



PROJECTO E CONSTRUÇÃO DE OBRAS PORTUÁRIAS PARA UM TERMINAL MINERALEIRO DEDICADO NO PORTO DE SETÚBAL

Fernando Oliveira
(OFM, S.A.)
fo@ofm.pt

1- INTRODUÇÃO

As Obras Portuárias acostáveis já construídas em Portugal e que se destinaram a Terminais Mineraleiros, de Contentores ou mesmo de Carga Geral exigindo, portanto, bacias de acostagem com fundos abaixo da cota (-10,00m) ZH, são essencialmente constituídos ou por estruturas normalmente contínuas e de gravidade do tipo caixotões de betão armado (mais raramente colunas de blocos I), ou por estruturas descontínuas constituídas por Pilares de estacas metálicas ou de betão armado.

Há vários exemplos dos primeiros em Leixões, Lisboa, Setúbal, Sines, Ponta Delgada nos Açores e Caniçal na madeira.

No que diz respeito aos segundos, existem exemplos em Leixões, Aveiro, Figueira da Foz e Lisboa.

A estrutura que agora se apresenta constitui uma nova solução, ainda não construída em Portugal, para cais com estas profundidades, cais destinados a navios de grande tonelagem, e foi apresentada como variante a uma solução estrutural em estrutura metálica (perfis e estacas prancha) ancoradas ao terreno, em tudo idêntica à que foi construída recentemente no Porto de Aveiro.

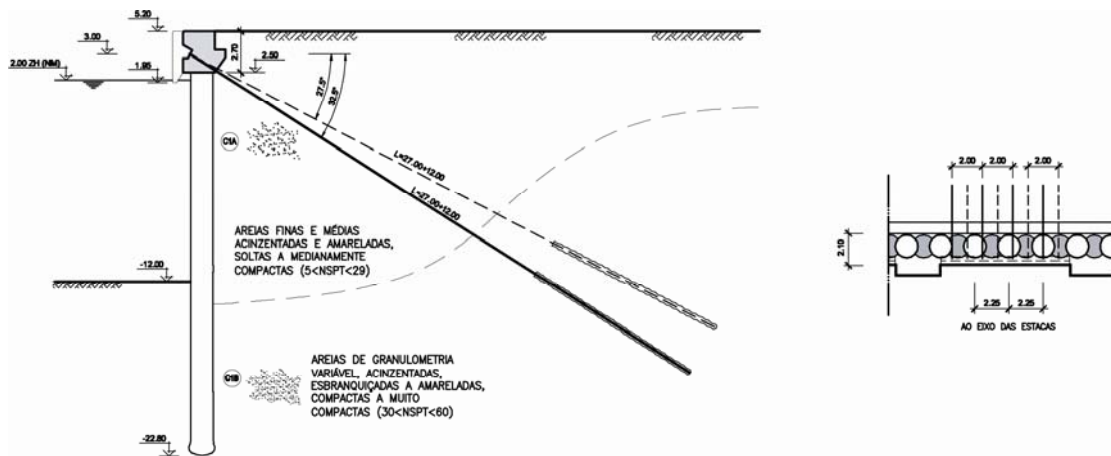
Existe apenas uma estrutura acostável deste tipo construída recentemente pela OFM, S.A. no Porto de Pesca de Peniche com cotas de serviço de (- 5,00m) ZH. No entanto, a passagem de cotas de serviço desta ordem de grandeza para (-12,00m) ZH, como é o caso em análise, impõe cuidados especiais no projecto e no processo construtivo.

Trata-se de uma solução em estacas de betão secantes com Ø1,50m, sendo armadas alternadamente (isto é, as estacas de betão armado interceptam as estacas de betão simples construídas antecipadamente).

Face ao comprimento das estacas (27m), é necessário garantir a perfeita verticalidade de furação do terreno, para que não haja o mínimo desvio e se mantenham as condições de estabilidade previstas no projecto.

Para assegurar a estabilidade do conjunto foram projectadas ancoragens a dois níveis (ponto da amarração à mesma cota mas com diferentes inclinações).

Uma vez que o solo de fundação durante a furação sofre perturbações que alteram o seu grau de compactidade, irá proceder-se à monitorização das estacas através da introdução de inclinómetros para verificar, ao longo do tempo, se o solo garante uma compactidade compatível com as exigências do projecto.





