

# **Avaliação do Comportamento Estrutural da Laje de Betão de uma Doca**

**David Alexandre Costa Bota**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

**Engenharia Civil**

Orientador: Professor Doutor António José da Silva Costa

**Júri**

Presidente: Professor Doutor José Joaquim Costa Branco de Oliveira Pedro

Orientador: Professor Doutor António José da Silva Costa

Vogais: Professor Doutor João Carlos de Oliveira Fernandes de Almeida

**Novembro 2018**



## **Declaração**

Declaro que o presente documento é um trabalho original da minha autoria e que cumpre todos os requisitos do Código de Conduta e Boas Práticas da Universidade de Lisboa.



# Agradecimentos

Com um culminar desta etapa universitária, gostaria de expressar algumas palavras de agradecimento a algumas pessoas que tornaram este caminho muito mais simples e agradável.

Começo por agradecer o apoio e esforço incondicional ao Professor António Costa, mostrou sempre disponibilidade expressando sempre enorme apoio e motivação, essenciais para a realização da dissertação.

Aos meus amigos, agradeço pelos inúmeros tempos de lazer, trabalho e pelo constante apoio e entusiasmo a que foi proporcionado no decorrer desta etapa académica.

Aos meus pais, familiares e ao meu irmão, um especial agradecimento pelo apoio incondicional ao longo do meu percurso académico, expressando sempre palavras de carinho e motivação.

Por fim, agradecer à minha namorada Nádía Francisco, pela inesgotável paciência para me aturar ao longo destes últimos anos, mostrando-se sempre disponível para me auxiliar e ajudando sempre de sorriso no rosto.



# Resumo

A dissertação tem como principal objetivo realizar a avaliação do comportamento estrutural da laje de fundo, de uma doca de reparação naval, de modo a definir o peso máximo dos navios que a doca comporta. Considerando o âmbito da dissertação e as limitações relativas ao desenvolvimento do estudo a realizar, a análise foca-se num dos painéis representativos da estrutura da laje de fundo da doca.

Para o tipo de estruturas em causa a interação solo-estrutura apresenta uma influência determinante no comportamento da estrutura. Deste modo, efetua-se em primeiro lugar a calibração dos parâmetros de fundação através de métodos iterativos, finalizando a análise quando os valores das deformadas medidas nos ensaios “in situ” se aproximam dos medidos no modelo estrutural. Calibrado o sistema, procede-se à análise em estudo e à avaliação da carga máxima que a laje suporta considerando o comportamento à flexão e ao esforço transversal.

Na avaliação ao esforço transversal, efetua-se uma análise de sensibilidade aos parâmetros do solo e da estrutura, com o intuito de verificar a sua influência na resposta da laje e definir a rigidez de referência para a análise estrutural, utilizando-a como base para a obtenção da carga máxima, para os diferentes tipos de navios analisados.

No caso da avaliação do comportamento à flexão efetua-se a análise apenas para o caso do navio com maiores dimensões, uma vez que se verifica que a solicitação condicionante seria ao corte, exemplificando, a influência dos diferentes tipos de análise quando a estrutura é condicionada pelo comportamento à flexão.

## Palavras-Chave:

Doca, Laje de fundo, Análise Estrutural, Interação solo-estrutura, Análise de Sensibilidade, Esforço Transversal, Flexão





# Abstrat

This dissertation has the main objective of performing the evaluation of a naval dock bottom slab structural behavior. Considering the scope of the dissertation and the limitations relating to the development of the study to be carried out, the analysis will focus on one of the panels representing the dock's bottom slab structure of the dock.

For the type of structures concerned the soil-structure interaction presents an important influencing factor in the structure behavior. In this way, the calibration of the foundation parameters is first performed through iterative methods, finalizing the analysis when the values of the deformed measurements in the "in situ" tests approximate those measured in the structural model. Calibrated the system, the analysis in study and the maximum load that the slab supports evaluation are carried out, considering the behavior of bending and shear forces.

In the evaluation for shear forces, a sensitivity analysis is performed on the soil and structure parameters, to verify its influence on the slab response and to define the reference rigidity for the structural analysis, using it as a basis for the evaluation of the maximum load carrying capacity for the different types of ships analyzed.

In the case of the evaluation for bending moment, the analysis is carried out only in the case of the larger ship, since it is verified that the conditioning force would be shear, exemplifying the influence of the different types of analysis when the structure is conditioned by bending behavior.

## Key words:

Dock, Bottom Slab, Structural Analysis, Soil-Structure Interaction, Analysis of Sensitivity, Shear Force, Bending Moment



# Índice

<b>1. Introdução .....</b>	<b>1</b>
1.1. Objetivos do trabalho.....	1
1.2. Descrição da doca .....	1
1.3. Organização do trabalho .....	5
<b>2. Considerações de cálculo .....</b>	<b>7</b>
2.1. Características geotécnicas .....	7
2.1.1. Ensaios realizados.....	7
2.1.2. Módulo de deformabilidade .....	9
2.2. Tipo de fundações .....	10
2.2.1. Fundações por estacas .....	10
2.2.2. Fundação direta.....	11
2.3. Características dos materiais .....	13
2.4. Ações de projeto.....	15
2.4.1. Ação terreno .....	16
2.4.2. Ação hidrostática .....	17
2.4.3. Ação do navio .....	17
2.5. Quantificação das ações .....	19
<b>3. Modelação da estrutura .....</b>	<b>20</b>
3.1. Modelação do terreno e definição da ordem das ações .....	21
3.2. Modelação elementos de barra vs elementos de casca .....	24
3.3. Calibração dos parâmetros de solo.....	26
3.3.1. Fundação direta.....	26
3.3.2. Fundação por estacas .....	30
3.4. Definição e localização de cargas.....	34
3.4.1. Caso 1 – Navio de grandes dimensões.....	35
3.4.2. Caso 2 - Navio de pequenas/médias dimensões.....	36
<b>4. Capacidade estrutural relativa ao esforço transversal .....</b>	<b>39</b>
4.1. Diferenças na regulamentação no dimensionamento ao corte.....	41
4.2. Caso 1 – Navio de grandes dimensões .....	44
4.3. Caso 2 – Navio de pequena e média dimensão .....	52
4.4. Cargas máximas.....	53
<b>5. Capacidade estrutural relativa à flexão .....</b>	<b>55</b>

5.1. Análise linear da laje .....	55
5.2. Análise Não Linear .....	57
5.2.1. Modelação .....	58
5.3. Carga máxima .....	67
<b>6. Conclusões.....</b>	<b>69</b>
<b>7. Referências Bibliográficas.....</b>	<b>72</b>





# Índice de Figuras

Figura 1. Planta geral do estaleiro (Adaptado de J. Fernandes & R. Correia) .....	2
Figura 2. Ilustração da doca 21.....	2
Figura 3. Divisão dos painéis da laje de fundo (Adaptado do projeto original do estaleiro) .....	3
Figura 4. Corte transversal tipo dos painéis 1 a 11.....	3
Figura 5. Corte transversal tipo do painel 13.....	4
Figura 6. Corte transversal tipo do painel 12 B.....	4
Figura 7. Resultado do ensaio de carga realizado a uma estaca piloto com 12 metros de comprimento pela empresa Teixeira Duarte, Lda durante a fase de construção entre 1973 e 1975. ....	8
Figura 8. Modelação do solo através de molas independentes e dependentes entre si. (Adaptado de W. Walker & J. Holland, 1955).....	13
Figura 9. Diagrama momento-curvatura de secção de betão armado.....	15
Figura 10. Estimativa de parâmetros, como o ângulo de atrito interno ( $\Phi'$ ) e o módulo de deformabilidade (E), em solos arenosos a partir do resultado do ensaio CPT, (adaptado de Eurocódigo 7-2).....	16
Figura 11. Exemplo da colocação dos picadeiros na doca 21.....	18
Figura 12. Ilustração de um navio docado na doca 20.....	18
Figura 13. Caracterização dos pontos de medição da deformação, referentes ao painel 11.....	20
Figura 14. Relação força-assentamento referente ao 1º alinhamento para uma estaca de 12 metros de profundidade, a partir dos dados da estaca isolada.....	21
Figura 15. Definição da faixa de 4 metros utilizada no modelo e da numeração dos alinhamentos das estacas. (Fonte: Adaptado de Profrabril, Doca Seca N°21).....	22
Figura 16. Deformada da doca referente ao primeiro esvaziamento, medidos por J. Fernandes & R. Correia, 1980.....	23
Figura 17. Modelação da laje através de elementos de barra.....	24
Figura 18. Modelação da laje através de elementos de casca.....	25
Figura 19. Deformadas referentes às modelações do tipo elemento de barra e elemento de casca. .	25
Figura 20. Valor de $l_r$ referentes ao meio elástico semi-infinito. (Fonte: Elementos da disciplina de Análise de Estruturas Geotecnicas).....	27
Figura 21. Deformada da laje de fundo simulada pelo modelo e medida através dos ensaios.....	28
Figura 22. Deformada da laje de fundo referente às diferentes iterações.....	29
Figura 23. Deformada referente à 1ª iteração em comparação com o ensaio do LNEC, considerando as estacas com solicitação de tração.....	31

