



**A METODOLOGIA POR AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO APLICADA NA VERIFICAÇÃO DA
SEGURANÇA AOS SISMOS DE ESTRUTURAS PORTUÁRIAS DE GRAVIDADE COM
INFRAESTRUTURA EM CAIXOTÃO**

Marlene Dias

WW – Consultores de Hidráulica e Obras Marítimas, S.A.
Rotunda Nuno Rodrigues dos Santos, 1B – 10º, 2685-223 Portela LRS
marlene.dias@wwsa.pt

Resumo

A verificação da segurança aos sismos de estruturas portuárias assume grande relevância no contexto nacional pela conjugação de dois factores: a perigosidade sísmica moderada da faixa costeira e das Regiões Autónomas e a importância sócio-económica que este tipo de infraestruturas representa para o País.

Neste trabalho particulariza-se o comportamento sísmico observado em estruturas de gravidade com infraestrutura em caixotão, para sismos ocorridos nas últimas duas décadas.

A apresentação da Metodologia por Avaliação de Desempenho aplicada às estruturas portuárias de gravidade, como forma de verificar a segurança aos sismos, pretende concretizar a aplicação do método no controlo dos danos para a uma determinada acção sísmica e, conseqüentemente, da minimização dos custos associados à reparação e à inoperacionalidade de um porto.

1. Introdução

A ocorrência de um sismo poderá provocar danos estruturais e não estruturais tais, que ponham em causa não só a segurança das pessoas e equipamentos, como também a operacionalidade do porto.

Torna-se assim importante encontrar formas de, para além de se assegurar a salvaguarda de vidas humanas e a não ocorrência de colapso das estruturas, definirem limites para os danos estruturais e não estruturais esperados para uma determinada acção sísmica.

A abordagem nesta publicação da Metodologia por Avaliação de Desempenho aplicada às estruturas portuárias de gravidade, como forma de verificar a segurança aos sismos, pretende concretizar a aplicação do método no controlo dos danos para uma determinada acção sísmica e, conseqüentemente, na minimização dos custos associados à reparação e à inoperacionalidade forçada do porto.

Dado existirem diferentes soluções estruturais disponíveis para utilização em cada obra portuária de gravidade, optou-se por fazer concentrar o estudo sobre uma estrutura com infraestrutura em caixotão e aterro no tardo. As infraestruturas em caixotão estão, de um modo geral, associadas a portos economicamente importantes, uma vez que permitem fundos de serviço profundos, necessários à manobra de navios de grande porte. A consideração do aterro no tardo, necessário à criação de um terraplano, pretende acrescentar interesse à análise geotécnica do problema.

2. As Estruturas Portuárias e os Sismos

2.1. Importância socio-económica das Estruturas Portuárias

Ao longo de toda a costa continental portuguesa existem muitos portos, distinguindo-se entre si pelas suas funções e dimensão.

A ocorrência de um sismo de magnitude elevada junto a uma grande cidade pode ser um evento raro mas o seu impacto social e económico pode ser tão devastador que lhe confere relevância internacional.



6^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária Funchal, 8 e 9 de Outubro de 2009

Como exemplos de perdas de vidas humanas e prejuízos materiais, devidos a sismos recentes têm-se: Los Angeles nos Estados Unidos da América (EUA), em 1994 (magnitude 6.6 na escala de Richter), com 61 vítimas mortais e 30 mil milhões de dólares; Kobe, no Japão, em 1995 (magnitude 7.3) com mais de 6400 vítimas mortais e 100 mil milhões de dólares; Kocaeli, na Turquia, em 1999 (magnitude 7.8), com mais de 15 mil fatalidades e 20 mil milhões de dólares de prejuízos; Atenas, na Grécia, em 1999 (magnitude 5.9), com 143 mortos e 2 mil milhões de dólares de prejuízos materiais; e Taiwan, em 1999 (magnitude 7.6), com mais de 2300 mortos e 9 mil milhões de dólares [12].

Pode dizer-se que Portugal se situa numa zona de sismicidade moderada. Normalmente, os sismos de intensidade moderada provocam deformações limitadas nas estruturas portuárias, em oposição às deformações catastróficas ou até mesmo ao colapso como consequência de sismos de grande intensidade.

No entanto, apesar de alguns dos danos provocados por estas deformações limitadas serem reparáveis, os prejuízos económicos das autoridades portuárias podem atingir proporções não desejadas, uma vez que para a sua reparação se torna necessário interromper a actividade do porto. No caso de sismos de maior magnitude estes prejuízos assumem expressão ainda mais significativa, como no caso do sismo de Hyogoken Nanbu, no Japão, a 17 de Janeiro de 1995. Como consequência deste sismo, foi necessário proceder ao encerramento prolongado do Porto de Kobe, o sexto maior terminal de contentores do mundo, com custos de reparação estimados em 5.5 mil milhões de dólares. As perdas indirectas foram estimadas em 6 mil milhões de dólares, apenas no primeiro ano após o sismo

Os impactos resultantes no Porto de Kobe são um bom exemplo das consequências potenciais em portos de outras regiões do mundo.

Como forma de minimizar o risco sísmico dos portos, alguns países, como os Estados Unidos da América e o Japão, começaram a tomar medidas ao nível do projecto de estruturas portuárias, que passam pela caracterização adequada da sismicidade local, pela caracterização das condições geológico-geotécnicas e pela adopção de metodologias de dimensionamento baseadas no desempenho das estruturas.

No que diz respeito às consequências socio-económicas devidas à ocorrência de um sismo, tem algum interesse apresentar as definições de *risco sísmico* e *perigo sísmico*. O *risco sísmico* representa as consequências esperadas (estatisticamente falando) para a operacionalidade do porto, a segurança de vidas humanas, o ambiente, e as consequências financeiras para o porto devido aos danos provocados pelo sismo. O *perigo sísmico* diz respeito aos efeitos físicos das ondas sísmicas à superfície na vizinhança do porto. Incluem vibrações, liquefacção e os movimentos à superfície associados, escorregamento de terras, rotura de falhas à superfície e tsunamis. A extensão e o tipo de perigo sísmico que possa ocorrer num porto irão influenciar a dimensão do risco sísmico para o porto e seus componentes.

2.2. Efeitos dos terremotos em estruturas portuárias de gravidade

Os danos observados nas estruturas portuárias não dependem apenas das características do sismo mas também das condições geológico-geotécnicas, das características estruturais, dos métodos construtivos utilizados, da idade e da manutenção do porto.

As deformações observadas devem-se, essencialmente, a deslocamentos e rotação no sentido do mar e assentamento das estruturas, fenómenos estes que podem acontecer isoladamente ou em conjunto. Caso o terreno de fundação da estrutura seja suficientemente deformável, a deformação por ocorrência de um sismo, poderá originar deformações na estrutura portuária como as que se referiram anteriormente, ou seja, deslocamentos no sentido do mar, rotação da estrutura devido a assentamento do terreno de fundação, desarranjo do material de aterro utilizado na criação do terrapleno.

A gravidade das deformações ocorridas poderão pôr em causa a segurança de vidas humanas e a operacionalidade do porto, quer devido aos danos provocados nas estruturas portuárias quer pelos danos ocorridos nos equipamentos portuários, como gruas, ou ainda nas



6^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária Funchal, 8 e 9 de Outubro de 2009

infraestruturas, como por exemplo: redes de combustíveis ou de produtos químicos de outra natureza; redes de electricidade e telecomunicações e redes de abastecimento de água. A severidade dos danos provocados neste tipo de infraestruturas poderão levar à interrupção do abastecimento público ou, em casos mais graves, à poluição da zona envolvente ou até mesmo a explosões.

No presente trabalho serão apenas abordadas as situações sísmicas no caso particular das estruturas portuárias de gravidade, com infraestrutura em caixotão e terraplano no seu tardoz.

3. Verificação de Segurança aos Sismos de Estruturas Portuárias de Gravidade

3.1. Metodologia tradicional versus Metodologia por avaliação de desempenho em Engenharia Sísmica

A metodologia tradicional de dimensionamento estrutural, presente na maioria dos códigos e normas, baseia-se na garantia de inexistência de colapso da estrutura e na salvaguarda de vidas humanas para uma dada acção sísmica de projecto.

Os sismos ocorridos na década de 1990 evidenciaram que a metodologia tradicional, na forma então vigente cumpria, de um modo geral, os seus objectivos dado o número de vítimas registado ter sido relativamente baixo, face à magnitude dos sismos, mas as perdas económicas decorrentes dos danos estruturais levaram a repensar o método de dimensionamento estrutural face à acção sísmica, com a migração para a denominada verificação da segurança por avaliação do desempenho.

A comunidade internacional de engenharia sísmica mobilizou assim esforços no sentido de desenvolver métodos por avaliação de desempenho. Segundo a *Structural Engineers Association of California* (SEAOC), o objectivo da metodologia por avaliação de desempenho em engenharia sísmica é o de fornecer métodos para a localização, o dimensionamento, a construção e a manutenção de edifícios, de tal modo que seja possível prever o desempenho das estruturas quando sujeitas a terremotos [4], assim como minimizar os custos de reabilitação dos danos estruturais ocorridos [3]. O desempenho é avaliado pela extensão de danos suportados pelo edifício, quando sujeito à acção sísmica, e pelo impacto destes danos na funcionalidade do edifício.

Tendo inicialmente sido desenvolvida fundamentalmente para edifícios, cedo se percebeu a necessidade de alargar a metodologia por avaliação de desempenho a outros tipos de estruturas como é o caso das pontes [3], das barragens ou das estruturas portuárias [12].

A metodologia tradicional, presente nos actuais códigos de dimensionamento sísmico das estruturas de edifícios e pontes, cinge-se à comparação dos esforços de cálculo com as resistências de cálculo dos elementos estruturais, mas o comportamento geral esperado da estrutura não é objectivado.