2-PROJECTO

2.1 - ÂMBITO DA INTERVENÇÃO

Esta intervenção visa a execução de um cais de acostagem que permita, por via marítima, a recepção de clínquer e o carregamento de cimento em navios com capacidade máxima de 20 000 toneladas e com as seguintes características de projecto:

- Deslocamento (M_D): 26 000 toneladas
- Comprimento fora a fora (L_{OA}): 160.0 m
- Comprimento entre perpendiculares (L_{BP}): 152.0 m
- Boca (B) 23.5 m
- Calado (D) 9.3 m
- Ponta (F) 3.5 m

2.2 - DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO

O cais de acostagem, com 164.5m de largura e com uma extensão total de 219.6m, terá a sua plataforma à cota +5.20 e o fundo da bacia de acostagem à cota -12.00.

Face às condições geotécnicas locais e tendo em consideração as diversas condicionantes impostas pela funcionalidade do cais, nomeadamente a cota do cais e a cota do fundo da zona dragada, a solução estrutural a implementar incidirá na execução de uma cortina de estacas secantes ancorada no topo.

A cortina de estacas será formada por estacas primárias de betão simples afastadas de 2.25m intercaladas por estacas secundárias, estruturais, em betão armado, também afastadas entre si de 2.25m.

As estacas, com 1500mm de diâmetro, apresentarão comprimentos aproximados de 25.00m em geral e 19.00m nas extremidades Norte dos muros alas.

Ao nível do topo, de forma a conferir às estacas um comportamento de grupo, será executada uma viga de coroamento com 2.10m de largura de 2.70m de altura.

As ancoragens, executadas ao nível da viga de coroamento, apresentarão em geral 27.00m de comprimento livre e 12.00m de selagem, num total de 39.00m. Estas serão constituídas por 8 cordões de 0.6" e serão pré-esforçadas a 875kN, sendo espectável em serviço um pré-esforço inferior a 1000kN.

Para permitir a acostagem dos navios serão executados no total 15 maciços de apoio das defensas, com cerca de 3.00m de largura e 0.70 de profundidade, com 11.50m de afastamento médio entre eixos.

Com o objectivo de avaliar as condições de segurança existentes no decorrer dos trabalhos e durante a vida útil da estrutura, validar as hipóteses de cálculo consideradas no projecto e, no



5^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária Lisboa, 11 e 12 de Outubro de 2007

caso de comportamentos estruturais anómalos ao previsto, permitir intervir atempadamente na reformulação das soluções estruturais adoptadas, será implementado um sistema de monitorização composto por inclinómetros, células de carga nas ancoragens e marcos topográficos.

2.3 - FASEAMENTO DE EXECUÇÃO

As operações indicadas deverão ser consideradas como elementos orientadores, devendo ser adaptadas de acordo com as condições realmente encontradas em obra.

1. Reconhecimento do terreno de forma a permitir a definição de processos adequados para a remoção de eventuais obstáculos que interfiram com os trabalhos subsequentes;
2. Execução da plataforma de trabalho;
3. Execução do muro guia;
4. Execução das estacas primárias. Esta operação é composta pelas seguintes actividades:
 - 4.1. Execução do furo, com recurso a uma tecnologia adequada às condições geotécnicas locais;
 - 4.2. Betonagem, da base para o topo;
 - 4.3. Saneamento da cabeça das estacas de forma a remover o betão superficial contaminado;
5. Execução das estacas secundárias. Esta operação é composta pelas seguintes actividades:
 - 5.1. Execução do furo, com recurso a uma tecnologia adequada às condições geotécnicas locais;
 - 5.2. Colocação da armadura;
 - 5.3. Betonagem, da base para o topo;
 - 5.4. Saneamento da cabeça das estacas de forma a remover o betão superficial contaminado;
6. Execução das ancoragens. Esta operação é composta pelas seguintes actividades:
 - 6.1. Execução do furo, com recurso a uma tecnologia adequada às condições geotécnicas locais;
 - 6.2. Colocação do tubo manchete;
 - 6.3. Selagem do tubo ao terreno;
 - 6.4. Injecção selectiva e repetitiva para formação do bolbo de selagem;
 - 6.5. Colocação dos cordões de pré-esforço;
 - 6.6. Selagem dos cordões ao tubo manchete;
 - 6.7. Aplicação de pré-esforço. Esta actividade apenas pode ser realizada após execução de viga de coroamento;
7. Execução da viga de coroamento. Esta operação é composta pelas seguintes actividades:
 - 7.1. Aplicação do betão de limpeza;
 - 7.2. Colocação da armadura;
 - 7.3. Betonagem
8. Aplicação de pré-esforço nas ancoragens;
9. Selagem das cabeças das ancoragens;
10. Instalação de todo o equipamento do cais;