Figura 24. Deformada referente á última iteração em comparação com o ensaio do LNEC. ....	32
Figura 25. Disposição da transferência de carga para o caso 1. Fonte: J. Rodrigues, 2008. ....	34
Figura 26. Planta localização dos picadeiros, na faixa de 4 metros do painel 11.....	35
Figura 27. Degradação de cargas na secção central. ....	35
Figura 28. Disposição de cargas após degradação à linha média. ....	36
Figura 29. Disposição da distribuição de carga, referente ao caso 2. ....	37
Figura 30. Planta de localização dos picadeiros, na faixa de 4 metros do painel 11. Em cima é relativo à análise da viga lateral e em baixo é relativo à análise da zona regular. ....	37
Figura 31. Disposição de cargas após degradação à linha média. ....	38
Figura 32. Modos de rotura por corte. Esquerda - rotura por esforço transversal característica na ligação laje com viga. Direita - rotura por punçoamento (Fonte: P. Hakimi, 2012). ....	39
Figura 33. Definição das zonas de análise para os diversos casos de carga. ....	40
Figura 34. Exemplo de normalização das cargas. ....	41
Figura 35. Esforço Transversal sem armadura transversal. ....	44
Figura 36. Disposição de cargas. ....	45
Figura 37. Análise comparativa da alteração dos parâmetros do terreno para a secção A1. ....	46
Figura 38. Análise comparativa entre coeficientes de segurança no impulso hidrostático, na secção A1. ....	47
Figura 39. Resultados da análise de sensibilidade aos parâmetros do terreno na secção de análise A1. ....	49
Figura 40. Resultados da análise de sensibilidade aos parâmetros do betão na secção de análise A1. ....	50
Figura 41. Resultado referente ao caso referência, na secção A1. ....	51
Figura 42. Andamento do esforço transversal na laje de fundo, para a carga máxima calculada. ....	51
Figura 43. Resultado da obtenção do esforço transversal medido na secção B1 e comparação com o esforço transversal resistente. ....	52
Figura 44. Resultado da obtenção do esforço transversal medido na secção B2 e comparação com o esforço transversal resistente. ....	53
Figura 45. Distribuição das cargas no painel 11. ....	54
Figura 46. Andamento do esforço transversal para a situação de cargas máximas. ....	54
Figura 47. Definição da localização das secções de análise. ....	56
Figura 48. Análise dos tipos de carga 5, 6 e 7, nas secções de teste A e B. ....	56



Figura 49. Definição de secções de cálculo do momento resistente.....	57
Figura 50. Diagramas momento-curvatura referentes à viga de quilha.....	59
Figura 51. Ilustração da localização das rótulas plásticas. ....	59
Figura 52. Relação normalizada do diagrama momento-curvatura, usada na modelação das rótulas plásticas.....	60
Figura 53. Definição do comportamento normalizado da rótula plástica na viga de quilha e ilustração da sua colocação no software de elementos finitos SAP2000. ....	61
Figura 54. Andamento qualitativo da secção A no diagrama momento-curvatura.....	63
Figura 55. Andamento qualitativo da secção B no diagrama momento-curvatura. ....	64
Figura 56. Andamento qualitativo da secção critica A no diagrama momento-curvatura, considerando os níveis de carga intermédios.....	65
Figura 57. Andamento do momento fletor na laje de fundo, para carga máxima. ....	66
Figura 58. Ilustração da rotura parcial da laje após de atingir a carga máxima. ....	66
Figura 59. Comparação do momento fletor nas secções A, para a modelação linear e não linear.....	67
Figura 60. Comparação do momento fletor nas secções B, para a modelação linear e não linear. ....	68



# Índice de Tabelas

Tabela 1. Resultado dos ensaios de carga referentes à estaca de 12 metros. ....	9
Tabela 2. Valores de força-deslocamento referentes à estaca de 8 metros. ....	9
Tabela 3. Número e tipo de estacas em cada alinhamento .....	22
Tabela 4. Análise comparativa dos parâmetros de obtenção do valor de $k_{se}$ . ....	27
Tabela 5. Parâmetros de rigidez utilizados nas diferentes iterações. ....	29
Tabela 6. Comparação do coeficiente de redução na 1ª iteração e na última. ....	32
Tabela 7. Comparação da rigidez de cada alinhamento de estacas na 1ª iteração e na última, calculando a rigidez da 1ª iteração através da equação 1 e dos ensaios de prospeção geotécnica. Os valores da última iteração são calculados através da divisão da rigidez da 1ª iteração com o fator de redução ilustrados na tabela 6. ....	33
Tabela 8. Valores máximos de tensão de referência, pelo qual a resistência é assegurada pelo betão (Adaptado de REBA). ....	42
Tabela 9. Valores da tensão de referência, $\tau_1$ . ....	43
Tabela 10. Tipos de carga utilizados na avaliação da capacidade resistente. ....	45
Tabela 11. Resumo qualitativo das reduções efetuadas em cada caso. ....	46
Tabela 12. Resumo do valor de rigidez utilizado na análise de sensibilidade aos parâmetros de terreno. ....	48
Tabela 13. Valores arbitrados na análise de sensibilidade ao valor de rigidez da laje. ....	50
Tabela 14. Verificação de segurança aplicando a distribuição final de cargas. ....	54
Tabela 15. Resultado do cálculo do momento resistente em cada secção através das tabelas de dimensionamento. ....	57
Tabela 16. Parâmetros de entrada no programa GALA, de forma a calcular o diagrama momento-curvatura. ....	58
Tabela 17. Parâmetros auxiliares ao comportamento da rótula plástica, referente à viga de quilha. ..	62
Tabela 18. Resultados da análise dos diferentes tipos de carga, nas secções A. ....	63
Tabela 19. Resultados da análise dos diferentes tipos de carga, nas secções B. ....	63
Tabela 20. Tipos de carga intermédios analisados. ....	64
Tabela 21. Resultados da análise dos casos intermédios na secção A. ....	65



# 1. Introdução

## 1.1. Objetivos do trabalho

A dissertação tem como principal objetivo a avaliação do comportamento estrutural da laje de fundo de uma doca de grandes dimensões sob o efeito das cargas transmitidas pelos navios.

O estudo incidirá na avaliação da capacidade máxima da laje face a solicitações de esforço transversal e de flexão. Considerando que a resposta da estrutura às solicitações dos navios é fortemente influenciada pela interação solo-estrutura realiza-se uma análise de sensibilidade aos parâmetros de rigidez do terreno e da estrutura. Avalia-se a capacidade máxima da estrutura com base em diferentes hipóteses da evolução das características do terreno ao longo do tempo, partindo das primeiras campanhas de prospeção geotécnica pela Teixeira Duarte, Lda., na década de 1970.

## 1.2. Descrição da doca

O estaleiro naval foi construído na década de 1970, constituído originalmente por 3 docas de construção e reparação naval, diversas oficinas de reparação de componentes e zonas de escritórios, ocupando uma área de 1 500 000 m<sup>2</sup>.

### **Estrutura em estudo**

Uma vez que o estudo recai na doca 21, serão descritas as características referentes à mesma. A doca 21 foi projetada para receber navios com 700 000 DWT e caracterizada por ter 450 metros de comprimento e 75 metros de largura, entre paredes periféricas, apresentando-se seccionada transversalmente através de juntas de dilatação, espaçadas 30 metros entre si, existindo 13 no total, como se pode verificar pela figura 1 e 2. As paredes periféricas têm cerca de 18 metros de altura e apresentam função de suporte dos terrenos adjacentes, sendo auxiliadas por contrafortes espaçados em 4 metros entre si. A existência de contrafortes espaçados de 4 metros entre eixos possibilita a consideração de faixas representativas com secção transversal igual a 4 metros no modelo estrutural, esta forma possibilita a minimização do tempo de análise sem prejudicar a qualidade dos resultados obtidos.

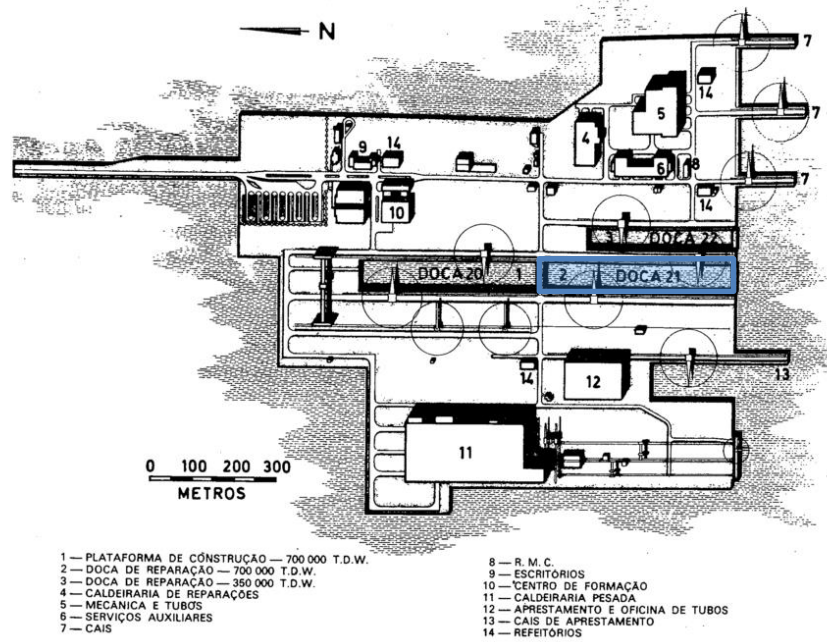


Figura 1. Planta geral do estaleiro (Adaptado de J. Fernandes & R. Correia)



Figura 2. Ilustração da doca 21.