A metodologia por avaliação de desempenho difere da tradicional, fundamentalmente, ao definir o comportamento estrutural esperado durante o evento sísmico e os danos esperados. Nesta nova abordagem é possível utilizar diferentes métodos de análise sísmica, dependendo do nível de importância da estrutura, do nível de desempenho e do grau de pormenor escolhidos.

No que concerne às estruturas portuárias de gravidade, a metodologia tradicional consiste na verificação da segurança da estrutura ao deslizamento e ao derrubamento ao nível das juntas horizontais, ao deslizamento global da estrutura segundo superfícies de rotura e à verificação da segurança das tensões transmitidas ao terreno. Nos três primeiros casos, a segurança é verificada através da razão entre as forças actuantes de carácter instabilizante e as forças resistentes. Esta razão terá que ser superior a um factor de segurança estabelecido. Este factor de segurança tem em conta a salvaguarda de vidas humanas mas através dele não é possível avaliar o desempenho da estrutura para a acção sísmica de projecto, no que respeita à deformação nela induzida ou aos efeitos sobre estruturas adjacentes, muitas delas vitais.



6^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária Funchal, 8 e 9 de Outubro de 2009

3.2. Custos associados à aplicação da metodologia por avaliação de desempenho

A utilização da metodologia por avaliação de desempenho implica maiores custos ao nível do projecto e da construção devido aos procedimentos necessários para respeitar critérios múltiplos de desempenho estrutural, podendo resultar num aumento do custo inicial da estrutura. Contudo, este investimento inicial traduzir-se-á numa menor extensão de danos após o sismo e numa diminuição nos custos da sua reparação. Conjugando estes dois factores, existe uma economia implícita que diz respeito à redução dos custos de inoperacionalidade das estruturas os quais, em termos económicos, assumem particular importância como é o caso das pontes e das estruturas portuárias, pois da sua integridade dependem a comunicação e o transporte de pessoas, bens e mercadorias e, durante as ocorrências sísmicas, o transporte de meios de socorro.

A metodologia por avaliação de desempenho introduz alterações ao nível da inter-relação entre os vários intervenientes no processo. Os engenheiros de projecto assumem aqui um papel preponderante pois terão de ser estes a apoiar o dono de obra no estabelecimento dos objectivos de desempenho, uma vez conhecidas a localização e a importância da estrutura, de modo a que seja cumprido o nível desejado de utilização após o evento sísmico. Esta decisão deve ser baseada em critérios de funcionalidade e não apenas de custos.

Após a definição do nível de desempenho da estrutura, o engenheiro deve passar à análise estrutural, que agora será mais detalhada e meticulosa, obrigando à utilização de métodos de cálculo mais sofisticados.

Finalmente, a construção deverá ser devidamente acompanhada para que sejam asseguradas as disposições feitas no dimensionamento por avaliação de desempenho. A manutenção e inspecção da estrutura deverá ser assegurada de modo a que, se esta for solicitada pelo sismo, apresente o desempenho esperado.

3.3. Metodologia por avaliação de desempenho em estruturas portuárias

Para a aplicação da metodologia por avaliação de desempenho ao caso das estruturas portuárias de gravidade com infra-estrutura em caixotão, deverá realizar-se a definição e caracterização dos seus três primeiros passos fundamentais: a definição dos *níveis de danos*; a caracterização das intensidades da *acção sísmica* e, finalmente, a definição dos *níveis de desempenho*.

O *tipo de análise* a considerar constitui outro aspecto fundamental do método, uma vez que aquele pode variar consoante a importância da estrutura, a fase do estudo, ou ainda a intensidade da acção sísmica. Assim, por exemplo, no caso de uma estrutura que não ponha em perigo vidas humanas ou o ambiente, no caso de se estar numa fase preliminar do estudo onde o grau de detalhe do comportamento da estrutura não é importante, ou ainda, no caso de a intensidade da acção sísmica não ser significativa, poderá recorrer-se a uma análise simplificada da estrutura. Por outro lado, se se estiver perante uma estrutura cuja importância sócio-económica seja considerável, ou se se estiver numa fase mais avançada do estudo e consequentemente mais detalhada, ou ainda se a intensidade da acção sísmica for importante, poderá recorrer-se a uma análise dinâmica.

Dado não existirem códigos específicos sobre a matéria em questão aplicados às estruturas portuárias de gravidade com infra-estrutura em caixotão e uma vez que a bibliografia encontrada apresenta o método estritamente aplicado a casos concretos, as classificações que em seguida se apresentam para os níveis de danos, para os níveis de acção sísmica e para os níveis de desempenho foram baseados na classificação proposta pela *International Navigation Association (PIANC)* apresentadas em "*Seismic Design Guidelines for Port Structures*" [12].

3.3.1. Definições prévias à avaliação de desempenho

As estruturas portuárias de gravidade em caixotão, para além das funções fundamentais que desempenham para o transporte marítimo, vêm a sua importância muitas vezes condicionada pela importância económica e estratégica das instalações e equipamentos que acomodam.



6^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária Funchal, 8 e 9 de Outubro de 2009

Assim, na grande maioria das vezes, o desempenho esperado daquelas estruturas, quando sujeitas a uma determinada acção sísmica, encontra-se fortemente condicionado pela importância que as instalações e os equipamentos adjacentes representam para a Sociedade e/ou para o Dono de Obra.

O nível de desempenho sísmico esperado para a estrutura é definido tendo por base o nível de danos permitido. Assim, torna-se fundamental caracterizar o factor nível de dano e o factor acção sísmica, previamente à definição dos níveis de desempenho da estrutura portuária, como se desenvolve nos sub-capítulos seguintes.

3.3.1.1. Níveis de danos

A definição dos níveis de danos está directamente relacionada com o nível de risco admitido para a estrutura e a sua caracterização envolve a capacidade estrutural e operacional da estrutura portuária.

No Quadro 3.1, inspirado em [12], apresentam-se quatro níveis de danos com o estado pós-sísmico da estrutura, a saber: *I – Operacional*, *II – Reparável*, *III – Perto do colapso* e *IV – Colapso*. Os níveis de danos propostos em [12] foram definidos para um caso simplificado em que, implicitamente, as estruturas, quando sujeitas a um sismo, não apresentam riscos para a vida humana, não possuem materiais perigosos, não possuem guias sobre carris no seu coroamento e o espaço livre à frente da estrutura é ilimitado, ou seja, existe apenas água, sem qualquer obstrução. Estas condições têm por objectivo limitar a aplicação do método ao caixotão e aos terrenos no seu tardo e na sua fundação. De outra forma, caso se estendesse a consideração dos níveis de danos aos equipamentos acomodados no coroamento da estrutura e do terrapleno por ela criado, outros tipos de danos poderiam ser considerados, como por exemplo, a limitação da abertura de fendas de um reservatório de material perigoso ou a limitação da deformação dos carris de uma grua.

Quadro 3.1 – Níveis de danos, *in* [12].

Níveis de danos	Danos Estruturais	Danos Operacionais
I: Operacional	Poucos danos ou ausência deles	Pequena perda das condições de serviço ou manutenção total daquelas condições
II: Reparável	Danos controláveis *	Perda das condições de serviço num curto prazo **
III: Perto do colapso	Grandes danos, perto do colapso	Perda total, ou num longo prazo, das condições de serviço
IV: Colapso ***	Perda total da estrutura	Perda total das condições de serviço

* Com resposta plástica e deformação residual limitadas.

** Estrutura inoperacional, por motivos de reparação dos danos, num prazo curto.

*** Sem consequências significativas para o ambiente.

A classificação dos níveis de *danos de natureza estrutural* está directamente relacionada com o volume, o custo e a duração dos trabalhos necessários para repor as condições de operacionalidade da estrutura na sua vida útil e são vulgarmente designados como *perdas directas* devidas a sismos.

Por sua vez, a classificação dos níveis de *danos de natureza operacional* relaciona-se com o volume e o custo de trabalho necessário para repor de forma total, em tempo útil, ou de forma parcial, a muito breve prazo, as condições de operacionalidade. As perdas económicas associadas à perda da operacionalidade são vulgarmente referidas como *perdas indirectas*.



3.3.1.2. Acção sísmica

Uma vez definidos os níveis de danos, importa agora definir os níveis de intensidade da acção sísmica para que, quando associados, permitam definir níveis de desempenho que espelhem adequadamente o nível de risco aceite no empreendimento.

A definição da acção sísmica de projecto pode decorrer de critérios de base probabilística ou, pelo contrário, determinística.

Neste caso, é frequente serem as condições sismo-tectónicas envolventes da obra determinantes na definição de valores máximos da grandeza (em sentido lato) do movimento sísmico fisicamente realizáveis.

Ao invés, a definição de natureza probabilística da acção sísmica baseia-se na avaliação probabilística das ocorrências sísmicas na envolvente sismológica da obra e na definição de uma lei de probabilidade de excedência para uma dada variável sísmica seleccionada para representar quantitativamente a grandeza local dos efeitos dos sismos durante a vida útil da estrutura.

Em princípio, os níveis de intensidade da acção sísmica decorrem da calibração do risco esperado na vida útil da obra. Tal opção revela-se fundamental na verificação de segurança por avaliação de desempenho.

Trata-se de uma prática tradicional, com origem na aplicação da Engenharia Sísmica às centrais nucleares e, posteriormente, às barragens, definir dois níveis distintos.

No âmbito portuário, o nível inferior da acção, aqui designado por *Acção Sísmica de Nível 1 (AS1)* está associado a uma acção sísmica com probabilidade elevada de excedência durante a vida útil da estrutura. Por sua vez, a *Acção Sísmica de Nível 2 (AS2)* fica associada a eventos sísmicos com intensidade superior a um limiar de reduzida probabilidade de excedência.

Em ambientes sismo-tectónicos de elevada actividade sísmica, AS1 é frequentemente associada a um movimento com probabilidade de excedência de 50% durante a vida útil da estrutura e AS2 associada a um movimento com probabilidade de excedência de 10% durante a vida útil da estrutura. Se a vida útil da estrutura é de 50 anos, os períodos de retorno correspondentes são de 75 e 475 anos, respectivamente para os níveis AS1 e AS2.