2.4 - DIMENSIONAMENTO

2.4.1 - Acções

2.4.1.1 - Peso próprio dos materiais estruturais

O peso próprio associado aos materiais estruturais foi determinado considerando para o betão armado um peso volúmico de 25 kN/m^3 .

2.4.1.2 – Solo

A quantificação da acção do solo sobre os elementos estruturais foi efectuada com base nos parâmetros geotécnicos indicados no capítulo referente às condições geotécnicas locais (peso volúmico, γ , coesão, c , ângulo de atrito interno, ϕ , e módulo de *Winkler*, k_w).

2.4.1.3 - Sobrecargas à superfície

Consideraram-se aplicadas à superfície as seguintes sobrecargas uniformemente distribuídas:

Entre 0.00 e 4.00m de distância da borda do cais:	10 kN/m^2 ;
Entre 4.00 e 25.00m de distância da borda do cais:	50 kN/m^2 ;

2.4.1.4 - Gruas móveis

A acção das gruas móveis sobre a contenção foi simulada por intermédio de uma carga linear de 250 kN/m , aplicado com uma excentricidade ao eixo da estaca de 1.20 m , valores que deverão ser confirmados pelo fornecedor do equipamento.

2.4.1.5 – Amarração

A carga transmitida pelos cabeços de amarração foi simulada por intermédio de uma carga de faca horizontal, aplicada à superfície, de 37.5 kN/m , considerando cabeços de 600 kN afastados em média de 16.0 m .

2.4.1.6 – Acostagem

A carga resultante da acostagem foi simulada por intermédio de uma carga de faca horizontal, aplicada à superfície, de 70.0 kN/m , considerando defensas de 765 kN afastadas de mais de 11.00 m .



5^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária Lisboa, 11 e 12 de Outubro de 2007

2.4.1.7 – Sismo

Para a verificação da estabilidade da cortina de estacas à acção sísmica, seguiram-se as recomendações do Eurocódigo 8 - Parte 5 para análises pseudo-estáticas, tendo sido adoptado como coeficiente sísmico horizontal (K_h) o seguinte valor:

$$K_h = \alpha/r = 0.28$$

Estes valores foram obtidos considerando $\alpha=a_g/g$, sendo a aceleração máxima nominal, $a_g=2.70\text{m/s}^2$ (valor dado pelo documento nacional de aplicação para a acção sísmica tipo 1, na zona A), e a aceleração da gravidade $g=9.8\text{m/s}^2$.

O valor de r é igual à unidade para muros e contenções de betão armado ancoradas ou escoradas.

Estes valores foram aplicados às massas de terreno susceptíveis de sofrerem deslocamentos aquando da acção sísmica. Estas massas foram determinadas com base nas cunhas de rotura de *Rankine*.

2.5 - QUANTIFICAÇÃO DOS IMPULSOS

A quantificação dos impulsos foi efectuada com recurso à teoria de *Rankine*. A presença de água foi modelada separadamente do solo, ou seja, ao peso volúmico total foi subtraído o peso volúmico da água, que por sua vez foi afectado do coeficiente de impulso activo. A parcela relativa à água foi afectada por um coeficiente de impulso unitário.

2.5.1 - Combinação de acções

2.5.1.1 - Estados limites últimos

Apresentam-se as combinações adoptadas para a verificação das secções aos estados limites últimos:

Combinação 1 – acção base sobrecarga+grua+acostagem

$$1.5 (S_{PP+SOLO} + S_{SC} + S_{GRUA} + S_{ACOSTAGEM})$$

Combinação 2 – acção base sobrecarga+grua+amarração

$$1.5 (S_{PP+SOLO} + S_{SC} + S_{GRUA} + S_{AMARRAÇÃO})$$

Combinação 3 – acção base sismo

$$1.0 (S_{PP+SOLO} + 0.50S_{SC} + S_{SISMO})$$

2.5.1.1 - Estados limites de utilização

Para a verificação das secções aos estados limites de utilização, nomeadamente para a verificação da fendilhação (abertura de fendas) adoptou-se a seguinte combinação

Combinação 4 – combinação quase permanente
($S_{PP+SOLO} + 0.50S_{SC}$)

2.6 - PERFIS DE CÁLCULO

Apresentam-se de seguida os perfis de cálculo adoptados.