Cada painel é constituído por um conjunto solidário entre a laje de fundo e as paredes periféricas, com 30 metros de comprimento (distância entre juntas de dilatação) e 75 metros de largura. A laje de fundo é constituída por 2 ou 3 vigas longitudinais variando a espessura entre 1 metro e 1.9 metros. Existem três tipos de painéis: o painel 1 a 11; o painel 12 e o painel 13, como demonstrado na figura 3.

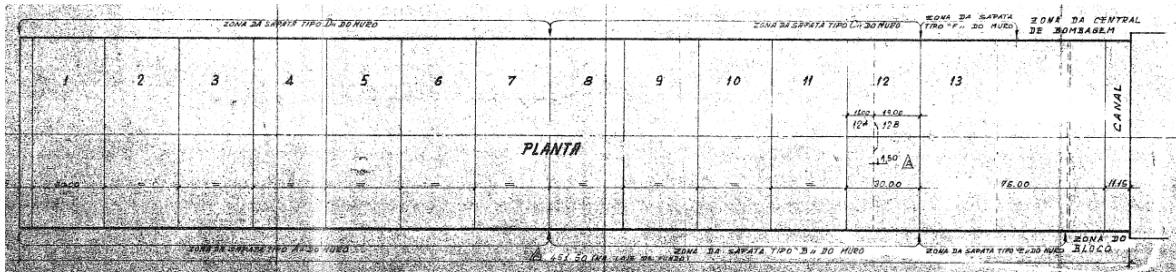


Figura 3. Divisão dos painéis da laje de fundo (Adaptado do projeto original do estaleiro)

Os painéis 1 a 11, são iguais transversalmente, sendo constituídos por 3 vigas longitudinais, a viga central ou viga de quilha, localizada na faixa central da laje de fundo, com 12 metros de largura e 1.6 metros de espessura; a viga lateral com 8 metros de largura e 1.4 metros de espessura; e a zona regular, localizada entre a viga lateral e a zona de fundação das paredes periféricas, com 13.5 metros de largura e 1 metro de espessura, esquematizado na figura 4.

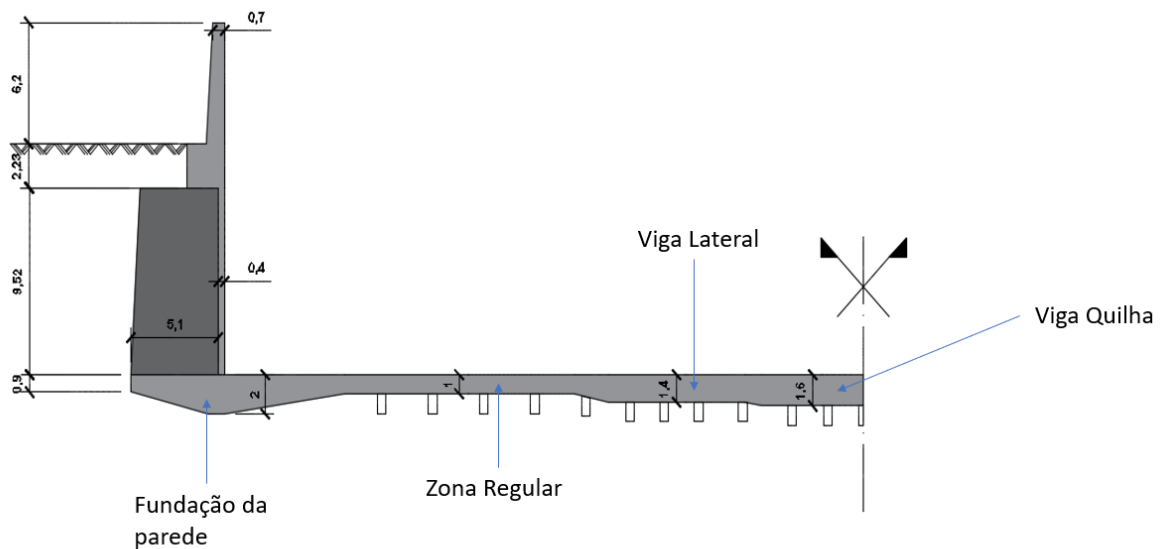


Figura 4. Corte transversal tipo dos painéis 1 a 11.

O painel 13 é constituído por duas vigas longitudinais: a viga de quilha com 9 metros de largura e 1.9 metros de espessura; e a viga lateral com cerca de 27 metros de largura e 1.4 metros de espessura. A configuração diferente deste painel resulta no facto de apresentar uma função adicional, para além de resistir as cargas no navio, suporta o sistema de infraestruturas de bombagem e de comportas, essenciais para manterem a doca seca, esquematizado na figura 5.

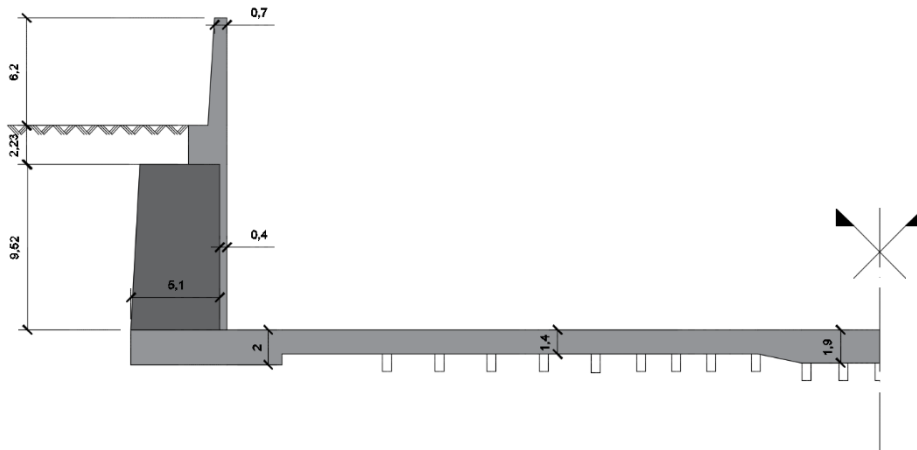


Figura 5. Corte transversal tipo do painel 13.

Finalmente, o painel 12 serve de transição face às mudanças de secção verificadas entre os painéis 1 a 11 e 13. Apresenta, igualmente, 30 metros de comprimento, dividido em dois, o painel 12 A e o painel 12 B, de comprimento 11 e 19 metros, respetivamente. O painel 12 A, tem igual configuração que os painéis 1 a 11. O painel 12 B apresenta 3 vigas longitudinais: a viga central com 9 metros de largura e 1.9 metros de espessura; a viga lateral com 11 metros de largura e 1.4 metros de espessura; e a zona regular com 13.5 metros de largura e 1 metro de espessura esquematizado na figura 6.

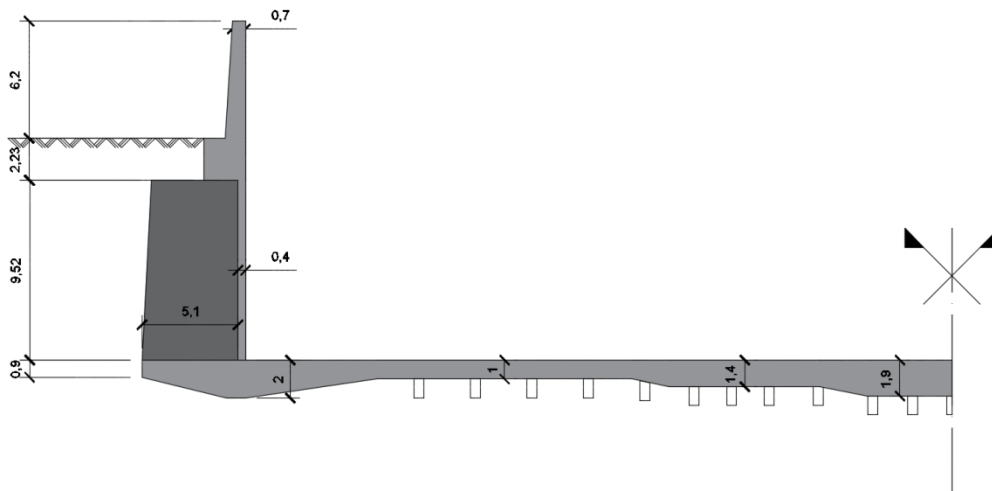


Figura 6. Corte transversal tipo do painel 12 B.