No caso de existirem falhas sísmicas activas próximas da estrutura, é prática corrente considerar uma abordagem mista em que os correspondentes movimentos sísmicos são considerados de forma determinística.

A utilização dos dois níveis de acção sísmica AS1 e AS2 tem como objectivos assegurar um adequado nível de segurança e de condições de operacionalidade para AS1, bem como impor modos controlados de resposta sísmica e limitar a extensão dos danos sísmicos para AS2.

3.3.1.3. Níveis de desempenho

Uma vez definidos os níveis de danos e os níveis de acção sísmica, os níveis de desempenho da estrutura podem ser especificados pela conjugação dos níveis dos dois factores. Ainda na metodologia apresentada em [12], são considerados quatro níveis de desempenho designados, por ordem decrescente de exigência e por ordem crescente de danos admitidos, 1, 2, 3 ou 4. O Quadro 3.2 apresenta os níveis de desempenho esperados da estrutura em função do nível de acção sísmica e do nível de danos a ela associado.

Quadro 3.2 – Níveis de danos em função dos níveis de desempenho e dos níveis de acção sísmica, *in* [12].

Nível de desempenho	Acção sísmica	
	AS1	AS2
1	I: Operacional	I: Operacional
2	I: Operacional	II: Reparável
3	I: Operacional	III: Perto do colapso
4	II: Reparável	IV: Colapso



6^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária Funchal, 8 e 9 de Outubro de 2009

Outro conceito de grande utilidade e relevância para a definição dos níveis de desempenho é o de *grau de importância da estrutura*. Os graus de importância das estruturas encontram-se definidos na maioria dos códigos e normas actualmente existentes. A concretização deste conceito para as estruturas portuárias é ilustrada no Quadro 3.3. Quando aplicado, poderá ser necessária a definição de níveis de desempenho diferentes dos níveis 1, 2, 3 e 4, de modo a ir de encontro às necessidades concretas do dono de obra.

Quadro 3.3 – Níveis de desempenho baseados na importância das estruturas portuárias, *in* [12].

Nível de desempenho	Definição baseada nos efeitos do sismo na estrutura	Importância da estrutura portuária, sugerida no código Japonês
1	a) Estruturas críticas capazes de originar elevadas perdas de vidas humanas e de bens materiais, devido aos danos provocados pelo sismo. b) Estruturas fundamentais que são dimensionadas para garantir as condições de serviço após o sismo. c) Estruturas críticas que contenham ou suportem material perigoso. d) Estruturas críticas cujo encerramento terá efeitos devastadores nas actividades económicas e sociais da zona danificada pelo sismo.	Classe Especial (E)
2	Estruturas com efeitos menores dos que os enunciados de a) a d) no nível de desempenho 1 ou, e) Estruturas que, se danificadas, são de difícil recuperação.	Classe E ou Classe A
3	Estruturas correntes com níveis de desempenho que não os níveis 1, 2 e 4.	Classe A ou B
4	Estruturas pequenas e facilmente recuperáveis.	Classe B ou C

3.3.2. Aplicação da metodologia por avaliação de desempenho

A aplicação da metodologia por avaliação de desempenho nas estruturas portuárias de gravidade passa, em primeiro lugar, pela escolha de um nível de desempenho (1, 2, 3 ou 4) para a estrutura. Esta escolha poderá ser realizada com base no Quadro 3.3.

Após a caracterização dos níveis de danos, há que definir um *critério de danos* em termos de grandezas de engenharia, ou seja, definir a extensão aceitável dos danos através da definição de estados limites para os deslocamentos ou para as extensões/tensões.

Finalmente, a avaliação do desempenho sísmico da estrutura, constitui o último passo da metodologia. Este passo é normalmente realizado através da comparação dos parâmetros de resposta numa análise sísmica da estrutura com o critério de danos. Se os resultados da análise não vão de encontro ao critério de danos, o dimensionamento proposto ou a estrutura devem ser alterados. O reforço da solução de projecto nos âmbitos estrutural e/ou geotécnico poderá então ser necessário. A Figura 3.1 apresenta sob a forma de um fluxograma os principais passos na aplicação da metodologia por avaliação do desempenho.



Figura 3.1– Fluxograma para avaliação do desempenho sísmico, aplicado às estruturas portuárias de gravidade, *in* [12].

3.3.3. Resposta sísmica e especificação do critério de danos de estruturas de gravidade

As estruturas constituídas, ao nível da sua infraestrutura, por caixotões assentes no fundo marinho, constituem uma das formas mais comuns de estruturas portuárias de gravidade, embora existam ainda outras soluções nesta tipologia estrutural.

A estabilidade da estrutura aos impulsos do aterro é garantida pelo atrito mobilizável na base e pela massa da estrutura. Se o terreno de fundação for pouco deformável, os modos de rotura típicos, em caso de sismo, envolvem deslocamentos e rotações no sentido do mar. No caso de aterros soltos no tardo da estrutura, ou no caso do solo de fundação ser constituído por areias soltas, os modos de rotura estão associados a grandes deslocamentos no sentido do mar, rotação, assentamentos e deformação na base da estrutura.

Existem opções de projecto que permitem aumentar a estabilidade da estrutura. A utilização de materiais com elevado ângulo de atrito interno no tardo da estrutura (enrocamentos em vez de areias soltas), permite a redução dos impulsos. Esta prática reduz os riscos de deformação geral e de liquefacção. O aumento do atrito entre a base da estrutura e o material de fundação é outra possibilidade, através da criação de uma base rugosa.

A ocorrência de deslocamento horizontal e/ou de assentamentos uniformes pode não reduzir significativamente o estado de equilíbrio podendo, até, não comprometer a segurança estrutural. Contudo, a rotação da estrutura pode reduzir substancialmente a estabilidade residual e conduzir a uma condição inaceitável no que se refere à estabilidade.

A verificação de segurança sísmica de uma estrutura portuária de gravidade pode ser baseada em condições de serviço relativas à acostagem segura, à circulação de veículos e ao manuseamento de carga no seu coroamento, inundações, ou poderá basear-se em danos estruturais, como por exemplo, rotação ou deslocamentos.

Os parâmetros que podem ser utilizados na especificação do critério de danos incluem deslocamentos, assentamentos, rotação, deslocamentos diferenciais ao longo da frente da estrutura portuária, e, ao nível do coroamento, assentamentos diferenciais e rotação. O critério de danos deve ser expresso de forma quantitativa em termos daqueles parâmetros.

Em 2003, Ichii [5] apresentou um critério de danos para estruturas portuárias de gravidade com infraestrutura em caixotão, baseado numa avaliação da extensão dos danos observados no Porto de Kobe após os sismos de 1995, e nos respectivos custos de reparação. Para tal realizou um levantamento do tipo e da extensão dos danos registados e dos custos de reparação. Não considerou, no entanto, os custos indirectos, como o impacto sócio-económico devido à inoperacionalidade do porto, pelo que os custos de reparação estão subavaliados.



6^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária Funchal, 8 e 9 de Outubro de 2009

Ichii identifica em [5] os modos de rotura e o tipo de danos normalmente observados em estruturas portuárias de gravidade com infraestrutura em caixotão depois de um sismo. Com base nos modos de rotura deste tipo de estrutura, os parâmetros que poderão ser utilizados para definição dos níveis de danos são o deslocamento no topo da estrutura no sentido do mar, o assentamento no coroamento da estrutura, o grau de rotação da estrutura e, finalmente, o assentamento do aterro no tardo da estrutura.

O autor identificou ainda os danos mais graves para a operacionalidade deste tipo de estruturas, como o afastamento das pernas de uma grua que opera sobre a estrutura, o assentamento do aterro no tardo da estrutura, e os assentamentos e fendas no coroamento do aterro. Apesar destes dois últimos tipos de danos serem de difícil definição ou medição, podem ser relacionados com o deslocamento no topo da estrutura no sentido do mar, ou com este deslocamento normalizado (deslocamento no topo da estrutura no sentido do mar dividido pela altura da estrutura). Também o afastamento entre as pernas da grua pode ser relacionado com aquele deslocamento, pelo que o deslocamento no topo da estrutura no sentido do mar foi utilizado como critério de danos para a avaliação do desempenho da estrutura.

Assim, com base em 36 casos de medição de danos e avaliação dos custos de reparação das estruturas, Ichii propôs um critério de danos com quatro níveis, decrescentes em exigência do Nível I até ao Nível IV, cada um relacionando o deslocamento residual no topo da estrutura, normalizado pela respectiva altura, com os custos de reparação por metro de extensão da frente da estrutura, conforme resumido no Quadro 3.4. Os custos de reparação consideram preços da altura da reparação, ou seja, próximo da data de ocorrência do evento sísmico.

Quadro 3.4 – Resumo do critério de danos proposto por Ichii, *in* [5].

Níveis de danos	Deslocamento no topo da estrutura normalizado	Custo de reparação (€/m)
Nível I	1.5 a 5%	3500
Nível II	5 a 10%	6500
Nível III	10 a 15%	32 500
Nível IV	Superior a 15%	97 500

3.3.4. Análise Sísmica

A análise sísmica de estruturas portuárias de gravidade comporta *quatro passos fundamentais*: a caracterização da sismicidade local; a identificação dos perigos sísmicos de natureza geotécnica ou outra, a definição de um modelo para análise e a análise propriamente dita.

O conhecimento da *sismicidade local* é importante para definir os movimentos sísmicos ao nível do firme rochoso sísmico, que permitirão caracterizar as acções sísmicas AS1 e AS2. Tal será conseguido através de uma análise de risco sísmico baseada na informação geológica, tectónica e nas sismicidades histórica e instrumental relevantes para o local.

O conhecimento dos *perigos sísmicos de natureza geotécnica* é importante para permitir uma avaliação dos efeitos locais, que incluem os movimentos sísmicos à superfície ou perto dela, numa fronteira de entrada do movimento sísmico e a possibilidade de liquefacção na fundação ou no aterro.