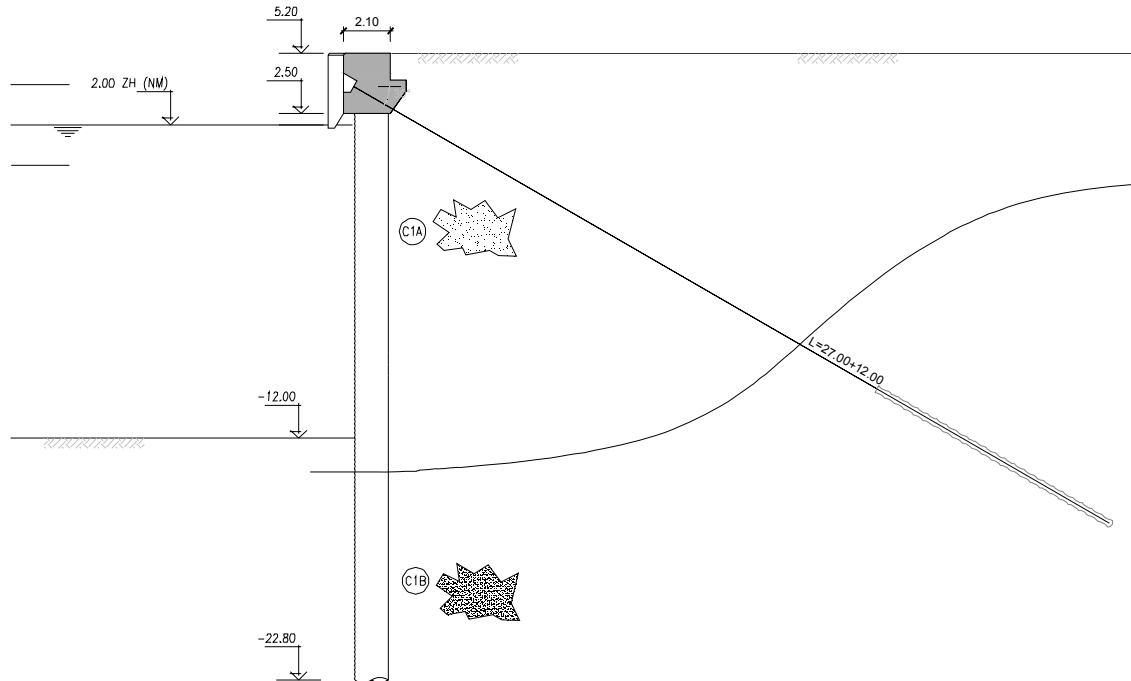


FIGURA 1: Cortina de estacas $\varnothing 1500$ afastadas de 2.25m com 28.00m de comprimento (ancoragens de 39.0m afastadas de 1.50m, pré-esforçadas a 875kN)

