



ANALISE PUSHOVER DE UM CAIS DE AMARRAÇÃO E ACOSTAGEM SOBRE ESTACAS

Carlos Moreira; Pedro Sobral
Future Proman

carlos.moreira@future.proman.pt, pedrosobral@future.proman.pt.

Resumo

As estruturas portuárias sujeitas a ações sísmicas regem-se pelos atuais regulamentos sísmicos e portuários, tais como Eurocódigo 8, Port of Long Beach Design Criteria, e a ASCE 61-14.

Usualmente, a análise da ação sísmica de estruturas realiza-se através de uma análise sísmica modal, assumindo um comportamento linear, no entanto, em casos de estruturas de maior complexidade, tais como estruturas de Cais, deverá ser realizada uma análise estática não linear bidimensional, conhecida como Análise Pushover. A análise mencionada considera as propriedades inelásticas do material, as propriedades efetivas da seção elástica e a interação não linear do solo-estrutura.

O presente trabalho apresenta um caso de estudo que consiste na Análise Pushover de um Cais com recurso ao software de calculo estrutural SAP2000, de acordo com os critérios definidos pelas normas internacionais sísmicas portuárias.

No caso em estudo, os resultados obtidos pela Análise Pushover, permitiram concluir que a estabilidade global do Cais está garantida, tendo em consideração a localização das rotulas plásticas, a ductilidade da estrutura e os limites de deformação experimentados no betão e aço.



Introdução

Os atuais regulamentos sísmicos e portuários, tais como Eurocódigo 8 (EN 1998-1), Port of Long Beach Design Criteria, a partir de agora referido como POLB, e a ASCE 61-14 “Seismic Design of Piers and Wharves”, propõe vários métodos para análise sísmica estrutural.

É prática comum a análise da ação sísmica de estruturas ser realizada através de uma análise sísmica modal, assumindo um comportamento linear, utilizando espectros de resposta, tendo em consideração que o evento sísmico produz movimentos de solo associados a um período de retorno de 475 anos com uma probabilidade de 10 % de ser excedido em 50 anos.

No entanto, em casos de estruturas de maior complexidade, como estruturas de cais formadas por laje apoiada em estacas, deve ser realizada uma análise estática não linear bidimensional (2D), conhecida como Análise Pushover. Este método considera o comportamento não linear estrutural devido a um aumento monotónico de deslocamento aplicado à estrutura. A análise mencionada considera as propriedades inelásticas do material, a rotação plástica e a correta definição das rótulas plásticas, as propriedades efetivas da seção elástica e a interação não linear do solo com a estrutura (rigidez do solo para limites superior e inferior).

Os documentos da Port of Long Beach Design Criteria (POLB) e da ASCE 61-14 “Seismic Design of Piers and Wharves” propõem três diferentes níveis de ação sísmica, para os quais o período de retorno do sismo no Nível de Contingência (CLE), e a probabilidade de este ser excedido em 50 anos, coincide com o tipo de sismo definido no Eurocódigo 8 (EN 1998). Como tal, os limites máximos de deformações da zona da rótula plástica do betão e do aço, adotados para a análise de Pushover, referem-se aos limites de deformação para sismo no Nível de Contingência (CLE). Para cumprir o nível de desempenho do sismo no Nível de Contingência (CLE), devem ser adotados os seguintes limites de deformações para os materiais que compõem as estacas de betão armado do Cais, conforme apresentado na tabela 1.

Tabela 1. Limites de deformações definidos na POLB e na ASCE 61-14 para as estacas em betão armado

Component Strain		Design Level		
		OLE	CLE	DE
Solid Concrete Pile ^a	Top of pile hinge concrete strain	$\varepsilon_c \leq 0.005$	$\varepsilon_c \leq 0.005 + 1.1\rho_s \leq 0.025$	No limit
	In-ground hinge concrete strain	$\varepsilon_c \leq 0.005$	$\varepsilon_c \leq 0.005 + 1.1\rho_s \leq 0.008$	$\varepsilon_c \leq 0.005 + 1.1\rho_s \leq 0.012$
	Deep In-ground hinge (>10D _p) concrete strain	$\varepsilon_c \leq 0.008$	$\varepsilon_c \leq 0.012$	No limit
	Top of pile hinge reinforcing steel strain	$\varepsilon_s \leq 0.015$	$\varepsilon_s \leq 0.6\varepsilon_{smá} \leq 0.06$	$\varepsilon_s \leq 0.8\varepsilon_{smá} \leq 0.08$
	In-ground hinge prestressing steel strain	$\varepsilon_p \leq 0.015$	$\varepsilon_p \leq 0.025$	$\varepsilon_p \leq 0.035$
	Deep In-ground hinge (>10D _p) prestressing steel strain	$\varepsilon_p \leq 0.015$	$\varepsilon_p \leq 0.025$	$\varepsilon_p \leq 0.050$