A definição de um *modelo para análise* deve ter em consideração a geometria da estrutura, a caracterização dos materiais que a constituem assim como do terreno de fundação e do aterro, condições de fronteira adequadas e, finalmente, as acções actuantes.

A *análise sísmica* pode assumir complexidade e pormenorização diversas. Em seguida, apresenta-se uma descrição de três tipos de análise sísmica possíveis, cujos critérios de aplicação decorrem da importância da estrutura e da fase do estudo da estrutura.



6^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária Funchal, 8 e 9 de Outubro de 2009

3.3.4.1. Tipos de análise sísmica

Os três tipos de análise diferem entre si, fundamentalmente, no nível de sofisticação podendo ser, assim, designados por *simplificada*, *dinâmica simplificada* e *dinâmica*.

A *análise simplificada* é indicada para obter uma primeira aproximação do nível de segurança da estrutura em relação ao seu colapso, para uma dada acção sísmica.

A *análise dinâmica simplificada* permite avaliar, de forma rudimentar, a distribuição de deslocamentos, tensões e deformações com base em modos de rotura assumidos.



Por último, a *análise dinâmica* permite avaliar de forma directa os modos de rotura e a amplitude de deslocamentos, tensões e deformações, residuais e totais.

A adopção de um dos tipos de análise dinâmica depende da importância da estrutura, quer no que diz respeito ao tipo estrutural quer às condições de funcionalidade e, conseqüentemente, ao nível de desempenho esperado. Um princípio norteador é o de que as estruturas para as quais se colocam maiores exigências de desempenho (nível 1) devem ser analisadas com métodos mais sofisticados. No entanto, mesmo nestes casos, os métodos de menor sofisticação podem ser utilizados num pré-dimensionamento da estrutura, numa análise de sensibilidade ou numa análise de resposta para níveis baixos de acção sísmica.

No Quadro seguinte apresenta-se uma possível correspondência entre o nível de desempenho e o grau de sofisticação da análise empregue a um dado nível de desempenho.

Quadro 3.5 – Tipos de análise sísmica em função do nível de desempenho, *in* [12].

Tipos de análise	Níveis de desempenho			
	1	2	3	4
Análise simplificada				
Análise dinâmica simplificada				
Análise dinâmica				

Legenda:  Dimensionamento final
 Pré-dimensionamento ou baixos níveis de acção sísmica

3.3.4.1.1 Análise simplificada

A análise simplificada de estruturas de gravidade baseia-se na abordagem convencional do equilíbrio de forças, por vezes combinada com uma análise estatística, alicerçada numa base de dados de casos de estudo. Os métodos inseridos nesta categoria, os *métodos pseudo-estáticos*, são os correntemente adoptados nos códigos e normas de dimensionamento sísmico. Na análise simplificada, as estruturas de gravidade podem ser idealizadas como blocos rígidos compostos pelas massas do terreno suportado e da estrutura de suporte.

Os métodos pseudo-estáticos são métodos simplificados de dimensionamento sísmico, cuja aplicação visa garantir coeficientes de segurança mínimos relativamente aos vários mecanismos de rotura que poderão ocorrer.

No cálculo dos impulsos sísmicos totais recorre-se, em geral, a soluções de equilíbrio limite. Admite-se a formação no solo duma superfície de rotura ao longo da qual se considera ser a resistência ao corte completamente mobilizada. Obtém-se assim a resistência limite que conduz o solo à rotura, para a qual se podem definir limites inferiores ou superiores, conforme se use respectivamente o teorema da região inferior ou o teorema da região superior.

Neste tipo de análise, os efeitos dos movimentos sísmicos são representados por uma aceleração de pico ou, equivalentemente, por um coeficiente sísmico, conduzindo a um dimensionamento pseudo-estático. A capacidade de resistir à acção sísmica é avaliada com base nas condições estruturais e geotécnicas, normalmente expressa em termos de uma aceleração de cedência ou de um coeficiente sísmico de cedência cuja excedência corresponde ao início do movimento dos blocos rígidos do solo e da estrutura.



6^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária Funchal, 8 e 9 de Outubro de 2009

Esta análise permite obter uma primeira aproximação do nível de segurança da estrutura quando sujeita a uma acção sísmica, no que diz respeito ao deslizamento, ao derrubamento e aos níveis de tensão transmitidos ao terreno de fundação. Neste último caso, importa ter em consideração os efeitos inerciais no maciço de fundação com o objectivo de determinar a correspondente resistência última [1].

Método de Mononobe-Okabe

Tradicionalmente, no âmbito da análise simplificada, os impulsos sísmicos são estimados pela aplicação do *método de Mononobe-Okabe*, desenvolvido por Okabe [11] e Mononobe e Matsuo [8]. Este método constitui uma extensão da teoria de Coulomb onde se analisa o equilíbrio limite da cunha de solo activa (ou passiva) quando sujeita a uma aceleração pseudo-estática.

Sobre o método de Mononobe-Okabe têm sido conduzidos estudos em modelo reduzido no sentido de avaliar a amplitude dos impulsos sísmicos, a distribuição de impulso no tardoz ou, no mínimo, o ponto de aplicação da respectiva resultante. É o caso de Ohara et al [10] que demonstrou que a distribuição vertical do impulso sísmico não era hidrostática mas dependente da configuração cinemática seguida pela estrutura de suporte durante a actuação da perturbação sinusoidal. Estudos semelhantes foram realizados por Ichihara e Matsuzawa [7] e por Ishibashi e Fang [6], tendo neles sido concluído que o método de Mononobe-Okabe prevê razoavelmente bem o impulso activo total devido ao sismo, apesar de o seu ponto de aplicação se situar acima do determinado por uma assunção de distribuição hidrostática das pressões, o que poderá conduzir a uma subavaliação do momento derrubante da estrutura de suporte devido aos impulsos.

A consideração de valores baixos para o ângulo de resistência ao corte poderá conduzir a um dimensionamento em condições estáticas conservativo, podendo ser equiparado a um dimensionamento sísmico para valores baixos desta acção. Por outro lado, a consideração de uma distribuição de impulsos hidrostática pode ser, por si só, pouco conservativa.

Koseki et al [7] propuseram um método de avaliação do impulso sísmico activo, para níveis de acção sísmica elevados, baseado numa abordagem pseudo-estática e de equilíbrio de forças, que constitui uma alternativa mais racional para a estimativa dos impulsos sísmicos em estruturas de suporte de gravidade. Neste método, e ao contrário do método Mononobe-Okabe, são considerados os efeitos da deformação concentrada no aterro e da diminuição da resistência ao corte ao longo da superfície de rotura. Este método, originalmente designado por "*Failure Plane Method*" será aqui designado por *método FP*.

Método FP

No método de Mononobe-Okabe é assumido que as propriedades de resistência do aterro são uniformes, isotrópicas e constantes. No entanto, o comportamento de uma massa de solo é afectado por factores de anisotropia do estado de tensão, de rotura progressiva e de localização da deformação.

O método FP [7] considera os efeitos da localização do plano onde se admite ocorrer a rotura do solo (ou plano de corte) e o correspondente comportamento de amolecimento por deformação nesse mesmo plano. A ideia fundadora do método radica na constatação de que o ângulo de resistência interna na banda de concentração de deformação ao longo da superfície de rotura é sistematicamente inferior ao respectivo valor de pico.

A formação da cunha de rotura activa no aterro e a instabilização da estrutura (por exemplo derrubamento ou deslocamento da base) são fenómenos distintos. Em muitos casos a instabilização da estrutura acontece depois da formação da cunha activa.

De salientar que a redução pós-pico da resistência ao corte do solo no plano de rotura da cunha activa, denominada *rotura activa inicial*, anterior à rotura da estrutura, pode afectar a mobilização do impulso do aterro para níveis de acção sísmica superiores, conforme demonstrado em [7].

Em [7], foi apresentado como exemplo, o cálculo do coeficiente de impulso activo total, K_{as} , para diferentes ângulos da cunha de solo, α_{as} , baseado no equilíbrio de forças. Concluiu-se



6^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária Funchal, 8 e 9 de Outubro de 2009

que quando são considerados os efeitos da localização da deformação, na abordagem pseudo-estática e no equilíbrio de forças, o plano de corte formado pela rotura activa inicial no solo de aterro irá controlar a consecutiva mobilização dos impulsos para valores superiores de aceleração de pico que não excedam o limiar de activação de uma nova rotura activa (*rotura activa secundária*), num plano de rotura menos inclinado que o inicial.

O método proposto apresenta como desvantagem o facto de os resultados serem influenciados pela consideração estimada da rotura activa inicial, ou seja, são arbitrados valores do coeficiente de aceleração sísmico horizontal crítico, $k_{h,cr}$, inicial. Diversos estudos, realizados com base em modelos físicos, demonstram que $k_{h,cr}$ depende de inúmeros factores como sejam o tipo de estrutura de suporte, o material de aterro, o terreno de fundação e a própria acção sísmica, não existindo até à data um método que permita avaliar de forma precisa aquele parâmetro.

3.3.4.1.2 Análise dinâmica simplificada

Na análise dinâmica simplificada a estrutura é idealizada como um bloco rígido deslizando, sendo o deslocamento/rotação do bloco calculado pela integração da história da aceleração linear e/ou angular que ultrapassa o respectivo valor de cedência até que o bloco se imobilize relativamente ao movimento imposto na sua base.

Os efeitos dos movimentos sísmicos são geralmente representados por um conjunto de histórias de aceleração na base da estrutura, obtidas da análise dinâmica simplificada dos efeitos locais. Na análise do bloco deslizando, as condições estruturais e geotécnicas são representadas por um valor de aceleração, dita de cedência, para o deslizamento ou para a rotação.

Esta aceleração de cedência representa a força de inércia capaz de instabilizar o bloco em cada situação. Por esse motivo poderá haver lugar à consideração de diferentes valores de aceleração de cedência.