O estudo em causa incide no painel 11, por coincidir com o painel onde é colocada a zona da casa das máquinas do navio, analisando o problema de forma mais aprofundada.



## **Fundação**

A fundação dos painéis encontra-se dividida em 2 zonas: fundação direta no solo na zona das paredes periféricas e fundação mista na zona central da laje, através de estacas de betão armado com diâmetro de 0.52 metros e fundação direta no solo. As sapatas relativas à fundação direta das paredes periféricas, variam consoante o tipo de painel, apresentando formato trapezoidal, com espessura máxima de 2 metros nos painéis 1 a 12 e formato retangular com espessura constante de 2 metros no painel 13.

A utilização de estacas na zona central, tem principal função de resistência aos esforços de tração, causados pelo impulso hidrostático da água quando a doca se encontra vazia. No caso de se encontrar um navio no seu interior, as cargas geradas por ele são repartidas pelas estacas e pela fundação direta da laje sobre o solo.

## **1.3. Organização do trabalho**

A organização do trabalho reflete o modo de abordagem de pensamento do autor, na medida em que a ordem cronológica segue o modo como foi realizado o estudo. Organizando o estudo em introdução, interiorização de conteúdos, definição do modelo e avaliação estrutural.

Define-se como objeto de estudo o painel 11. No capítulo 1 é realizado um enquadramento geral do problema em causa, onde se apresentam as informações geométricas e os tipos de fundação. Seguidamente, no capítulo 2, apresentam-se as teorias clássicas de cálculo dos parâmetros de rigidez do solo e de elementos de betão armado, bem como o tipo de ações a que a laje estará sujeita.

No capítulo 3, efetua-se a calibração dos parâmetros de rigidez de forma a criar um modelo de elementos finitos que simule o comportamento real da estrutura, tendo como base os resultados dos ensaios de prospeção geotécnica realizados pela empresa Teixeira Duarte, Lda.

Os capítulos 4 e 5 incidem essencialmente na avaliação estrutural do painel 11, efetuando a análise para a solicitação a esforço transversal e a flexão, respetivamente.

No capítulo 4 será realizada a análise de sensibilidade dos parâmetros de rigidez do solo e de elementos de betão armado, bem como a verificação da influência de cada um dos tipos de fundação, definindo no final, um caso de referência que simule a rigidez da fundação e da estrutura. O estudo do capítulo 4 será efetuado para dois casos de carga, onde se faz variar a dimensão do navio, enquanto no capítulo 5, apenas se efetuará o estudo para o caso do navio de maiores dimensões, comparando no final as duas análises em causa.



## 2. Considerações de cálculo

No presente capítulo pretende-se analisar os dados essenciais ao início do estudo em causa, de modo a simular o mais próximo possível o comportamento da estrutura.

A importância de um bom estudo geotécnico é elevada, sendo muitas vezes colocada em segundo plano em detrimento da análise estrutural. A doca em estudo é caracterizada por ter uma laje assente sobre o terreno, indicando que as características do solo terão maior relevo no comportamento da estrutura. A eficiência da estrutura está diretamente ligada às características mecânicas do terreno em que se encontra fundada, sendo dos fatores que maior influência tem na carga máxima que a estrutura tem capacidade de suportar.

Perante isto, notou-se que apenas tinham sido realizados estudos de caris geotécnico na década de 1970, aquando da construção da doca. Sabendo que as características do terreno variam ao longo dos anos devido às inúmeras solicitações a que a doca esteve sujeita, as análises feitas em seguida indicam resistências que poderão estar sobrestimadas em relação aos dias de hoje. De forma a considerar essa eventual variação de resistência será efetuada uma análise de sensibilidade, permitindo averiguar a influência da variação da rigidez do terreno na resistência da laje de fundo.

Por fim, caracterizam-se as diversas solicitações, diferenciadas em três tipos: terreno, hidrostáticas e navio.

### 2.1. Características geotécnicas

A doca 21 encontra-se fundada num complexo aluvionar de espessura superior a 40 metros, formado por areias limpas de grão médio e grosso com intercalações argilosas e siltosas. Sob esta camada ocorre uma formação pliocénica de areias argilosas de elevada espessura (J. Fernandes & R. Correia, 1980).

Dado o elevado número de estacas executadas na doca realizaram-se, à priori, diversos ensaios de caracterização do terreno e de avaliação da resistência das estacas, concluindo-se desses ensaios que se trata de um solo arenoso medianamente compacto e homogéneo ao longo da sua espessura.

#### 2.1.1. Ensaios realizados

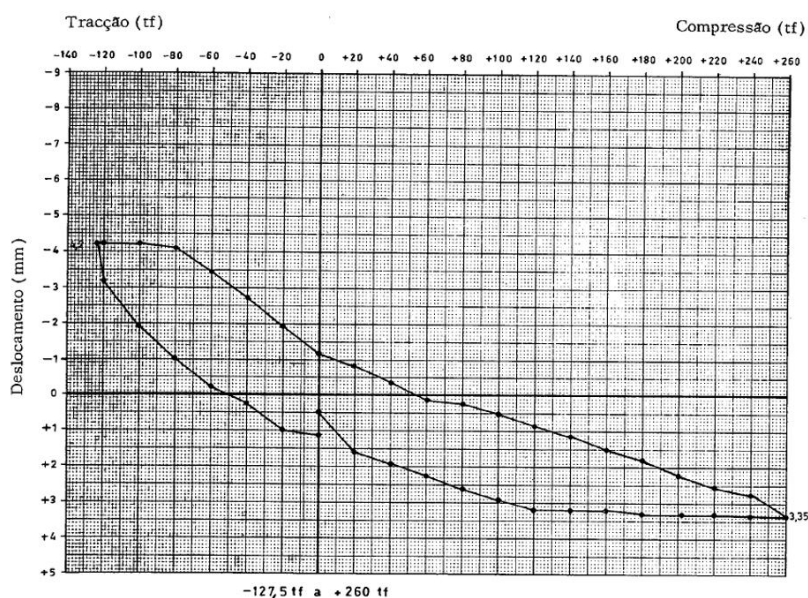
Na década de 1970, aquando da construção da estrutura, realizaram-se diversas campanhas de prospeção geotécnica, de forma a conhecer o tipo de terreno onde seria implantada a doca. Durante essa campanha evidenciam-se dois tipos de ensaios: ensaio CPT e ensaio de carga.

O ensaio CPT, ou *Cone Penetration Test*, visa a identificação da resistência do terreno após a cravação de um cone normalizado, procedimento normalizado no regulamento EN 1997-2. Trata-se de

um ensaio económico e expedito, que permite a obtenção contínua de parâmetros de resistência de ponta e lateral (Robertson & Campanella, 1983).

Conclui-se do ensaio CPT, tratar-se de um terreno com boa compactidade variando o valor de resistência de ponta ( $R_p$ ) entre 50 kg/cm<sup>2</sup> e 250 kg/cm<sup>2</sup> entre as profundidades de 1,0 e 12,0 metros na zona das estacas piloto e entre 120 kg/cm<sup>2</sup> e 250 kg/cm<sup>2</sup> na zona do fundo da doca (Teixeira Duarte, Lda, 1975).

O ensaio de carga visa a obtenção do comportamento da estaca perante solicitações à compressão e à tração. Devido ao elevado custo associado ao ensaio de carga apenas é utilizado em obras importantes ou com um número elevado de estacas, definindo o seu comportamento por meio de um diagrama carga-deslocamento. O ensaio é constituído por ciclos de 5 cargas onde se solicita a estaca a cargas de 850 kN de tração e 1300 kN de compressão alternadamente, concluindo com um aumento das cargas de 1,5 vezes no último ciclo, de 1300 kN de tração e 2500 kN de compressão. A figura seguinte demonstra o resultado do primeiro ciclo do ensaio de carga a uma estaca tipo (Teixeira Duarte, Lda, 1975).



*Figura 7. Resultado do ensaio de carga realizado a uma estaca piloto com 12 metros de comprimento pela empresa Teixeira Duarte, Lda durante a fase de construção entre 1973 e 1975.*

Com base no ensaio anterior, para o cálculo da rigidez das estacas, adotaram-se os seguintes valores de força – deformação, referentes aos resultados dos ensaios de carga realizados às estacas:

Tabela 1. Resultado dos ensaios de carga referentes à estaca de 12 metros.

Ensaio – Estacas 12 metros	
<b>Compressão</b>	
<b>Carga</b>	2500 kN
<b>Assentamento</b>	3,35 mm
<b>Tração</b>	
<b>Carga</b>	1300 kN
<b>Assentamento</b>	7 mm

Tabela 2. Valores de força-deslocamento referentes à estaca de 8 metros.

Ensaio – Estacas 8 metros (valores estimados)	
<b>Compressão</b>	
<b>Carga</b>	2500 kN
<b>Assentamento</b>	4,5 mm
<b>Tração</b>	
<b>Carga</b>	1300 kN
<b>Assentamento</b>	10 mm

Obs: Os valores referentes à estaca de 8 metros foram obtidos por estimativa a partir dos resultados referentes à estaca de 12 metros, dada a falta de informação relativa a ensaios nas estacas de 8 metros.