Diferentes níveis de desempenho em situações de sismo, como os “Operating Level” e “Design Earthquake” definidos nas normas POLB e ASCE 61-14, não foram considerados nesta análise, visto que o espectro de aceleração definido pela EN 1998-1 utilizado para a análise de sísmica se refere a movimentos de terra associados a um período de retorno de 475 anos, com 10% de probabilidade de ser excedido em 50 anos

De acordo com a POLB, e devido à uniformidade e simetria geral do cais ao longo do eixo longitudinal, o cais foi modelado considerando uma largura de faixa para as análises transversais puras.

O conceito estrutural para a estrutura de cais proposta, consiste numa laje de betão armado com uma espessura típica de 0,45m e um conjunto de vigas longitudinais, suportadas em estacas de betão armado com 1,30m de diâmetro, dispostas sobre uma gelha com um espaçamento longitudinal de 6m e com um espaçamento transversal que varia entre 4 a 9,5m, alcançando uma profundidade de penetração de pelo menos 5m nas formações geológicas no fundo do mar, correspondentes ao bedrock. Será executada uma retenção marginal sob a superestrutura do cais, com uma inclinação de 3 (horizontal): 2 (vertical), com a função de proteger e garantir a estabilidade do aterro contra as ações externas.

A figura 1 apresenta a secção transversal típica do Cais e a figura 2 apresenta o modelo estrutural típico da largura de faixa usado na Análise Pushover.

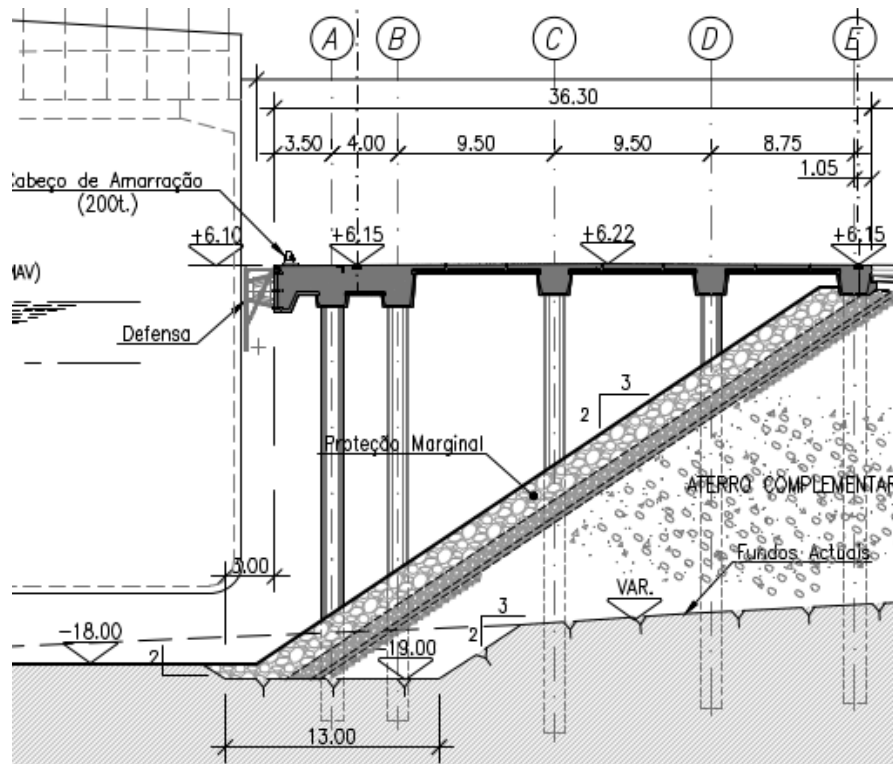


Figura 1. Secção transversal típica do Cais.