Método do bloco deslizando de Newmark

Conforme exposto anteriormente, nos métodos pseudo-estáticos, baseados no equilíbrio de forças, são definidos factores de segurança para um determinado nível de acção sísmica. No entanto, as acelerações induzidas por um evento sísmico variam com o tempo e portanto, o factor de segurança também varia. Se a acção sísmica aumentar até um ponto em que as forças de inércia sejam superiores às forças de atrito estático, então deixa de existir equilíbrio e o factor de segurança torna-se inferior a um, ou seja, inicia-se o movimento.

Newmark [9] estabeleceu uma analogia entre a estabilidade de um talude e um bloco sobre um plano inclinado de modo a poder prever deslocamentos permanentes de um talude quando sujeito a uma qualquer acção sísmica.

Em condições estáticas, para que o bloco esteja em equilíbrio sobre o plano inclinado, é necessário que a resistência mobilizada na base do bloco seja superior à força deslizando, traduzindo este equilíbrio de forças em termos de um factor de segurança.

O método de Newmark foi desenvolvido para a determinação dos deslocamentos permanentes de um talude, simulado por um bloco deslizando sobre um plano inclinado, quando sujeito a impulsos de forma pré-determinada. Importa aplicar o referido método a uma estrutura portuária de gravidade com infra-estrutura em caixotão, por forma a calcular os deslocamentos permanentes, devidos a uma história de aceleração aplicada na sua base. Para tal são necessárias algumas modificações ao método original.

3.3.4.1.3 Análise dinâmica

A análise dinâmica baseia-se na consideração explícita da interacção solo-estrutura, geralmente recorrendo ao Método dos Elementos Finitos (MEF) ou ao Método das Diferenças Finitas (MDF). Neste tipo de análise, os efeitos dos movimentos sísmicos são representados

por um conjunto de histórias de aceleração do movimento sísmico na fronteira do domínio da análise escolhido para o sistema solo-estrutura. A estrutura é idealizada como sendo linear ou não-linear dependendo da intensidade do movimento sísmico face ao limite elástico da estrutura e do terreno envolvente. O solo é idealizado por um modelo linear equivalente ou por um modelo em tensões efectivas, dependendo do nível de deformações esperadas no depósito de solo, sob a acção do sismo de projecto.

Da análise da interacção solo-estrutura obtêm-se resultados clarificadores do comportamento estrutural, incluindo modos de rotura do sistema solo-estrutura e desenvolvimento dos campos de deslocamento, tensão e extensão.

4. Exemplo de aplicação

Com o objectivo de aplicar os conceitos apresentados anteriormente e métodos de cálculo desenvolvidos para o efeito, neste capítulo será verificada a segurança ao deslizamento de uma estrutura portuária de gravidade com infraestrutura em caixotão, aplicando a Metodologia por Avaliação de Desempenho com os ingredientes de análise discutidos nos capítulos anteriores.

4.1. Definição do caso de estudo

Na definição do caso de estudo foram considerados os seguintes pressupostos:

- 80% do caixotão é constituído pelo enrocamento de preenchimento das células, e os restantes 20% pelo betão armado das paredes e da laje de fundação. Por motivos de simplificação, considerou-se que o caixotão se desenvolve da base de fundação até à cota de coroamento, o que na prática não acontece;
- Também por motivos de simplificação, considerou-se que o material existente no tardo de da estrutura é totalmente constituído por enrocamento de granulometria extensa;
- O caixotão encontra-se assente sobre um prisma de enrocamento com 2m de espessura;
- A deformabilidade do terreno natural de fundação é suficientemente baixa, para poder ser considerado “indeformável”, face aos restantes elementos em análise (prisma de fundação e prisma de TOT no tardo de);
- A sobrecarga no terraplino apenas será contabilizada para efeitos de impulsos activos estáticos, não se considerando, portanto, os respectivos efeitos inerciais, aquando do sismo;
- O nível da água do mar considerado corresponde ao Nível Médio da maré em Portugal Continental, (+2.00 m)ZH tomado como idêntico no tardo de e na frente da estrutura;
- A base da estrutura estará à cota (-14.00 m)ZH e o seu coroamento a (+5.00 m)ZH;

A Figura 4.1 ilustra a geometria considerada para o caso de estudo.

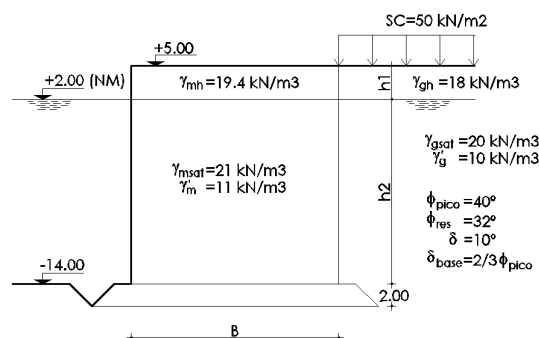


Figura 4.1 - Geometria do caso de estudo.



Caracterização da estrutura

Como dados de base de caracterização da estrutura, tomaram-se os seguintes valores:

- Peso volúmico emerso..... $\gamma_{mh} = 19.4 \text{ kN} / \text{m}^3$
- Peso volúmico saturado submerso..... $\gamma_{msat} = 21.0 \text{ kN} / \text{m}^3$
- Peso volúmico efectivo submerso..... $\gamma'_m = 11.0 \text{ kN} / \text{m}^3$
- 50% da sobrecarga geral no terrapleno..... $50\% SC = 0.5 \times 50 = 25 \text{ kN} / \text{m}^2$
- Peso volúmico da água do mar..... $\gamma_w = 10 \text{ kN} / \text{m}^3$

Caracterização geotécnica do material de aterro

Os parâmetros de resistência do solo resumem-se a:

- Ângulo de resistência ao corte de pico..... $\phi_{pico} = 40^\circ$
- Ângulo de resistência ao corte residual..... $\phi_{res} = 32^\circ$
- Ângulo de resistência ao corte entre a estrutura e o aterro..... $\delta = 10^\circ$
- Ângulo de resistência ao corte na base..... $\delta_{base} = \frac{2}{3} \phi$
- Peso volúmico emerso..... $\gamma_{gh} = 18.0 \text{ kN} / \text{m}^3$
- Peso volúmico saturado submerso..... $\gamma_{gsat} = 20.0 \text{ kN} / \text{m}^3$
- Peso volúmico efectivo submerso..... $\gamma'_g = 10.0 \text{ kN} / \text{m}^3$

4.2. Aplicação da Metodologia por Avaliação do Desempenho

4.2.1. Definição dos níveis de danos

Na definição do critério de danos do caso de estudo, tomou-se como referência o proposto por Ichii, conforme apresentado em 3.3.3. , considerando como limites dos níveis de danos, os valores limites inferiores dos deslocamentos no topo da estrutura, dos intervalos definidos no Quadro 3.4.

Assim, tendo presente que a altura total da estrutura do caso de estudo é de 19m, os deslocamentos no topo da estrutura máximos para cada um dos níveis de desempenho serão os apresentados no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Aplicação do critério de danos proposto por Ichii, in [5], ao caso de estudo.

Níveis de danos	Deslocamento no topo da estrutura normalizado	Deslocamento máximo admissível no topo da estrutura (m)	Custo de reparação (€/m)
I: Operacional	1.5 a 5%	0.30	3500
II: Reparável	5 a 10%	1.00	6500
III: Perto do colapso	10 a 15%	2.00	32 500
IV: Colapso	Superior a 15%	3.00	97 500

4.2.2. Definição dos níveis de acção sísmica

A acção sísmica foi considerada com dois níveis. Ao primeiro nível, AS1, corresponde uma acção sísmica com período de retorno de 975 anos (período de retorno do RSA) e ao segundo nível de acção sísmica, AS2, um período de retorno de 3000 anos (período de retorno do DNA da EN 1998 [2]).

Associado a cada nível de acção foram considerados acelerogramas, correspondentes a um sismo inter-placa, ou oceânico (O), com período intenso com duração de 30 segundos e duração total de 36 segundos e um sismo intra-placa, ou continental (C), com duração de período intenso de 10 segundos e uma duração total de 12 segundos.

Os níveis AS1 e AS2, oceânico e continental, AS1O, AS1C, AS2O e AS2C, são definidos pelos acelerogramas ilustrados na Figura 4.2, os quais correspondem a realizações de um processo estocástico estacionário, gaussiano, ergódico e de média nula, como disposto no RSA.

Os valores adoptados para a aceleração máxima nos quatro casos de acção sísmica, derivam dos valores de base do RSA e do EC8, posteriormente multiplicados por 1.2 devido ao grau de importância considerado para a estrutura.

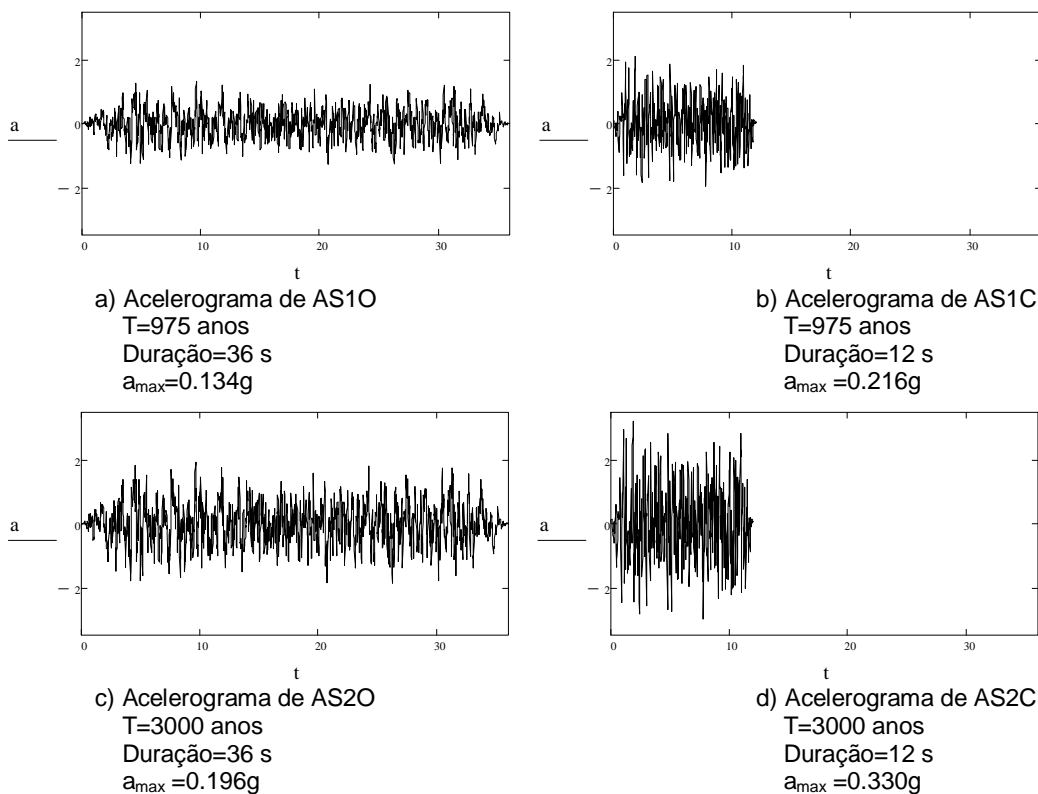


Figura 4.2 – Acelerogramas de definição dos níveis de acção sísmica AS1 e AS2.