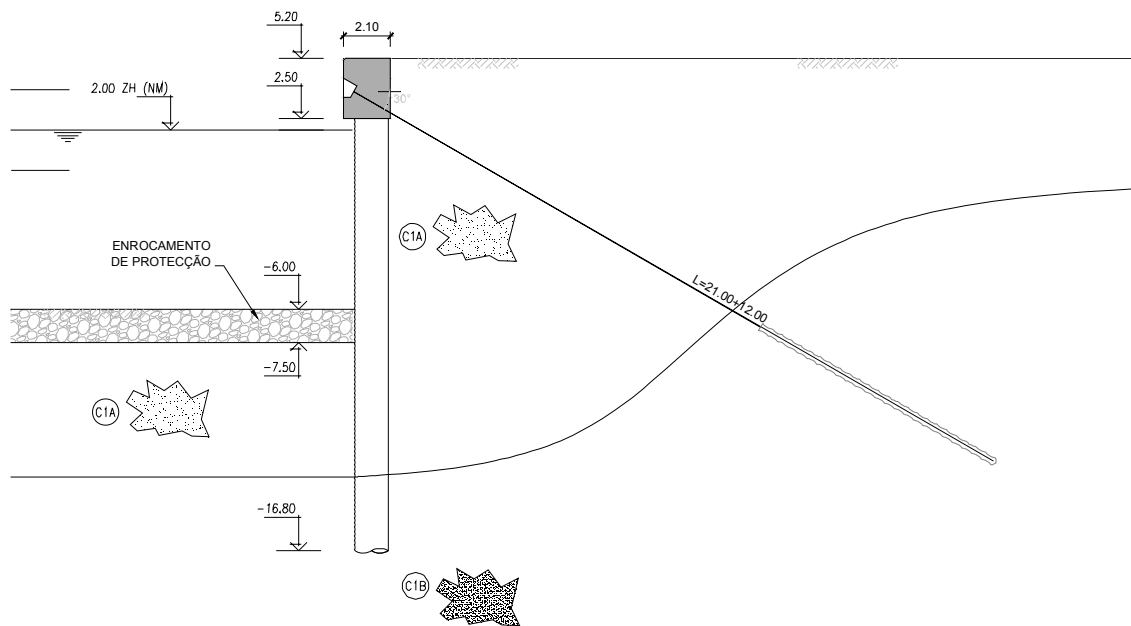


FIGURA 2: Cortina de estacas $\varnothing 1500$ afastadas de 2.25m com 22.00m de comprimento (ancoragens de 33.0m afastadas de 2.00m, pré-esforçadas a 875kN)



2.7 - MODELO DE CÁLCULO

Para a determinação dos esforços adoptou-se um modelo unidimensional, discreto, sobre apoios elasto-plásticos de resposta linear, tendo o cálculo sido realizado com base no método dos deslocamentos, considerando troços de barra com 0.50m de comprimento.

A quantificação das solicitações foi definida por uma trajectória de carga, que teve em conta o processo construtivo adoptado a fim de se contabilizar os deslocamentos instalados na estrutura durante o processo de construção.

Sendo não linear o sistema governativo global, a resolução do sistema foi feita por processo incremental. As fases de escavação foram simuladas por incrementos sucessivos de carga de acordo com o faseamento estabelecido para a execução da contenção.

Os incrementos de carga correspondentes a uma fase de escavação foram determinados a partir de diagramas de impulso mínimo (impulso activo) da etapa em estudo e da etapa anterior. A resposta da estrutura a esse incremento foi caracterizada pelo estado de tensão no terreno determinado na etapa anterior.

Para cada etapa, o diagrama de impulsos actuante foi determinado considerando a mobilização em simultâneo do impulso activo no intradorso e no extradorso, independentemente do sentido da deformação.

Os diagramas de impulsos activos foram definidos somando à parcela correspondente ao impulso do solo, as parcelas resultantes das sobrecargas totais e sobrecargas parciais aplicadas, ou seja:

$$\sigma_{\text{activo}}(h) = \sigma_{\text{activo, solo}}(h) + \sigma_{\text{activo, ss}}(h) + \sigma_{\text{activo, sp}}(h)$$

Em que:

$$\sigma_{\text{activo, solo}}(h) = \gamma \cdot h \cdot k_a - 2c\sqrt{k_a}$$

$$\sigma_{\text{activo, ss}}(h) = ss \cdot k_a$$

$$\sigma_{\text{activo, sp}}(h) = sp/\pi \cdot [(\beta + \text{sen}\beta)\text{sen}^2\alpha + (\beta - \text{sen}\alpha)\text{cos}^2\alpha], \text{ com:}$$

$$k_a = (1 - \text{sen}\phi)/(1 + \text{sen}\phi)$$



FIGURA 3: Diagrama de impulso activo no extradorso

O solo foi modelado com base na teoria de *Winkler*, tendo-se admitido que em cada ponto, o acréscimo de tensão do solo é directamente proporcional ao deslocamento do elemento

estrutural nesse mesmo ponto, $\Delta\sigma_{\text{solo}}=k_w\cdot\delta$, em que k_w é o módulo de *Winkler* e δ o deslocamento do elemento ao nível do qual se está a determinar a tensão. A tensão total instalada ($\sigma_{\text{solo total}}$) foi obtida somando este diferencial de tensão ($\Delta\sigma_{\text{solo}}=k_w\cdot\delta$) à tensão em estado activo (σ_{activo}), conforme se apresenta.