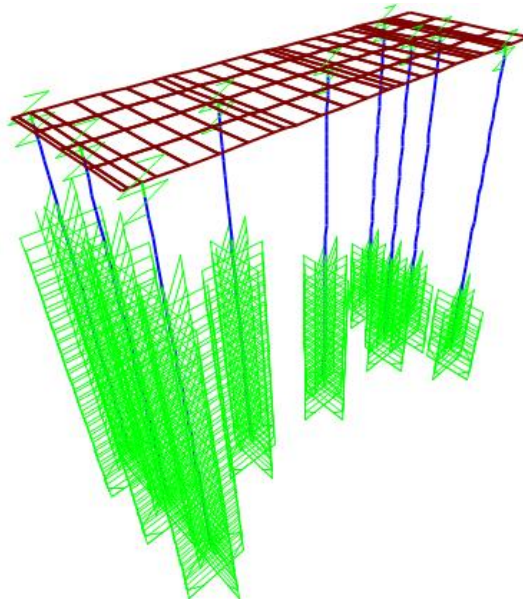


Figura 2. Modelo estrutural do cais para a análise de Pushover – vista 3D.

As massas sísmicas consideradas incluem as massas estruturais (plataforma + 1/3 de massa dos pilares entre a ligação à laje e 5 diâmetros de estaca abaixo da superfície do solo), 5% da massa total da grua e 10% das cargas uniformes do projeto.

Deve-se notar que o detalhamento das armaduras na estrutura foi adotado de forma a obter-se o efeito de confinamento na zona de conexão de estaca/laje, considerando a razão volumétrica do aço de armaduras longitudinais de flexão e dos estribos, propostas pelas normas referidas neste capítulo.

Quantificação de deslocamentos na Análise Pushover (deslocamento-alvo)

O deslocamento-alvo da estrutura será usado como input para a Análise Pushover. Assim, foi realizada uma análise sísmica de espectro de resposta modal do cais em que vários modos de vibração foram considerados, de tal forma que 90% da massa participe em cada uma das principais direções da estrutura. Os valores de deslocamento da estrutura devido à ação sísmica foram determinados tendo em consideração os efeitos multidirecionais dos sismos, seguindo o método da raiz quadrada da soma dos quadrados (SRSS) conforme os critérios POLB e ASCE 61-14. A figura 2 mostra a resposta estrutural relativo aos deslocamentos do cais devido às ações sísmicas longitudinais e transversais.

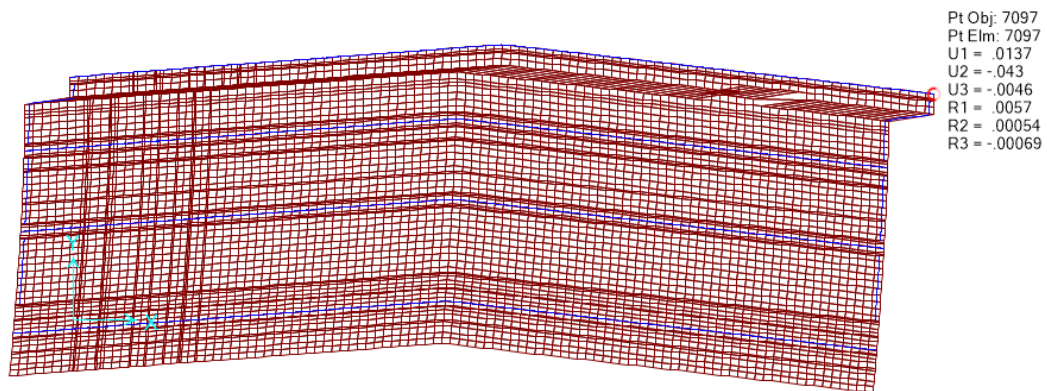


Figura 3. Deslocamentos do cais devido às ações sísmicas longitudinais e transversais.

De acordo com a análise sísmica espectral, os deslocamentos nas direções transversal e longitudinal, devido à análise sísmica são respetivamente 0,043m e 0,0137, como mostra a figura 3. Os referidos deslocamentos devem ser combinados e multiplicados pelo fator de comportamento, como demonstrado abaixo.

$$\Delta_d = \sqrt{\Delta_x^2 + \Delta_y^2} = \sqrt{0,0137^2 + 0,043^2} = 0,045 \times 3,5 \text{ (Behaviour factor)} = 0,158 \text{ m}$$

Um ponto para controle dos deslocamentos da estrutura foi atribuído, coincidindo com o centro de massa da laje do modelo estrutural.

