrado em Engenharia Oceânica, FURG.
- SUPRG – Superintendência do Porto de Rio Grande (2000), “*Plano de Zoneamento – Área do Porto Organizado*”, Rio Grande.
- Tsinker, G. P. Handbook of Port and Harbor Engineering – Geotechnical and Structural Aspects. New York: Chapman & Hall. 1997. 1054 p. ISBN 0-412-08701-4.



4^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária
Angra do Heroísmo, 20 e 21 de Outubro de 2005

Velloso, D. A. e Lopes, F. R. (2002) – Fundações – Volume 2 Fundações Profundas. COPPE-UFRJ. Rio de Janeiro.

Van der Veen (1953). The Bearing Capacity of a Pile. *Proceedings*, 3rd. ICSMFE, Zurich, vol. 2, pp-84-90