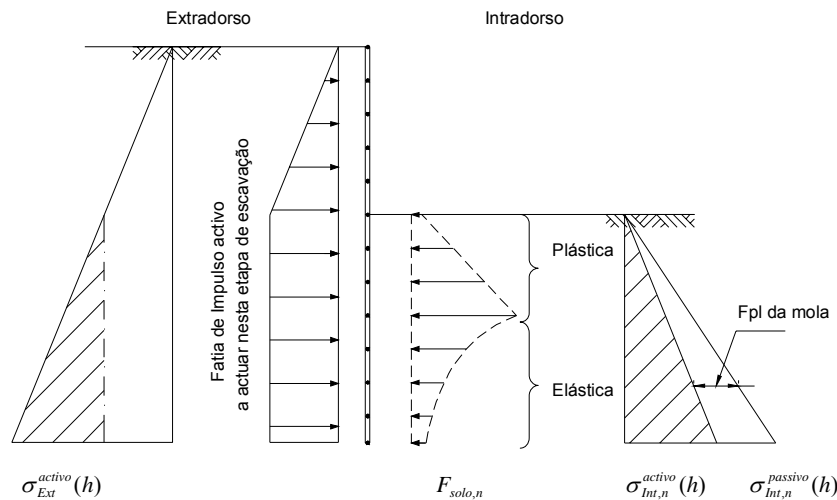


FIGURA 4: Impulso activo, tensões no solo e impulso passivo

De forma a ter em consideração a plasticidade do solo as tensões totais ($\sigma_{\text{solo total}}$) instaladas no terreno foram limitadas ao valor do impulso passivo, determinado com base na seguinte expressão.

$\sigma_{\text{passivo}}(h)=\gamma\cdot h\cdot k_p+2c\sqrt{k_p}$, com $k_p=(1+\text{sen}\varnothing)/(1-\text{sen}\varnothing) \geq \sigma_{\text{solo total}}=k_w\cdot\delta+\sigma_{\text{activo}}$
 As ancoragens foram modeladas por intermédio de molas de rigidez axial EA/L , tendo o efeito da sua força sido adicionado à resultante do sistema global.

2.8 - PLANO DE OBSERVAÇÃO E INSTRUMENTAÇÃO

2.8.1 – Generalidades

Com o objectivo de avaliar as condições de segurança do maciço, validar as hipóteses de cálculo consideradas no projecto e no caso, de comportamentos anómalos relativamente ao previsto e permitir actuar em tempo útil no reforço da solução adoptada, definiu-se um plano de observação assente nos seguintes princípios:

- Identificação de eventuais comportamentos anómalos que possam surgir;
- Identificação das suas causas;
- Avaliação das potenciais consequências;
- Definição dos parâmetros a controlar;
- Dispositivos de observação a utilizar;
- Recolha, processamento e interpretação das leituras e
- Definição das acções a implementar.

As soluções que se apresentam deverão ser entendidas como susceptíveis de adaptações, por forma a responder de forma adequada às situações particulares que possam surgir durante a vida útil da obra.



2.9 - IDENTIFICAÇÃO DE POSSÍVEIS ANOMALIAS / ACIDENTES

Considerando o princípio estrutural presente neste tipo de soluções estruturais, em que o equilíbrio é garantido pelo nível de ancoragens no topo e pela resistência do terreno mobilizado pelas estacas na base, os possíveis cenários de acidente que se podem colocar prendem-se essencialmente com:

- Incremento de esforços e deformações nas ancoragens, cujos resultados passam pela rotura da ancoragem ou o desprendimento do bolbo de selagem, com consequente perda de carga nos cabos e respectivo aumento de deformações da contenção;
- Deformações/deslocamentos excessivos da contenção que poderão culminar em fenómenos de instabilidade global por rotação e/ou deslizamento;
- Deformações/deslocamentos da contenção que conduzem a deformações excessivas à superfície que podem induzir assentamentos nos pavimentos e em estruturas com fundação directa na zona de influência
- Perda de equilíbrio da estrutura por plastificação de todo o terreno ao nível do pé das estacas;
- Rotura da secção das ancoragens por redução da secção por corrosão;