Propriedades dos materiais

Betão

Na análise estrutural foi considerado betão do tipo C35/45.

$f_{cm} = 43 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 34 \text{ GPa}$; $\varepsilon_{c1} = 2,25\%$; $\varepsilon_{cu1} = 3,5\%$

Os valores médios do betão f_{cm} e E_{cm} foram usados juntamente com os parâmetros ε_{c1} e ε_{cu1} nos modelos estruturais em SAP2000 de acordo com a norma EN 1992-1-1, tendo em consideração a relação de tensões para betão confinado e não confinado como demonstrado na figura seguinte.

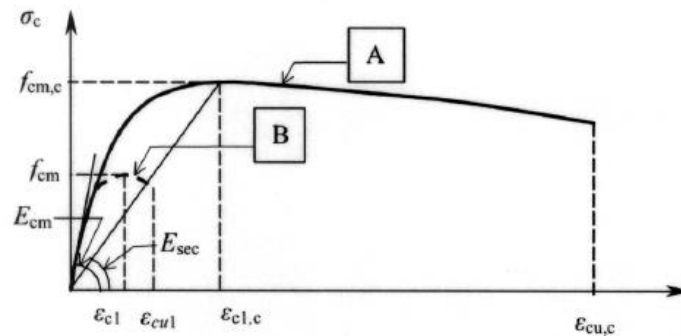


Figura 4. Relações de tensão para betão não confinado e confinado.

Adicionalmente, para garantir o confinamento do betão e ductilidade estrutural em zonas sujeitas a grandes deformações, como é o caso da zona de ligação estacas/laje, foram utilizadas cintas helicoidais de espaçamento reduzido, como mostrado abaixo.

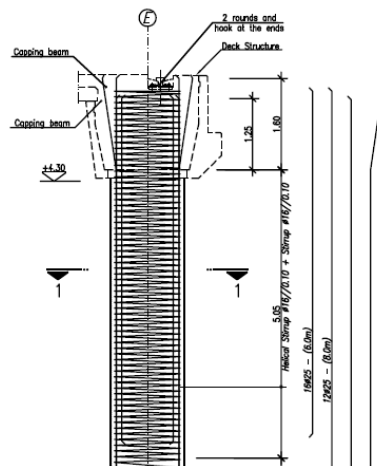


Figura 5. Espiral de reforço para betão confinado nas zonas de interação da estaca com a laje.

Aço

No presente trabalho foi utilizado aço do tipo A500 NR SD.

Os valores de resistência médios das armaduras, f_{ym} e f_{um} utilizados nos modelos estruturais SAP2000 estão de acordo com a norma EN 1992-1-1.

Propriedades das estacas

No modelo estrutural SAP2000 foram atribuídas diferentes propriedades referentes à secção das estacas, de forma a caracterizar as diferentes áreas de armaduras de flexão presentes, não só em cada alinhamento de estacas, mas também ao longo de cada estaca.

O recurso ao SAP2000 Section Design permite criar qualquer tipo de secção de betão armado e utilizar as propriedades da secção para desenvolver diagramas de superfície de interação P-M, momento-curvatura e relações de força-deformação para várias cargas axiais. Estas características são acopladas às propriedades das rótulas de Momento-Rotação, para posterior desenvolvimento das rótulas, relacionado com as deformações e curvaturas decorrentes do incremento do deslocamento monotónico na estrutura. As propriedades de secção efetiva das estacas, vigas e lajes foram consideradas de acordo com os critérios de projeto da POLB e ASCE 61-14.

A figura 6 apresenta a secção transversal típica dos eixos de estacas e as quantidades/disposições de armaduras consideradas para a Análise Pushover.