### 2.1.2. Módulo de deformabilidade

O módulo de deformabilidade do solo, ou módulo de elasticidade, é um parâmetro que define a rigidez do solo. A obtenção deste parâmetro pode ser feita através de correlações com os resultados do ensaio CPT. Esta correlação pode ser caracterizada como  $E = \alpha * R_p$ , para solos arenosos, onde  $R_p$  é a resistência de ponta em (kg/m<sup>2</sup>) e  $\alpha$  representa um parâmetro que varia entre 1,5 e 3, dependendo do tipo de terreno e da análise de diferentes autores (S. Coelho, 1996).

Segundo Schmertmann (1970), o valor a atribuir a  $\alpha$  no caso de solos arenosos é 2, mais recentemente Meyerhof & Fellenius (1985), sugere que:

$\alpha = 1,5$  para silte e areia

$\alpha = 2$  para areia compacta

$\alpha = 3$  para areia densa

$\alpha = 4$  para gravilha

Considerando o solo como uma areia densa, atribui-se  $\alpha = 3$ . Coincidindo com o estudo realizado sobre a doca em 1980 por J. Fernandes & R. Correia, onde foi considerado o valor de  $\alpha$  igual a 3.

Conclui-se assim que 2 autores, Meyerhof & Fellenius (1985) e J. Fernandes & R. Correia (1980), consideram adequado para solos arenosos compactos o parâmetro  $\alpha = 3$ , em contraste com Schertmann (1971) que sugere  $\alpha = 2$ . Dadas as boas características quanto à sua regularidade e compacidade, com relativa segurança é possível definir o parâmetro  $\alpha = 3$ . Faltando apenas definir o valor de resistência de ponta ( $R_p$ ), verifica-se que na zona de laje de fundo os resultados do ensaio CPT variam entre  $120 \text{ kg/cm}^2$  e  $250 \text{ kg/cm}^2$ . Admite-se, portanto, um valor médio de resistência de  $200 \text{ kg/cm}^2$ , concluindo assim que o módulo de deformabilidade calculado através da correlação de resultados do ensaio CPT é:  $E = 3 * 200 = 600 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 60000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ .

Segundo Bowles (1970), o módulo de deformabilidade para areias varia entre 5 MPa para o caso de areias soltas e 100 MPa para areias densas, verificando que o valor obtido para o caso em estudo não é desapropriado, cerca de 60 MPa, próximo do valor considerado por Bowles (1970) para o caso de areias densas.

## 2.2. Tipo de fundações

O tipo de solicitação a que a doca se encontra sujeita não é constante, dependendo de fatores como o tipo de navio, da altura do nível freático ou se a doca tem água no seu interior ou não. A estrutura necessita de um sistema de fundação bastante robusto, de forma a resistir às inúmeras combinações de carga atuantes.

A fundação através de estacas localizadas ao longo da laje de fundo têm como objetivo resistir às solicitações verticais a que a estrutura se encontra sujeita, como peso da estrutura e das embarcações, com funcionamento à compressão, e em casos da impulsão exercida pela água quando esta se encontra seca, funcionando à tração. Esta última sendo uma das principais razões da implementação de fundação com o auxílio de estacas, uma vez que será a única estrutura capaz de resistir a este tipo de solicitações. Nas restantes zonas da doca, como a zona entre estacas e na fundação das paredes perimetrais, a estrutura é fundada diretamente no terreno, resistindo apenas a solicitações que causem compressão no terreno.

A simulação da interação entre a estrutura e o solo é efetuada através de apoios deformáveis com comportamento elástico linear (J. Santos, 2008), simulando o melhor possível o comportamento de cada tipo de fundação. Para o caso da fundação por estacas estas devem apresentar rigidez à tração e à compressão e para o caso da fundação direta apenas apresenta rigidez à compressão.

### 2.2.1. Fundações por estacas

Os apoios deformáveis no caso de estacas, são simulados utilizando o conceito de módulo de reação ( $k_s$ ), definido por Poulos (2018) como uma forma conveniente de representar o comportamento do solo através de molas, ou como descrito por N, Barounis, (2016) a resistência a que o solo tem quando se impõem deslocamentos, de forma similar ao encurtamento de uma mola.

A definição do módulo de reação ( $k_s$ ), para o caso das estacas, é feita com base nos resultados dos ensaios CPT. Sabendo a capacidade de carga e o assentamento de uma estaca isolada é possível correlacioná-los de modo a obter uma estimativa do módulo com algum grau de confiança (N, Barounis, 2016). Recorrendo ao conceito de módulo de reação, define-se a rigidez da mola ( $k_s$ ) como a relação entre a pressão aplicada ( $q$ ) e a deformação da mola ( $y$ ), equação (1) (Vesic, 1961).

$$k_{se} = \frac{q}{y} \quad (1)$$

Conseguindo assim determinar qual a rigidez associada a uma estaca isolada, lembrando que a estrutura em causa se encontra fundada em várias estacas, pelo que a sua rigidez será afetada pela interação entre bolbos de pressão. Diversos estudos realizados demonstram que o comportamento de duas estacas semelhantes, uma inserida num grupo e outra isolada, não é o mesmo, revelando que a estaca isolada apresenta maior rigidez. Essa perda de rigidez advém sobretudo da interação estaca-solo, promovido pelo espaçamento entre as diversas estacas (A. Arya & A. Arya, 1991).

No caso da estrutura em estudo, verifica-se que as estacas se encontram próximas, com espaçamentos na ordem dos 4 a 6 diâmetros, concluindo que existirá redução da rigidez promovida pela interação entre bolbos de pressão. Dada a complexidade e heterogeneidade do solo, a definição da redução de cada estaca não é elementar. Para a estrutura em questão essa redução foi definida efetuando uma retro análise com base na deformada medida após a sua construção, onde de forma iterativa se reduziu a rigidez individual de cada estaca, processo que será explicado no seguimento do trabalho.

## 2.2.2. Fundação direta

Nas zonas de fundação direta, a estrutura é assente diretamente no terreno. De modo a simular esse comportamento, considerou-se o modelo de viga proposto por Winkler (1867), propondo a simulação do solo através de uma série de molas independentes entre si, com comportamento elástico linear.

A rigidez das molas é definida pelo conceito de módulo de reação ( $k_s$ ), abordado anteriormente, neste caso com aplicação na viga de Winkler. Bowles, (1995) propôs uma hipótese, baseada na formulação de Vesic (1961), onde considerando parâmetros intrínsecos do solo, determina-se o módulo de reação através da equação (2):

$$k_{sd} = \frac{Es}{(1 - \nu^2)} \quad (2)$$

Onde ( $E_s$ ) representa o módulo de deformabilidade do solo e ( $\nu$ ) o coeficiente de Poisson.

J. Fernandes & R. Correia, (1980), propõe uma alternativa à formulação de Bowles (1995), utilizando a equação (3), considerando a deformação da mola através deformabilidade da fundação, onde se aplica uma carga numa superfície retangular meio semi-infinito elástico e isotrópico, com módulo de deformabilidade (E) e coeficiente de Poisson ( $\nu$ ). Resultando na equação (3).

$$y = \frac{(1 - \nu^2)}{E} * p * b * I_f \quad (3)$$

Onde p é a carga a que se encontra sujeita a estrutura, b é a largura de influência e  $I_f$  é um fator que depende das dimensões da fundação.

O módulo de reação vem:

$$k_{sd} = \frac{p}{y} = \frac{p}{\frac{(1 - \nu^2)}{E} * p * b * I_f} = \frac{E}{(1 - \nu^2) * b * I_f}$$

Fundamentalmente, o método de Winkler consiste na definição da fundação como uma viga apoiada num meio elástico discreto, onde os apoios são simulados como molas independentes infinitamente próximas (J. Santos, 2008). Trata-se de uma metodologia simples e direta, mas pouco coerente com a realidade, como se pode demonstrar na figura 8 (W. Walker & J. Holland, 1955).