4.2.3. Definição dos níveis de desempenho

Previamente à definição dos níveis de desempenho, importa especificar o grau de importância da estrutura. Por forma a aplicar a metodologia por avaliação do desempenho, considerou-se ser o grau de importância o grau A, ao qual corresponde, de acordo com o Quadro 3.3, o nível de desempenho 2. Para este nível de desempenho, a estrutura deverá ser dimensionada para os níveis de danos I para AS1, e II para AS2 (Quadro 3.2), ou seja, para AS1, o deslocamento máximo admissível no topo da estrutura é de 0.30 m e para AS2, esse deslocamento é de 1.00 m.



Quadro 4.2 – Especificação do nível de desempenho ao caso de estudo.

Nível de desempenho (Estrutura de Grau A)	Acção sísmica	
	AS1	AS2
2	I (0.30 m de deslocamento máximo)	II (1.00 m de deslocamento máximo)

4.2.4. Análise sísmica

O passo seguinte na sequência de verificação de segurança, o pré-dimensionamento da estrutura, foi realizado por uma análise sísmica simplificada recorrendo ao método FP, de onde resultou a largura do caixotão, B , de modo a que, para o valor máximo de aceleração da acção sísmica AS1, fosse garantido um factor de segurança ao deslizamento de 1.1. O factor de segurança considerado corresponde a um valor correntemente utilizado em projectos desta natureza.

Na análise simplificada, o pré-dimensionamento da estrutura realiza-se, tradicionalmente, para o nível de acção sísmica mais baixo, neste caso AS1, uma vez que, conduzindo os métodos pseudo-estáticos a estruturas robustas, quanto maior for o nível de acção, maior será a geometria da estrutura obtida, e portanto, para AS2, a geometria obtida corresponderia a uma situação inexequível, dada a sua elevada dimensão.

Com o pré-dimensionamento da estrutura concluído, procedeu-se ao cálculo dos deslocamentos máximos no topo da estrutura, para cada valor de B adoptado no processo de verificação de dimensionamento, verificando-se em seguida o eventual cumprimento do critério de danos definido.

4.2.4.1. Análise simplificada

Assumi-se no presente caso de estudo que a rotura activa inicial ocorre para um coeficiente sísmico horizontal crítico, k_{hcr1} , nulo, ou seja, a rotura activa inicial corresponde à cunha de rotura activa da Teoria de Coulomb.

No processo de pré-dimensionamento procedeu-se em primeiro lugar à determinação da curva de mobilização do impulso em função do nível de aceleração. Obtiveram-se sucessivamente, por aplicação do método FP, quatro cunhas de rotura, a última das quais com uma inclinação de somente 9.5° corresponde a uma aceleração crítica de cedência de 0.507g. A este nível de acção corresponde, naturalmente, um coeficiente de impulso activo extremamente elevado, que se reflecte, em termos de dimensionamento da estrutura, numa geometria inexequível.

Quadro 4.3 – Inclinações das cunhas de rotura activas, α_{asi} , e respectivos coeficiente de acção sísmica críticos, k_{hcri} , do aterro no tardo da estrutura.

Cunha de rotura activa	Inclinação da cunha de rotura activa α_{asi}	Coefficiente de acção sísmica crítico k_{hcri}
1ª Cunha	$\alpha_{as1} = 63.7^\circ$	$k_{hcr1} = 0$
2ª Cunha	$\alpha_{as2} = 46.6^\circ$	$k_{hcr2} = 0.221$
3ª Cunha	$\alpha_{as3} = 27.6^\circ$	$k_{hcr3} = 0.393$
4ª Cunha	$\alpha_{as4} = 9.5^\circ$	$k_{hcr4} = 0.507$

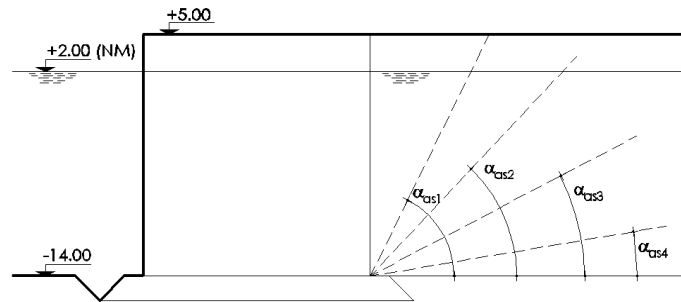


Figura 4.3 - Ilustração das sucessivas cunhas de rotura activas.

Na Figura 4.4 é possível observar a variação do coeficiente de impulso activo sísmico, com o aumento de k_h , sendo as curvas a traço ponto e a ponteadas representativas de K_{as} obtido pelo método de Mononobe-Okabe para, respectivamente, ϕ_{pico} e ϕ_{res} . A curva a traço contínuo representa K_{as} calculado pelo método FP.

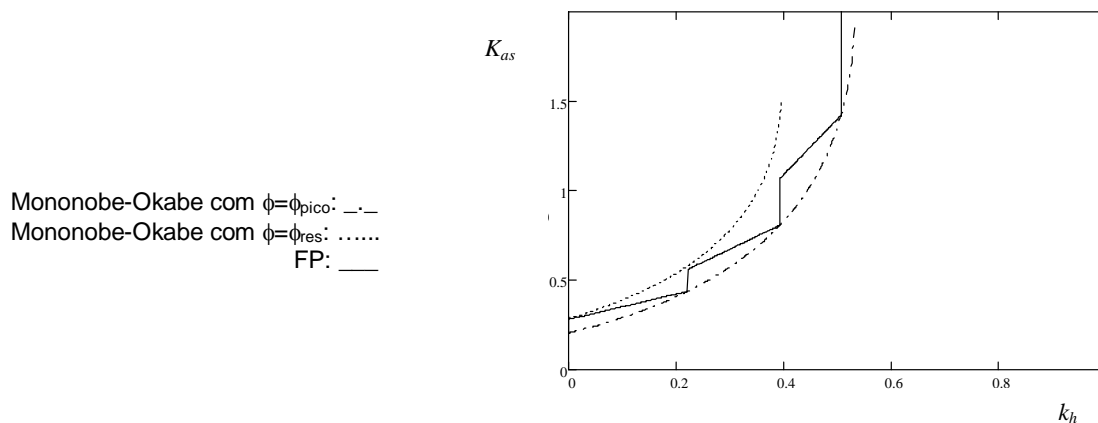


Figura 4.4 - Variação do coeficiente de impulso activo, K_{as} , com o coeficiente sísmico horizontal, k_h , com $k_v=0$ e $\psi=\beta=\delta=0^\circ$.

Analisando a Figura 4.4, é possível constatar que o cálculo de K_{as} , obtido pelo método de Mononobe-Okabe, tem como limites máximos de aplicabilidade $k_h = 0.53$ para ϕ_{pico} e $k_h = 0.40$ para ϕ_{res} . As descontinuidades na curva representativa de K_{as} calculado pelo método FP, representam a formação de cada uma das cunhas de rotura activa com o aumento de k_h . A mobilização de nova cunha de rotura activa acontece quando K_{as} calculado pelo método FP com ϕ_{res} é igual a K_{as} calculado pelo método de Mononobe-Okabe com ϕ_{pico} . Quando a mobilização da nova cunha de rotura activa acontece, a resistência ao corte do solo baixa do seu estado de pico para o estado residual, traduzindo-se num aumento de K_{as} , inferior, no entanto, ao valor de K_{as} correspondente ao método de Mononobe-Okabe com ϕ_{res} .

O coeficiente de acção sísmica que leva à mobilização da segunda cunha de rotura é $k_{hcr2} = 0.221$, superior à aceleração máxima do nível de acção sísmica AS1, igual a 0.216, pelo que a estrutura será dimensionada para o solo com a resistência ao corte residual para primeira cunha de rotura activa. Para o nível de acção sísmica AS2, que para o sismo



6^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária Funchal, 8 e 9 de Outubro de 2009

continental é caracterizada por uma aceleração máxima de 0.330g, a segunda cunha de rotura activa já seria mobilizada.

Conhecidos o nível de acção sísmica e o respectivo coeficiente de impulso activo sísmico, é possível calcular todas as forças actuantes sobre a estrutura, estabilizantes e instabilizantes.

Uma vez calculadas todas as forças actuantes sobre a estrutura para a acção sísmica AS1, houve que verificar a segurança da estrutura ao deslizamento. Utilizando o método do factor de segurança global, foi calculado o quociente entre as forças estabilizantes e as instabilizantes e comparado com o factor de segurança de projecto.

É prática corrente considerar um factor de segurança ao deslizamento para este tipo de estruturas de 1.1, pelo que será este o valor considerado para avaliar qual a largura do caixotão, B , que cumpra as condições de segurança.