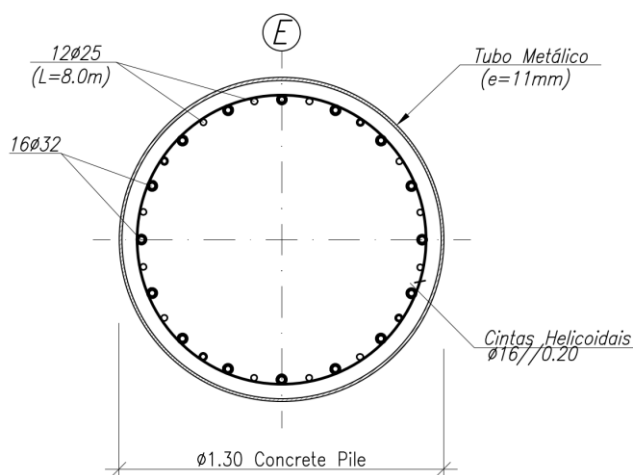


Figura 6. Secção transversal típica da estaca e armaduras

Interação Solo-estrutura

A Análise de Pushover foi realizada tendo em consideração o comportamento das estacas sob carregamento horizontal, com a inclusão de molas inelásticas P-Y ao nível do solo, seguindo a teoria de Reese et al. As molas do solo P-Y foram atribuídas ao modelo estrutural para os eixos de estacas A, B, C, D e E considerando os estratos geotécnicos do solo "in situ".

A fim de considerar as incertezas dos solos e a sua caracterização geotécnica, valores de rigidez do solo para limites superior e inferior foram considerados, usando 2 e 0,3 vezes o valor original de P-Y respetivamente. Os parâmetros geotécnicos da tabela 2 foram considerados para a definição das molas P-Y.

Tabela 2. Parâmetros geotécnicos dos solos

Layer	Depth (m)		γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	E (MPa)
0 - Landfill	-	-	19	32	0	50
1 - Sand (ZG3)	-	-	19	28	0	10
2 - Silty Clay (ZG2)	-	-	20	29	10	50
3 - Shale (ZG1)	-	-	24	32	130	180
4 - Graywacke (ZG1)	-	-	25	35	250	250

Rótulas plásticas e Momentos-Rotação

As propriedades da rótula plástica P-M2-M3, definidas através do software SAP2000, foram usadas para definir as rótulas plásticas, onde as curvas de Momento-Rotação são idealizadas por uma curva elástico-plástica, considerando as seções de betão armado das estacas e o número de varões de aço, propriedades dos materiais e limites de deformação dos materiais.

Considerando as recomendações dos critérios de projeto da POLB e ASCE61-14, o topo efetivo da estaca está localizado a uma distância l_{sp} da face inferior da laje, para ter em conta a penetração da deformação. O elemento entre a penetração da deformação e o centro de gravidade da laje foi considerado como elemento rígido.

Foram atribuídas rótulas plásticas à conexão Laje-Estaca e região de contacto entre solo e estaca, como mostrado na figura 7.

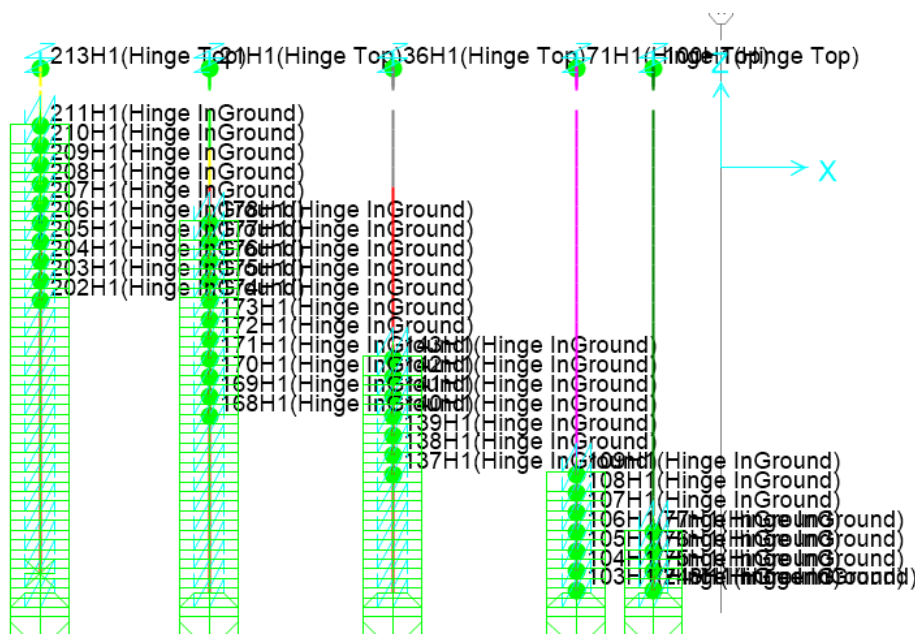


Figura 7. Rótulas plásticas localizadas na ligação Laje-estaca e Estaca-Solo

Resultados da Análise Pushover

No presente capítulo apresentam-se os resultados fornecidos pela Análise Pushover, sob cargas verticais constantes, aplicando um deslocamento lateral monoliticamente crescente, atingindo o deslocamento alvo de 0,16 m (deslocamento do nó de controle no nível da laje). O deslocamento lateral alvo de 0,16 m corresponde às forças inerciais ao nível da laje devido à ação sísmica, tendo em consideração as massas sísmicas consideradas.