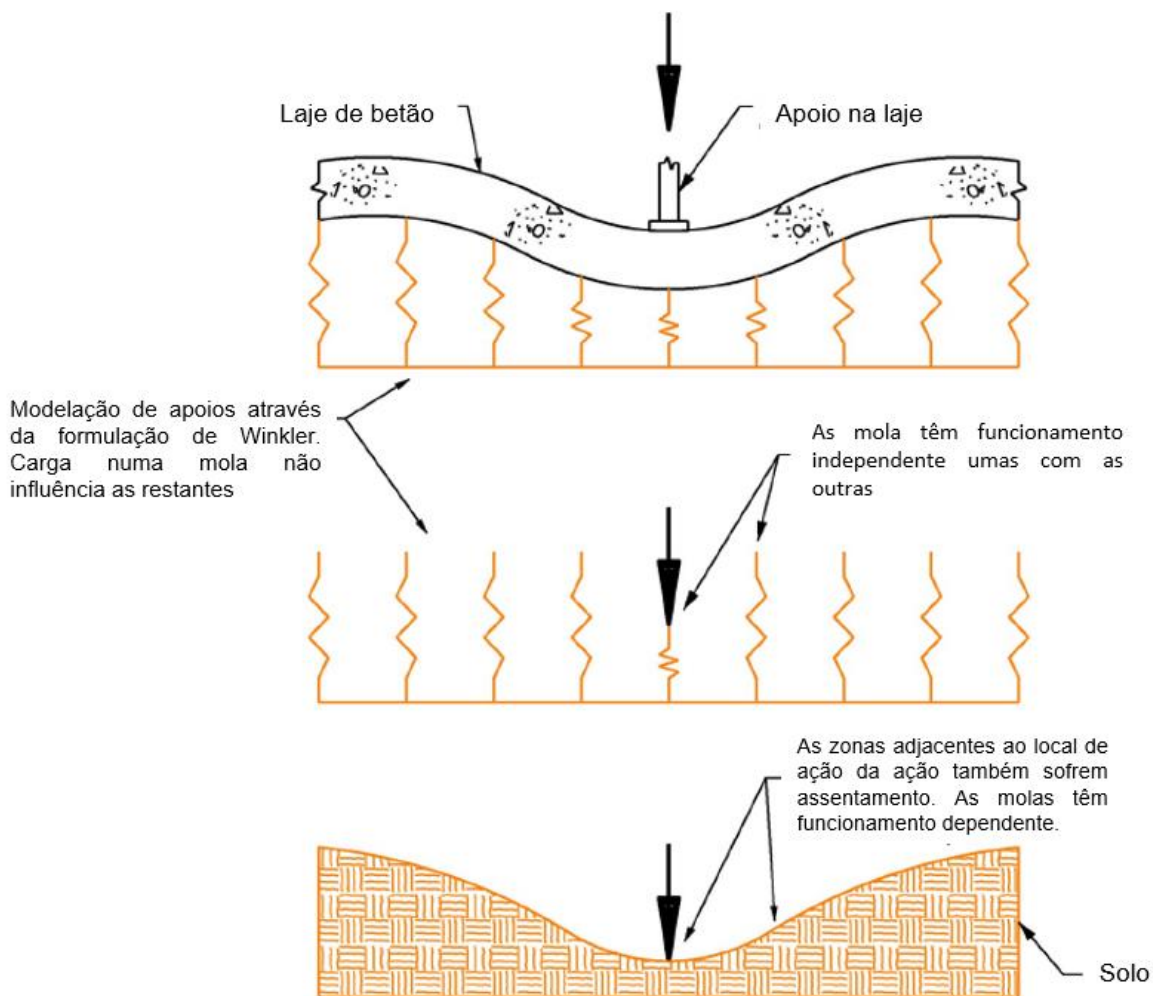


Figura 8. Modelação do solo através de molas independentes e dependentes entre si. (Adaptado de W. Walker & J. Holland, 1955)

A deformação visível na figura 8 demonstra a existência de ligação entre as molas vizinhas, não coincidindo com a formulação inicial de Winkler, (1867). Por outras palavras, o assentamento de zonas sujeitas a carga provoca o assentamento de zonas que não estejam sujeitas a carga (W. Walker & J. Holland, 2016). Por forma a diminuir os problemas associados ao método de Winkler (1867), definiu-se no modelo, através do programa de elementos finitos, um conjunto de molas em que exista interação entre as mesmas. Com isto, será possível simular o comportamento do modelo aproximando-o do real. Contudo, e apesar das suas limitações, a formulação descrita por Winkler, (1867), continua a ser uma hipótese simples e expedita de calcular do módulo de reação ( $k_s$ ).

## 2.3. Características dos materiais

De modo a efetuar a verificação de segurança da laje de fundo da doca, torna-se necessário saber quais as características dos materiais que serviram de base para a construção da mesma.

Tendo em conta que à data de realização do projeto, o regulamento em vigor era o Regulamento de Estruturas de Betão Armado – Decreto 47723 de 20/05/1967, torna-se necessário considerar as características dos materiais apresentadas no regulamento em causa. Os materiais considerados foram o betão B225 e o aço A40 SND, apresentando as seguintes características:

Betão: B225

- $f_{cd} = 13$  MPa, no REBA (Regulamento de Estruturas de Betão Armado) o valor da resistência do betão à compressão é dado já tendo em consideração os coeficientes de minoração;

- $E = 29$  GPa;

- $f_{ctm} = 2$  MPa

Aço: A40 SND

- $f_{syd} = 348$  MPa

- $E = 210$  GPa

A análise em estudo será realizada utilizando a norma mais recente sobre estruturas de betão, o Eurocódigo 2 (NP EN 1992). Segundo a norma atual, os materiais utilizados têm características equivalentes ao betão C20/25 e ao aço A400 NR.

O betão é uma mistura de materiais, tornando-o num material não homogêneo, com carácter frágil e reduzida resistência à tração, levando a que os elementos estruturais fendilhem com relativa facilidade, apresentando resposta não linear definida através do diagrama momento-curvatura, representado na figura 9.

### **Diagrama Momento-curvatura**

O diagrama momento-curvatura representa o andamento da curvatura aquando do aumento do momento, tendo como objetivo a avaliação da capacidade máxima dos elementos estruturais e na avaliação da ductilidade da secção, tornando-se na ferramenta ideal para a avaliação do comportamento não linear das estruturas, explorando a redistribuição de esforços (C. G. Chiorean, 2014)

O diagrama momento-curvatura encontra-se dividido em 3 estados: elástico, fendilhado e cedência do aço. Nos momentos iniciais de carga, a secção encontra-se no estado elástico (Estado I), fase onde não existe fendilhação, sendo a resistência garantida pelo betão. Após se atingir o momento de fendilhação (A), a resistência do betão não é suficiente para resistir às ações e as primeiras fendas começam a ser formadas, atingindo o estado fendilhado (Estado II). Esta fase é caracterizada por ter comportamento não linear, notando-se elevada perda de rigidez logo após a abertura da primeira fenda, dependendo o seu comportamento da quantidade de armadura inserida na secção. O estado III destaca-se do estado II pelo aumento da curvatura, consequência da perda de rigidez sentida após se atingir o momento de cedência (B). Após atingida a cedência da armadura, o diagrama momento-curvatura atinge um patamar onde ocorre grandes aumentos de curvatura a momento praticamente constante, observando-se um comportamento característico de um elemento dúctil. A existência de

aumento de momento na secção após atingida a cedência ocorre devido a um incremento residual da tensão do aço entre os valores de cedência e o último, ou existindo uma alteração do braço entre as forças de compressão e de tração devido à acumulação de compressões nas fibras extremas da secção, notando que o aumento de momento não será significativo face ao aumento de curvatura observado. (IST, Sebenta de Betão I e II, 2016).

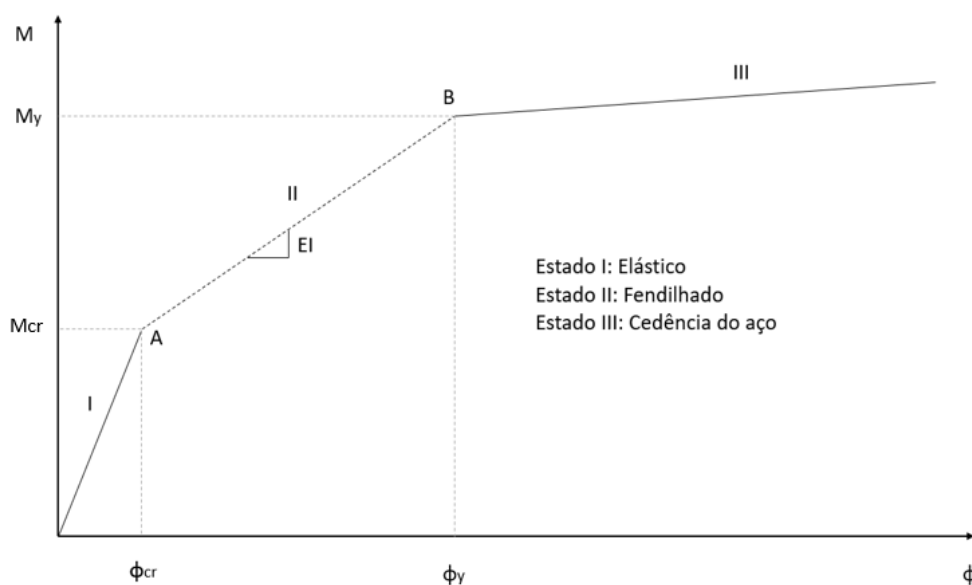


Figura 9. Diagrama momento-curvatura de secção de betão armado.