Na origem destes problemas poderão estar os seguintes aspectos:

- Características de resistência e deformabilidade do solo inferiores às consideradas no projecto de execução;
- Existência de sobrecargas adicionais no tardo da cortina não consideradas no cálculo;
- Perda de carga nas ancoragens por características de resistência e deformabilidade da formação na zona de selagem inferiores às consideradas;
- Perda de carga nas ancoragens por características de resistência e deformabilidade da formação subjacente ao maciço de reacção inferiores às consideradas;
- Perda de carga nas ancoragens por execução deficiente do bolbo de selagem;
- Rotura das ancoragens ou desprendimento dos bolbos de selagem resultante de acréscimos de carga nas ancoragens como consequência de deformações/deslocamentos excessivos do maciço;
- Sistema de protecção contra a corrosão inadequado face à agressividade do meio ambiente local;

2.10 - PARÁMETROS A CONTROLAR

Por forma a permitir antever a ocorrência das situações atrás descritas, foi implementado um plano de monitorização que permita a detecção atempada destas anomalias, através do controlo de determinados parâmetros que estão na sua base. De entre eles destacam-se:

3-METODOLOGIA E PROCESSOS COSNTRUTUVOS

3.1-NOTA INTRODUTÓRIA

Na elaboração da proposta para a execução da empreitada em concurso, consideraram-se os aspectos técnicos de execução dos trabalhos, de acordo com as condições exigidas no Projecto e Caderno de Encargos:



5^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária Lisboa, 11 e 12 de Outubro de 2007

O futuro cais de acostagem da Unidade de Recepção de Moagem de Clinquer do Porto de Setúbal, será constituído por uma cortina de estacas secantes de 1,50m de diâmetro estabilizada através de um nível de ancoragens definitivas pré-esforçadas a 700kN.

Está prevista a execução de um total de 221 estacas assim distribuídas:

Estacas de betão simples Ø1,50m	111 estacas com $l=28,00m$
Estacas de betão armado Ø1,50m	110 estacas com $l=28,00m$

As estacas serão solidarizadas entre si através da construção de uma viga de coroamento contínua de betão armado com 2,55 metros de altura.

A estabilidade da cortina de estacas, face aos impulsos do terreno será assegurada através da execução de 215 ancoragens definitivas pré-esforçadas a 700kN com 30,00m de comprimento, sendo de 9,00m o comprimento do bolbo de selagem.

De acordo com a informação geotécnica disponibilizada, prevê-se a ocorrência dos seguintes terrenos:

- Areias finas a médias, acinzentadas e amareladas, por vezes com fragmentos de conchas, soltas a medianamente compactas ($N_{5spt} \approx 5$ a 29).
- Areias de granulometria variável, acinzentadas, esbranquiçadas e amareladas, por vezes com fragmentos de conchas, compactas a muito compactas ($N_{spt} \approx 30$ a 60, com alguns valores inferiores).
- Pliocénico - areias finas, por vezes médias a grosseiras, levemente argilosas, amareladas, muito compactas ($N_{spt} > 60$), descomprimidas no topo ($N_{spt} \approx 21$ a 35), com intercalações de argilas amarelo-acinzentadas.

Propomos que as estacas de 1,50m de diâmetro sejam executadas à rotação com utilização de lamas bentoníticas para assegurar a estabilidade das paredes dos furos.

As ancoragens definitivas de 700kN serão constituídas por 6 cordões de 0,6" de diâmetro — sendo a furação realizada com cerca de 150mm de diâmetro, à roto-percussão com injeção de água para limpeza dos detritos de furação.

Está ainda prevista a instalação da seguinte instrumentação:

- Células de carga de 1000kN em 8 ancoragens, para aferição do valor do pré-esforço, ao longo do período de vida útil da obra.
- 10 inclinómetros a instalar no interior de 10 estacas de betão armado, com 30,00m de comprimento unitário.

3.2- PROCESSOS CONSTRUTIVOS

Para melhor clarificação da forma como nos propomos executar as diferentes actividades que constituem o objecto da empreitada, vamos descrever os processos construtivos relativos aos seguintes aspectos da mesma:

Trabalhos preparatórios;
Execução das estacas;
Demolição do betão;
Preparação das estacas para construção da superestrutura;
Execução da superestrutura;
Execução das ancoragens;
Remates do Cais.