A figura 8 apresenta a resposta estrutural elástica/plástica mostrando a localização das rótulas plásticas das estacas para o deslocamento alvo de 0,16 m para valores de rigidez dos solos superior.

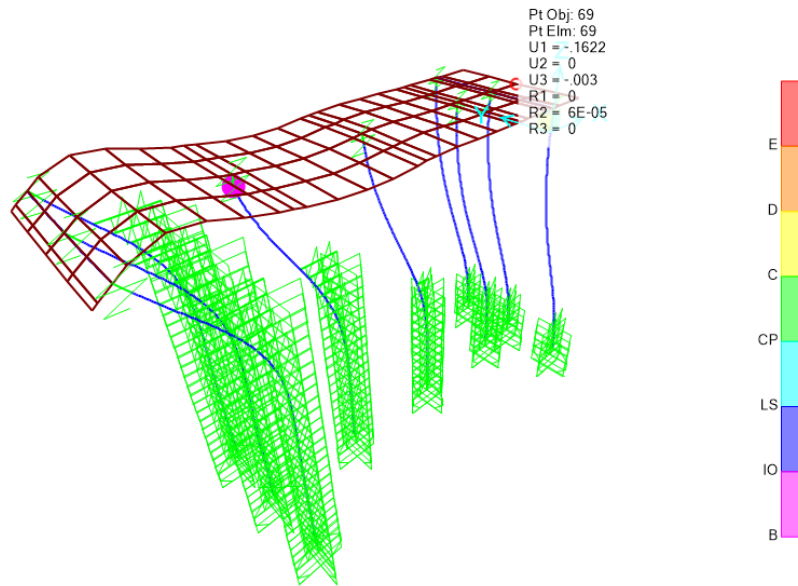


Figura 8. Formação de rótulas plásticas nas estacas para deslocamentos alvo de 0,16 m.

Para demonstrar que os limites de deformação presentes no betão e no aço estejam abaixo aos limites estabelecidos para sismos no nível de contingência (CLE), são apresentados os esforços na rótula plástica da ligação laje-estaca nas figuras 9 e 10.



Figura 9. Diagramas de esforços na estaca rotulada para deslocamentos alvo de 0,16 m