Desconhecendo o estado de fendilhação da laje, deve considerar-se, conservativamente, que devido às inúmeras variações de carga a que a laje se encontra sujeita, esta poderá apresentar-se fendilhada, implicando uma possível redução na rigidez da laje de fundo. A rigidez da laje é definida pelo módulo de elasticidade do betão ( $E$ ) e a inércia da laje ( $I$ ), concluindo que quando maior for o nível de fendilhação presente na laje, maior será a redução da sua rigidez, por variação da inércia da estrutura. Perante uma análise considerando um software de elementos finitos, torna-se pouco prático a variação da inércia da laje para a variação da rigidez, sendo conveniente, a modificação do módulo de elasticidade do betão (G. Roberts & K.Li, 2015). No seguimento do estudo será realizada uma análise de sensibilidade à rigidez da estrutura, verificando a influência dos diferentes tipos de fendilhação na avaliação da carga máxima que a doca suporta.

Porém, define-se uma redução de 50 % da rigidez da laje, como primeira aproximação para a análise de sensibilidade dos parâmetros relativos ao solo.

## 2.4. Ações de projeto

No presente capítulo, discutem-se os tipos de ações atuantes na estrutura. Verifica-se um amplo número de casos de carga dada a possibilidade de variação da altura do nível freático e aos diversos tipos de navios que possam estar docados. Para o âmbito do trabalho, apenas se considerará o pior

caso possível, concluindo que se cumprir os requisitos estruturais para esse caso, os restantes também serão cumpridos.

Definem-se três tipos de ação: a ação associada à docagem dos navios sobre a laje de fundo; a ação devida ao impulso de terreno no tardo dos muros laterais; e a ação do impulso hidrostático atuante na laje e nos muros laterais, associada ao nível freático no terreno.

### 2.4.1. Ação terreno

A ação do terreno na estrutura é representada pela forma de impulso de terras. Este impulso é a designação dada à ocorrência de pressões laterais introduzidas pelo terreno na estrutura, neste caso, no tardo do muro lateral e na face superior da fundação da mesma, calculando-o através da equação (4):

$$\sigma_h = k_o * \gamma * h \quad (4)$$

Onde  $k_o$  representa o impulso em repouso,  $\gamma$  representa o peso volúmico do solo e  $h$  a altura do muro.

O coeficiente de impulso em repouso ( $k_o$ ), é calculada através da equação semi-empírica de Jacky (1944):

$$k_o = 1 - \sin(\Phi') \quad (5)$$

Onde  $\Phi'$  representa o ângulo de atrito interno, obtido através de correlações com ensaios realizados no terreno normalizado no Eurocódigo 7 (NP EN 1997-2), representado na figura 10.

Density index	Cone resistance ( $q_c$ ) (from CPT) MPa	Effective angle of shearing resistance <sup>a</sup> , ( $\phi'$ ) °	Drained Young's modulus <sup>b</sup> , ( $E'$ ) MPa
Very loose	0,0 – 2,5	29 – 32	< 10
Loose	2,5 – 5,0	32 – 35	10 – 20
Medium dense	5,0 – 10,0	35 – 37	20 – 30
Dense	10,0 – 20,0	37 – 40	30 – 60
Very dense	> 20,0	40 – 42	60 – 90

<sup>a)</sup> Values given are valid for sands. For silty soil a reduction of 3° should be made. For gravels 2° should be added.

<sup>b)</sup>  $E'$  is an approximation to the stress and time dependent secant modulus. Values given for the drained modulus correspond to settlements for 10 years. They are obtained assuming that the vertical stress distribution follows the 2:1 approximation. Furthermore, some investigations indicate that these values can be 50 % lower in silty soil and 50 % higher in gravelly soil. In over-consolidated coarse soils, the modulus can be considerably higher. When calculating settlements for ground pressures greater than 2/3 of the design bearing pressure in ultimate limit state, the modulus should be set to half of the values given in this table.

NOTE This example was published by Bergdahl et al. (1993). For additional information and documents giving examples, see X.3.1.

Figura 10. Estimativa de parâmetros, como o ângulo de atrito interno ( $\Phi'$ ) e o módulo de deformabilidade ( $E$ ), em solos arenosos a partir do resultado do ensaio CPT, (adaptado de Eurocódigo 7-2)

O valor final do impulso de repouso ( $k_o$ ), pode conter disparidades face ao esperado, pelo facto de se utilizar parâmetros baseados em análises “in situ” e/ou através de análises laboratoriais (S. Coelho, 1996). Os ensaios realizados ao caso em estudo são datados da década de 70, desconhecendo desde então parâmetros referentes à evolução das características do terreno, tendo consciência de que os resultados apresentados poderão não coincidir com os atuais. Perante isto, definiu-se o valor do ângulo de atrito ( $\Phi'$ ) como  $37^\circ$ , considerando o terreno como areia densa (definido em 2.1.2). O valor do peso volúmico da areia é aproximadamente  $18 \text{ kN/m}^3$  (J. S. Brazão Farinha & A. Correia dos Reis, 1992). Adotando como valor final do impulso de repouso:  $k_o = 1 - \sin(37) = 0.4$ .

### **2.4.2. Ação hidrostática**

A ação hidrostática corresponde à pressão exercida pela água sobre a doca. Este impulso varia com base nas marés, ou seja, em situações de preia-mar o nível freático encontra-se na altura máxima e na situação de baixa-mar o nível freático encontra-se na altura mínima. Através da análise da tabela de marés fornecida pelo Instituto Hidrográfico, relativo ao porto de Setúbal, verificou-se que a variação de amplitude entre a preia-mar e a baixa-mar é de 4 metros. A estrutura em estudo localiza-se no interior do estuário do Sado, verificando que a amplitude de marés será mais pequena, para além de que a variação do nível freático no interior do solo é menor face à amplitude das marés. Perante isto, foi tido em consideração um caso, em que o nível freático estaria a um nível médio, pois dada a pequena variação que se sentiria no nível freático, não seria vantajoso explorar os casos extremos de baixa-mar ou preia-mar.

### **2.4.3. Ação do navio**

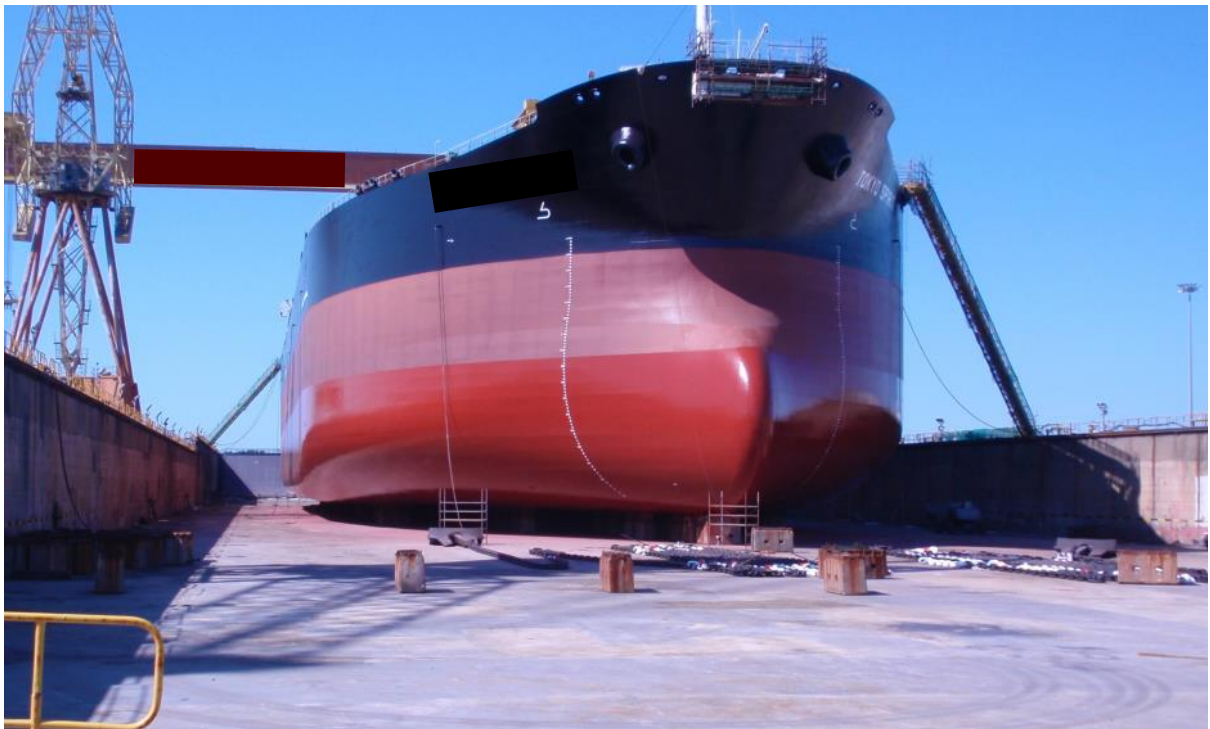
A ação do navio representa a ação exercida na laje de fundo quando este se encontra no interior da doca. Sendo que o âmbito do estudo recai na avaliação da carga máxima que a doca suporta sem que entre em rotura.

A distribuição da carga ao longo da laje de fundo varia com base no tipo de embarcação e no painel em estudo, existindo diferentes tipos de arranjos de forma a acomodar a transferência do seu peso à estrutura. A transferência de peso é feita através de blocos de betão pré-fabricados e com dimensões variáveis dependendo do tipo de doca, denominados picadeiros, ilustrando na figura 11.