Assim, o factor de segurança ao deslizamento foi calculado através de:

$$FS_{desl} = \frac{F_{est}}{F_{inst}} = \frac{\sum F_v \times \tan \delta_{base}}{\sum F_h}$$

onde: FS_{desl} é o factor de segurança ao deslizamento; F_{est} a resultante das forças estabilizantes, ou seja, o somatório das forças verticais multiplicadas pelo coeficiente de atrito na base do caixotão dado por $\tan \delta_{base}$, onde δ_{base} é o ângulo de resistência ao corte na base do caixotão; F_{inst} representa a resultante das forças instabilizantes que correspondem ao somatório das forças horizontais.

Do cálculo realizado, a largura do caixotão que verifica a segurança corresponde a $B=22.78$ m.

Na Figura 4.5, apresenta-se a variação de B em função de k_h e do factor de segurança ao deslizamento. Verifica-se que para níveis de intensidade sísmica baixos, a dispersão do valor de B , para factores de segurança a variarem entre 1.0 e 1.2, não é muito significativa. Verifica-se também que, para um mesmo factor de segurança, o crescimento de B acentua-se rapidamente com o aumento de k_h . Consta-se igualmente pela análise da figura que, no instante em que se mobiliza a segunda cunha de rotura activa, para $k_{hcr2} = 0.221$, há um acréscimo significativo no B calculado, fruto do crescimento do impulso sísmico que lhe corresponde.

Nas condições físicas do caso de estudo, verifica-se que para níveis moderados de intensidade sísmica, a verificação da segurança ao deslizamento conduz a valores algo elevados de B , relativamente a uma prática corrente de projecto.

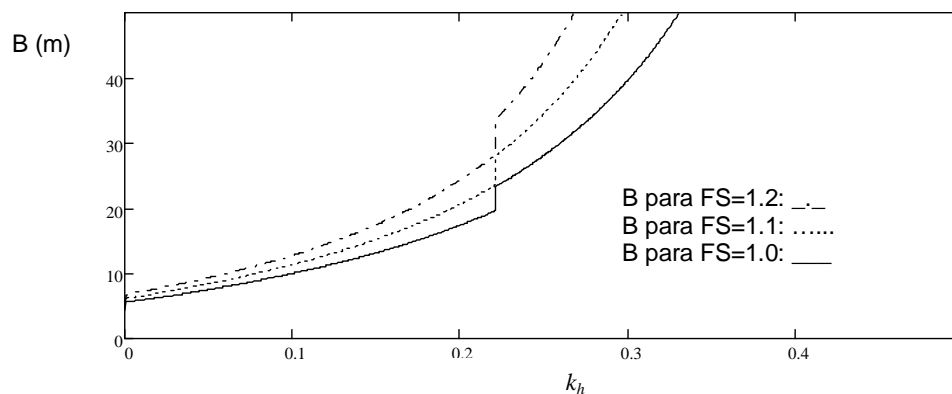


Figura 4.5 – Variação da largura do caixotão, B , com a acção sísmica, k_h , para FS igual a 1.0, 1.1 e 1.2, com dimensionamento através do método FP.

Na Figura 4.6, ilustra-se a variação da largura do caixotão, B , com a acção sísmica, k_h , para dimensionamentos realizados pelo método de Mononobe-Okabe, com ϕ_{pico} e ϕ_{res} , e pelo método FP, para um factor de segurança ao deslizamento de 1.1.

Como seria de esperar, os valores de B obtidos pelo método FP encontram-se limitados inferior e superiormente pelos calculados pelo método de Mononobe-Okabe, com ϕ_{pico} e ϕ_{res} , respectivamente, à semelhança do coeficiente de impulso activo sísmico (Figura 4.4).

No início da mobilização das cunhas de rotura activas, os valores de B obtidos pelo método FP são próximos dos obtidos pelo método de Mononobe-Okabe com ϕ_{res} , aproximando-se dos valores obtidos pelo método de Mononobe-Okabe com ϕ_{pico} , à medida que a acção sísmica aumenta e se aproxima o início de mobilização de nova cunha de rotura. Para o nível de acção sísmica definido para o pré-dimensionamento da estrutura, $k_h = 0.216$, a mobilização da segunda de rotura encontra-se iminente, pelo que B calculado pelo método FP, igual a 22.78 m, está próximo do calculado pelo método de Mononobe-Okabe com ϕ_{pico} , igual a 22.63 m, mas distante do obtido pelo método de Mononobe-Okabe com ϕ_{res} , igual a 28 m. Este facto concretiza a ideia subjacente ao método FP de que é fundamental conhecer a formação das cunhas de rotura activas, de modo a que, para o sismo de projecto seja possível conhecer qual a cunha mobilizada e, conseqüentemente, qual o coeficiente de impulso activo sísmico.

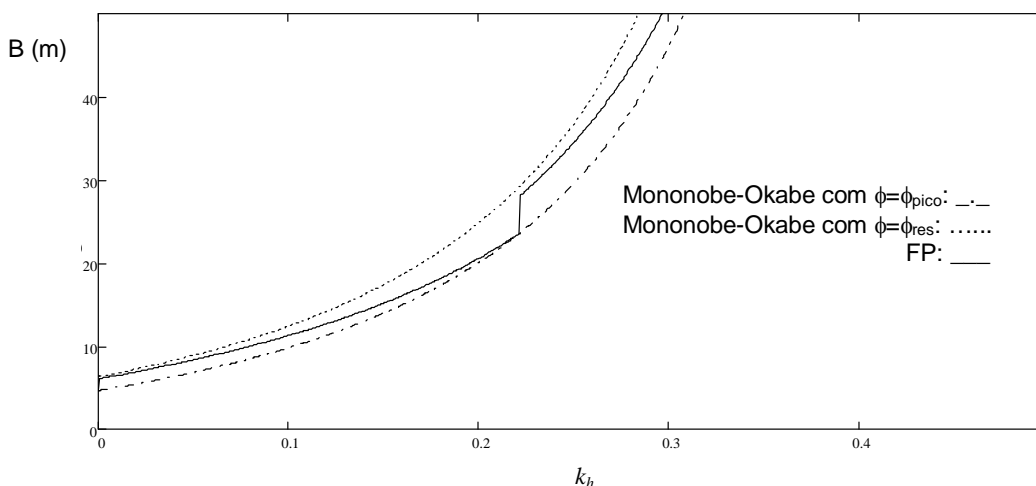


Figura 4.6 – Variação da largura do caixotão, B , com a acção sísmica, k_h , para FS=1.1, com dimensionamento através do método de Mononobe-Okabe, para ϕ_{pico} e ϕ_{res} , e do método FP.

Salienta-se o facto de, para o tipo de estrutura em análise, o pré-dimensionamento ser condicionado pela verificação de segurança ao deslizamento, uma vez que, tendo o caixotão largura constante em altura, o braço de momento derrubante das forças estabilizantes é elevado. Assim, uma vez encontrado um valor de B que verifique a segurança ao deslizamento, ele irá conduzir a valores elevados de segurança ao derrubamento.

4.2.4.2. Análise dinâmica simplificada

Aplicou-se seguidamente o método de Newmark para o cálculo dos deslocamentos relativos permanentes no topo da estrutura, para os níveis de acção sísmica definidos.

Tendo como ponto de partida a geometria da estrutura obtida através da análise simplificada, realizaram-se os cálculos dos deslocamentos permanentes no topo da estrutura para AS1 e para AS2. Os deslocamentos obtidos para $B = 22.78\text{ m}$ foram considerados sem significado prático, pelo que se realizou um cálculo iterativo com o objectivo de encontrar uma dimensão de B que cumprisse o critério de danos especificado. A dimensão obtida foi $B = 10\text{ m}$, a que correspondem os deslocamentos relativos e as velocidades relativas indicados na Figura 4.7.

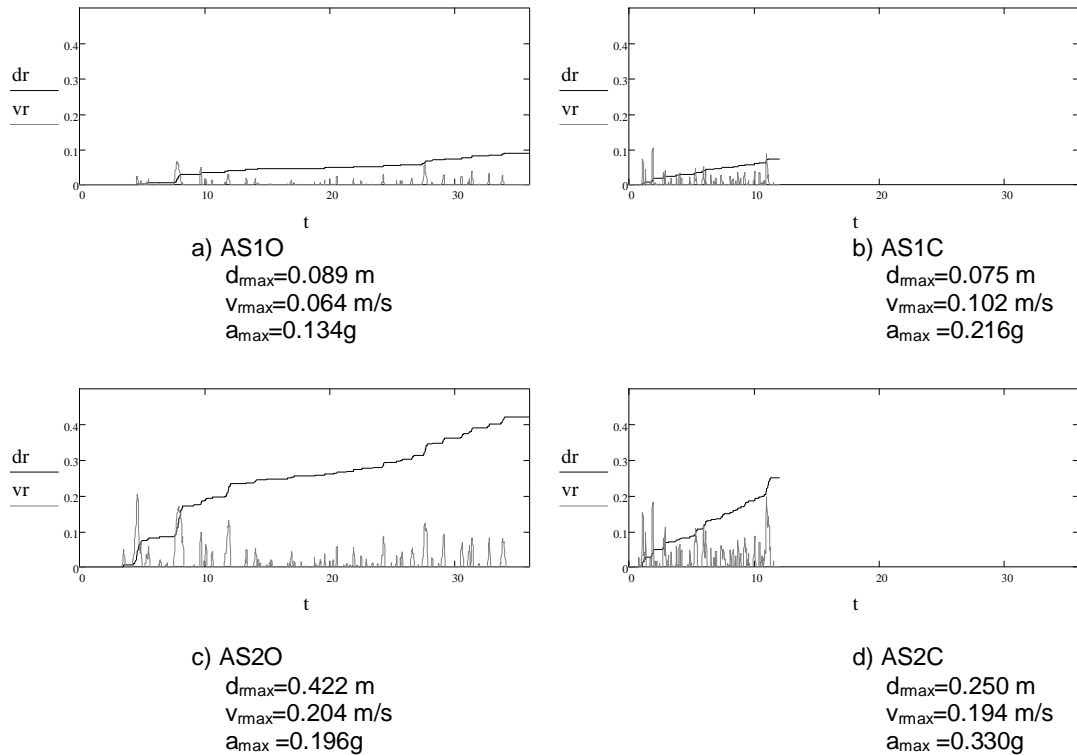
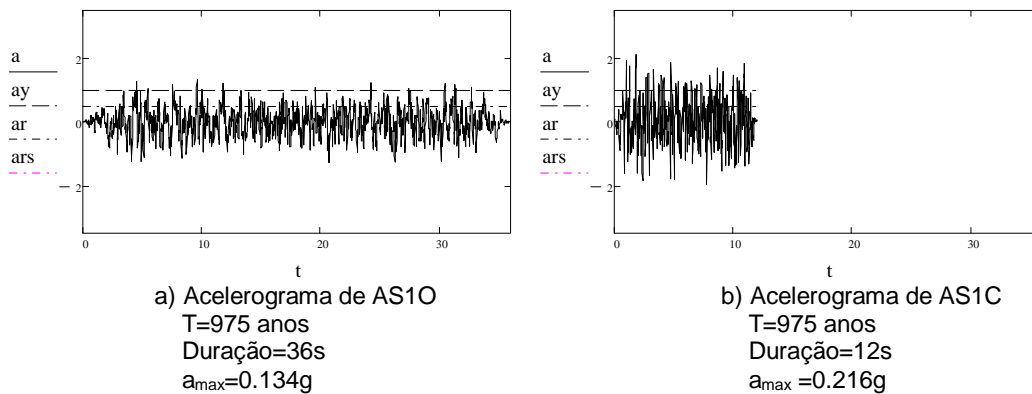