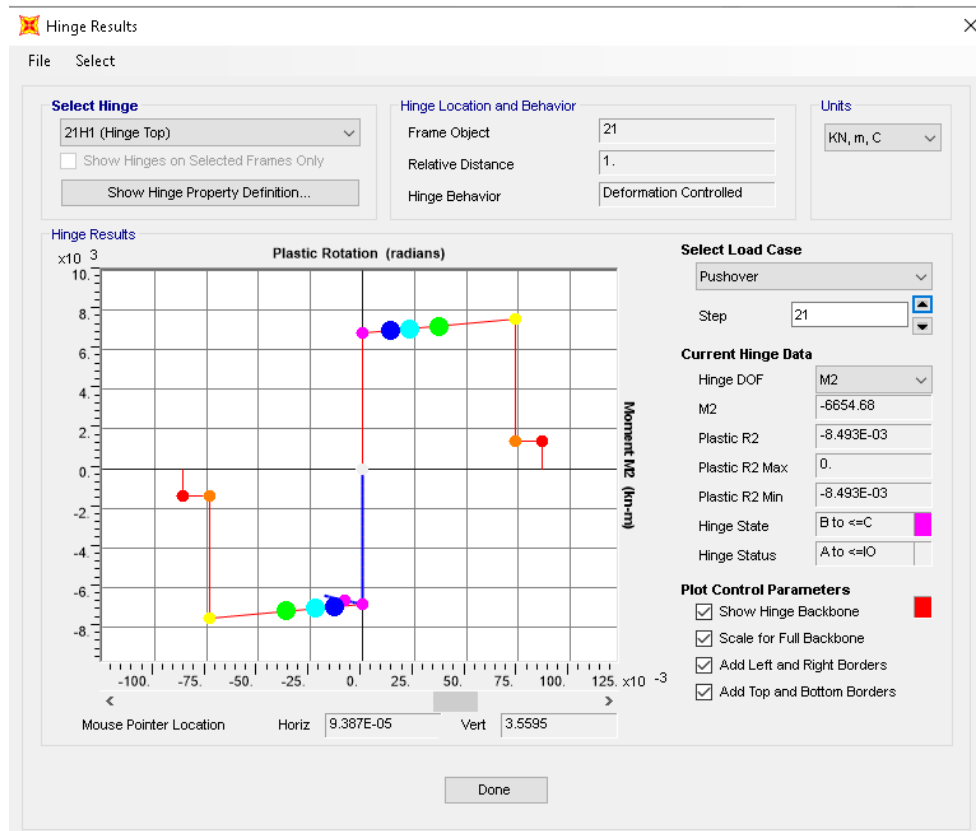


Figura 10. Diagrama de Momento-Rotação da estaca D na rótula de ligação Laje-Estaca para o deslocamento alvo de 0,16 m

Tabela 3. Limites de deformações na conexão estaca/laje de acordo com os critérios de ASCE 61-14

ASCE 61-14, Strain Limits		Yielding	OLE	CLE	DE
Concrete Strain		-0.0020	0.0050	0.025	0.080
Rebar Strain		0.0025	0.0150	0.060	0.080
Concrete Curvature Φ (1/m)		0.005220	0.014600	0.056400	0.108600
Steel Curvature Φ (1/m)		0.003252	0.017943	0.083120	0.111862

Tabela 4. Limites de Momento - Rotação na zona de ligação estaca/laje de acordo com os critérios de ASCE 61-14 e POLB

	Φ_u (1/m)	Rotation $\theta_{p,u}$ (1/m)	Moment
Yielding	0.003252339	0.0000000	5036.5
OLE	0.017942857	0.01263	7396.0
CLE	0.08312	0.06867	6497.0
DE	0.111861818	0.09339	6525.0

A Análise Pushover foi realizada considerando a rigidez do solo no limite superior e inferior, e, como esperado os valores de rigidez do limite superior fornecem o cenário mais desfavorável para o deslocamento-alvo imposto.



As figuras acima mostram que a rotação experimentada em estacas é superior à rotação limite elástica nas estacas D, mas não excede o limite de rotação de 0,068 conforme os limites CLE, impostos pelas normas POLB e ASCE 61-14. Portanto, as deformações estruturais devido a ações sísmicas resultam num comportamento estrutural inelástico controlado, com plastificação das armaduras localizadas na ligação de estaca/laje apenas no eixo de estacas D. Desta forma, pode-se afirmar que a estabilidade global da estrutura está garantida para o evento sísmico da norma EN 1998.

Conclusões

O objetivo do presente documento é apresentar o estudo de segurança e o desempenho estrutural de um Cais. Assim, e para desenvolver um estudo estrutural fiável, foi desenvolvido um modelo matemático que tem em consideração o comportamento elásto-plástico da estrutura e do solo que envolve as estacas.

A presente análise estrutural levou-nos a concluir que, a capacidade estrutural e a ductilidade do cais estão garantidas. Esta conclusão é suportada nos resultados de SAP2000, indicando que as rótulas plásticas da estrutura do cais encontram-se localizadas na região de conexão da estaca/laje do eixo D, sem comprometer a estabilidade estrutural geral da ação sísmica.

Referências Bibliográficas

- MARCOM WG34 (2001). "Seismic Design Guidelines for Port Structures". PIANC 43 pp.
- ASCE/COPRI (2014). "Seismic Design of Piers and Wharves". American Society of Civil Engineers. 75 pp.
- Port Of Long Beach, Long Beach, CA (2015). "Port of Long Beach (POLB), Wharf design criteria". 95 pp.
- Nozu, A., Ichii, K. e Sugano, T. (2004). "Seismic Design of Port Structures", Journal of Japan Association for Earthquake engineering, Vol.4, No.3, 195-208.
- Velloso, D. e Lopes, F. (2010). "Fundações, volume 2: fundações profundas". Oficina de Textos, 385-391.