5^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária Lisboa, 11 e 12 de Outubro de 2007

3.2.1- TRABALHOS PREPARATÓRIOS

A fim de tornar possível a execução das estacas de acordo com o projecto, teremos que proceder previamente à preparação do terreno e à construção de muros guia, que ajudam a manter as estacas verticais para que a hipótese de haver desvios possa ser reduzido ao mínimo.

Assim, iremos proceder à escavação da plataforma do trabalho existente, até à cota +3,75m ZH.

A próxima etapa será a regularização do fundo da vala e a execução de uma base em tout-venant com 0,20m de espessura, devidamente compactada.

Sobre esta plataforma será executada uma camada de betão de regularização.

Sobre a plataforma já devidamente tratada serão executados dois muros em L de betão armado com as faces interiores cilíndricas de acordo com a geometria prevista para as estacas em planta.

À medida que a construção dos muros vai avançando o tardoz dos mesmos vai sendo aterrado assim como o espaço entre muros, deixando escoras de madeira entre eles para evitar que haja movimentos de rotação dos muros.

Estamos assim em condições de iniciar a construção das estacas.

3.2.2- EXECUÇÃO DE ESTACAS

Serão utilizados dois equipamentos que executarão as estacas por furacão à rotação com utilização de lamas bentoníticas, para assegurar a estabilidade das paredes dos furos.

As estacas primárias serão então betonadas (uma sim outra não). A seguir a máquina irá furar o terreno entre as estacas primárias, “roendo” estas para se poderem betonar as estacas secundárias que serão armadas.

As armaduras serão introduzidas por troços os quais serão ligados ferro a ferro por conectores. Os muros guia servirão de apoio para fazer estas ligações.

Uma grua de lagartas de 70 ton apoiará a colocação das armaduras.

3.2.3 – PREPARAÇÃO DAS ESTACAS PARA A CONSTRUÇÃO DA SUPERSTRUTURA

Vamos avançando com a execução das estacas e quando começar a haver extensões consideráveis de “cortina” já construída iniciaremos a demolição dos muros guia e das cabeças das estacas, até à cota +2,65m ZH (que é onde arranca a superestrutura).

Com estamos a trabalhar à maré, vamos aproveitar as motas de areia que deixámos quando construímos a plataforma de apoio dos muros guia, para através de bombagem, conseguir ir mantendo a zona de trabalhos seca e permitir que aí se opere sem restrições.

Uma grua automóvel apoiará a movimentação de cofragens e a colocação das armaduras no interior das mesmas, para se betonar “in situ” a superestrutura em betão armado.



5^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária Lisboa, 11 e 12 de Outubro de 2007

3.2.4 – EXECUÇÃO DAS ANCORAGENS

As ancoragens definitivas de 700KN serão construídas por 6 cordões de 0,6" de diâmetro sendo a furacão realizada com cerca de 150mm de diâmetro, à rota-percussão com injeções de água para limpeza de detritos da furacão.

Uma escavadora giratória irá dando apoio ao equipamento da Teixeira Duarte SA na execução das ancoragens.

Após a sua conclusão as cabeças das mesmas serão devidamente seladas.

3.2.5 – REMATES DO CAIS

Para evitar a que os aterros invadam a zona de acostagem o projecto prevê que serão executados a montante e a jusante do cais remates em prismas de enrocamento.

Assim, uma grua de 150 ton operando sobre o Cais, era procedendo à regularização do talude de aterro para sobre ele colocar até à cota (-4,00) ZH uma tela geotêxtil. Sobre a tela será construído uma camada de brita com 0,20 m de espessura que proteja a mesma do TOT do núcleo.

Estaremos também em condições de colocar com caçambas o TOT e regularizar o seu talude de acordo com o projecto.

A final deste trabalho será a colocação de duas camadas de enrocamento de 5 a 10 kN, o qual será efectuado com a mesma grua de 150 ton.



**5^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária
Lisboa, 11 e 12 de Outubro de 2007**



Foto 1



Foto 2



**5^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária
Lisboa, 11 e 12 de Outubro de 2007**



Foto 3