Figura 4.7 – Velocidades e deslocamentos relativos no topo da estrutura, para os diferentes níveis de acção sísmica.

Verificou-se nos resultados obtidos que, para a acção sísmica continental, tanto para AS1 como para AS2, os deslocamentos obtidos para os acelerogramas da sismicidade inter-placa são inferiores aos dos acelerogramas da sismicidade continental, apesar de a aceleração máxima desta acção ser superior à daquela. Tal deve-se ao facto de a duração da acção oceânica (36 segundos) ser superior à continental (12 segundos), levando a que a aceleração de cedência dinâmica seja excedida mais vezes e durante mais tempo, resultando num aumento do deslocamento acumulado (Figura 4.8).



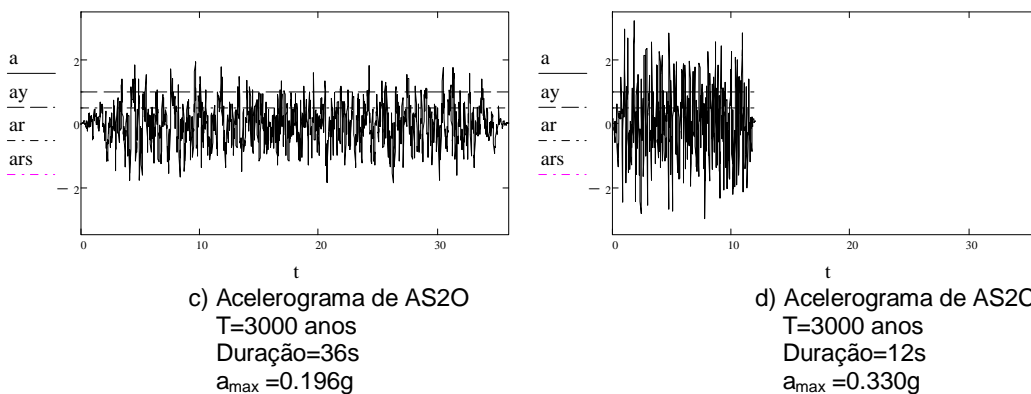


Figura 4.8 – Acelerogramas de definição dos níveis de acção sísmica AS1 e AS2 com indicação das acelerações de cedência estática (ay) e dinâmica no sentido do mar (ar).

4.2.5. Avaliação do desempenho

Observando os valores dos deslocamentos calculados, conclui-se que para $B=10$ m, o critério de danos é satisfeito. O resumo dos resultados obtidos é apresentado no Quadro 4.4.

Quadro 4.4 – Resumo dos deslocamentos calculados no topo da estrutura e dos limites definidos no critério de danos, em função dos níveis de acção sísmica, para $B=10$ m.

Níveis de acção sísmica		Deslocamentos relativos no topo da estrutura calculados (m)	Deslocamentos máximos admissíveis no topo da estrutura (m)
AS1	AS1O	0.137	0.30
	AS1C	0.097	
AS2	AS2O	0.422	1.00
	AS2C	0.301	

4.3. Conclusões

O facto de o grau de importância atribuído à estrutura ter sido A, portanto diferente de E (Especial), permitiu utilizar uma análise sísmica simplificada como forma de pré-dimensionar o caixotão. Constatou-se que a geometria obtida por este tipo de análise sísmica é bastante conservativa, já que os deslocamentos calculados pela análise dinâmica simplificada, para as acções sísmicas definidas, tomam valores próximos de zero, portanto desprezáveis.

As estruturas portuárias de gravidade com infraestrutura em caixotão apresentam uma elevada rigidez interna estrutural. Quando associadas a um terreno de fundação indeformável e a um material de aterro com boas propriedades de resistência ao corte, não são esperados deslocamentos elevados, para acções sísmicas moderadas, devido à elevada rigidez do conjunto.

Os deslocamentos relativos no topo da estrutura calculados confirmam este facto, uma vez que, para uma relação de B/H próxima de 50%, ainda existe uma margem de segurança entre os deslocamentos calculados e os máximos admissíveis pelo critério de danos.

Importa referir que no presente trabalho apenas se realizou a avaliação do desempenho da estrutura no que concerne ao deslizamento. Para a obtenção da geometria final do caixotão, teria que ser analisada a segurança ao derrubamento e a resistência e deformabilidade do terreno de fundação, já que, pela altura significativa da estrutura, qualquer rotação mínima na base poderá ter uma expressão significativa no topo e sobrepor-se à deformação por translação.



6^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária Funchal, 8 e 9 de Outubro de 2009

Pretendeu-se com o exemplo anterior ilustrar a aplicação da Metodologia por Avaliação do Desempenho a um caso de estudo simples. Num caso real, a avaliação do desempenho deveria ser alicerçada por uma análise sísmica dinâmica, baseada em modelos de Elementos Finitos ou de Diferenças Finitas, como meio de avaliar o comportamento da interacção solo-estrutura, analisando os modos de rotura do sistema solo-estrutura e o desenvolvimento dos campos de deslocamento, de tensão e de deformação.

Nesta abordagem de dimensionamento, é possível utilizar diferentes métodos de análise sísmica, dependendo do nível de desempenho e do grau de pormenor escolhidos, função da importância da estrutura.

O investimento inicial, ao nível do projecto, associado à aplicação da metodologia por avaliação de desempenho será largamente compensado após a ocorrência de um sismo devido a uma menor extensão de danos e a uma diminuição nos custos da sua reparação. A conjugação destes dois factores traduz-se numa economia, implícita à redução dos custos de inoperacionalidade das estruturas portuárias, pois da sua integridade dependem a comunicação e o transporte de pessoas, bens e mercadorias.

A construção deverá ser devidamente acompanhada para que sejam asseguradas as disposições feitas no dimensionamento por avaliação de desempenho. A manutenção e inspecção da estrutura deverão ser asseguradas de modo a que, se esta for solicitada pelo sismo, tenha o desempenho esperado.

A questão da definição dos níveis discretos de acção sísmica para verificação do desempenho requererá um esforço de racionalização envolvendo, necessariamente, uma conjugação de diversos domínios do saber da Engenharia e da Economia: Engenharia Sísmica, Engenharia Geotécnica, Análise de custos ao longo da vida da obra e Análise de Risco.

Referências bibliográficas

- [1]– Dormieux, L. and Pecker, A. (1995): “Seismic Bearing Capacity of Foundation on Cohesionless Soil,” Technical Note, J. Geotech. Engrg., ASCE, Vol. 121, No. 3, March, 300-303.
- [2]– Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas em regiões sísmicas.
- [3] – Floren, Amy e Mohammadi, Jamshid (2001) “Performance-Based Design Approach in Seismic Analysis of Bridges”.
- [4] – Hamburger, Ronald O. (1997) “A Framework for Performance-Based Earthquake Resistant Design”.
- [5] – Ichii, Koji, (2003): “Application of Performance-Based Seismic Design Concept for Caisson Type Quay Walls”.
- [6]– Ishibashi, I. e Fang, Y. S. (1987): “Dynamic earth pressures with different wall movement modes,” Soils and Foundations, Vol. 27, N^o 4, pp. 11-12.
- [7]– Ichihara, M. e Matsuzawa, H. (1973): “Earth pressure during earthquake,” Soils and Foundations, Vol. 13, N^o 4, pp. 75-86.
- [8]– Mononobe, N. e Matsuo, H. (1929): “On determination of earth pressure during earthquake,” Proc. World Engrg. Congress, Tokyo, Vol.9, pp. 177-185.
- [9]– Newmark, N. M. (1965), “Effects of Earthquakes on Dams and Embankments,” Geotechnique, Vol. 15, No. 2, 1965, pp. 139-159.
- [10]– Ohara, S., Maehara, H. e Nagata, H. (1970): “On active earth pressure during earthquake,” Tsuchi-to-Kiso, JSSMFE, Vol.18, N^o2, pp. 27-35.
- [11]– Okabe, S. (1924): “General theory on earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam,” Journal of Japan Society of Civil Engineers, Vol.10, N^o 6, pp. 1277-1323.
- [12] – Report of Working Group No. 34 of the Maritime Navigation Commission (2001): “Seismic Design Guidelines for Port Structures,” International Navigation Association.