*Figura 11. Exemplo da colocação dos picadeiros na doca 21.*

As disposições escolhidas, nos capítulos posteriores, são de forma a obter uma solução real de carga, salientando que outras disposições estariam igualmente corretas, porém sairia um pouco do âmbito do trabalho a análise das diferentes disposições face aos diferentes tipos de navios existentes. Na figura 12, ilustra-se um caso real de um navio docado na doca em estudo, exemplificando o tipo de solicitações presentes na estrutura. Como referido anteriormente o estudo da capacidade de carga vai incidir sobre o painel 11.



*Figura 12. Ilustração de um navio docado na doca 20.*

## 2.5. Quantificação das ações

Nesta secção definem-se o tipo e os coeficientes de majoração das ações necessários à avaliação estrutural da doca. Assim, adotou-se a formulação inserida no Eurocódigo 2 (NP EN 1992-1-1), nomeadamente na definição da carga de verificação da resistência estrutural ao Estado Limite Último (ELU), através da combinação fundamental:

$$P_{sd} = \gamma_g * pp + \gamma_q * (i_t + i_a)$$

Onde:

- $\gamma_g$  – Coeficiente de majoração de ações permanentes, 1.35;
- $\gamma_q$  – Coeficiente de majoração de ações variáveis, 1 ou 1.5;
- $pp$  – Peso próprio;
- $i_t$  – Impulso do terreno;
- $i_a$  - Impulso da água.

Obs. Dada a incerteza quanto aos valores dos impulsos, definiu-se o seu coeficiente de majoração com 1,5. Estas majorações serão aplicadas quando o impulso tiver efeito desfavorável na estrutura, caso contrário o seu coeficiente reduz para a unidade. Podendo ser o caso do impulso hidrostático sentido na face inferior da laje de fundo, causando o levantamento da mesma.

### 3. Modelação da estrutura

O presente capítulo reflete a explicação do modelo de cálculo, utilizando o *software* de modelação de elementos finitos SAP2000®.

Verifica-se a existência de repetibilidade na secção transversal dos painéis ao longo do seu eixo longitudinal, bem como nas características geotécnicas e solicitações sentidas pela estrutura: hidrostática, do solo e do navio; repetindo-se ao longo do seu eixo longitudinal, permitindo assim simplificar o modelo considerando uma faixa representativa.

Definiu-se, então, uma faixa de 4 metros de comprimento, coincidente com o espaçamento entre contrafortes, facilitando a obtenção de esforços e deformadas. Como primeira análise aborda-se as diferenças em dois tipos de análise, com diferentes tipos de elementos: modelação através de elementos de barra e através de elementos de casca.

Definida a modelação, avaliam-se os parâmetros de solo a considerar na mesma, dividindo em duas zonas distintas: a zona de fundação das paredes periféricas e da laje de fundo. Nessas zonas definem-se os parâmetros de rigidez associados ao solo em questão, determinando-os através de uma retro-análise com base nos ensaios realizados pelo LNEC, na década de 70, permitindo definir o valor de redução de rigidez das estacas devido à interação do entre bolbos de pressão e o valor da rigidez de compressão do solo para a fundação assente diretamente no terreno.

Por fim, define-se o tipo de cargas testadas na estrutura que simulam a solicitação criada pelo navio, com base numa distribuição tipo dos picadeiros, definida pelo autor.

As medições das deformações apresentadas no seguimento do capítulo, são referentes a pontos pré-determinados, facilitando a sua comparação nos ensaios. Esses pontos são os apresentados na figura 13.

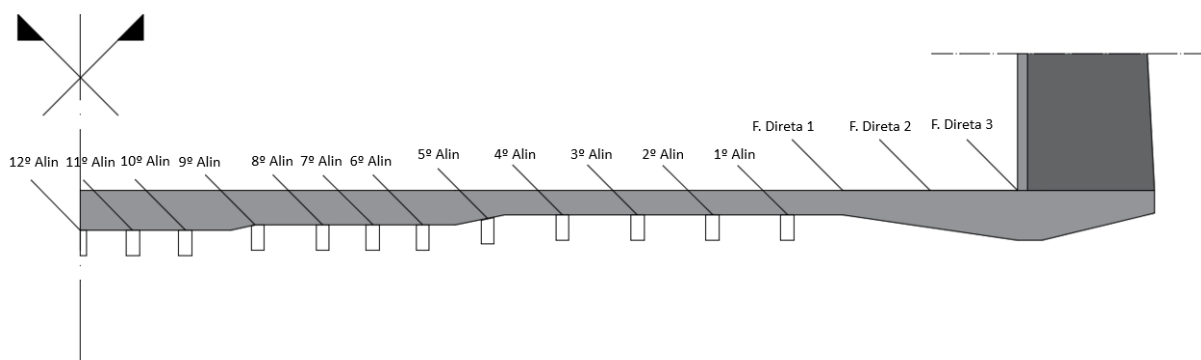


Figura 13. Caracterização dos pontos de medição da deformação, referentes ao painel 11.



### 3.1. Modelação do terreno e definição da ordem das ações

Os parâmetros referentes ao solo são simulados de duas formas: na zona de fundação direta considera-se séries de molas com comportamento elástico com rigidez de compressão e na fundação através de estacas a modelação é feita através de elementos de ligação, com comportamento não linear, existindo dois troços referentes à rigidez à compressão e à tração.

Exemplifica-se de seguida o método de introdução da rigidez nos elementos de ligação, referentes ao 1º alinhamento para a rigidez da estaca isolada. A rigidez é introduzida sob a forma de diagrama força-deslocamento, coincidente com os resultados obtidos pelo ensaio realizado às estacas apresentado nas tabelas 1 e 2 e na figura 7.

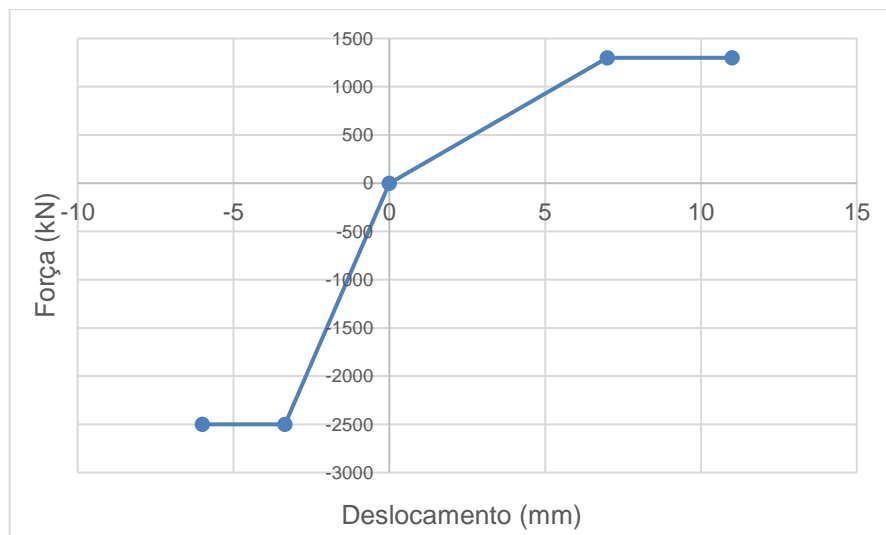


Figura 14. Relação força-assentamento referente ao 1º alinhamento para uma estaca de 12 metros de profundidade, a partir dos dados da estaca isolada.

Salienta-se que os valores da força de compressão estão representados com sinal negativo e os de tração com sinal positivo. Os restantes casos são definidos de igual forma, variando os valores de assentamento com base na rigidez associada. As cargas máximas de 2500 kN no caso de compressão e 1300 kN no caso de tração, resultam do valor máximo medido nos ensaios de carga, definido em 2.1.1. Após se atingir a carga última considerou-se um patamar onde ocorre deslocamento da estaca a carga constante, permitindo que durante o decorrer da análise o software caracterize este patamar com o esgotar da resistência da estaca e conseqüente rotura.

A definição do número de estacas em cada alinhamento é esclarecida analisando a planta de implantação das estacas, provenientes do projeto inicial. Esta avaliação é importante dada a existência de dois tipos de estacas e a diferentes afastamentos entre as mesmas, levando a que a rigidez associada a cada alinhamento não seja a mesma. Nota-se que, na faixa de 4 metros em análise coincidente com o afastamento dos contrafortes, nos primeiros alinhamentos (1º ao 4º), está inserida

uma estaca de 12 metros de comprimento por cada alinhamento, aumentando para duas estacas nos alinhamentos 5 a 9 e concluindo nos alinhamentos 10 a 12 com a existência de uma estaca de 12 metros e outra de 8 metros, dispostas alternadamente. Evidencia-se que a numeração dada aos alinhamentos se encontra no sentido crescente da esquerda para a direita, sendo o alinhamento 12 referente ao último alinhamento de estacas, coincidentes com o eixo de simetria transversal da secção, ilustrados na figura 15 e tabela 3.

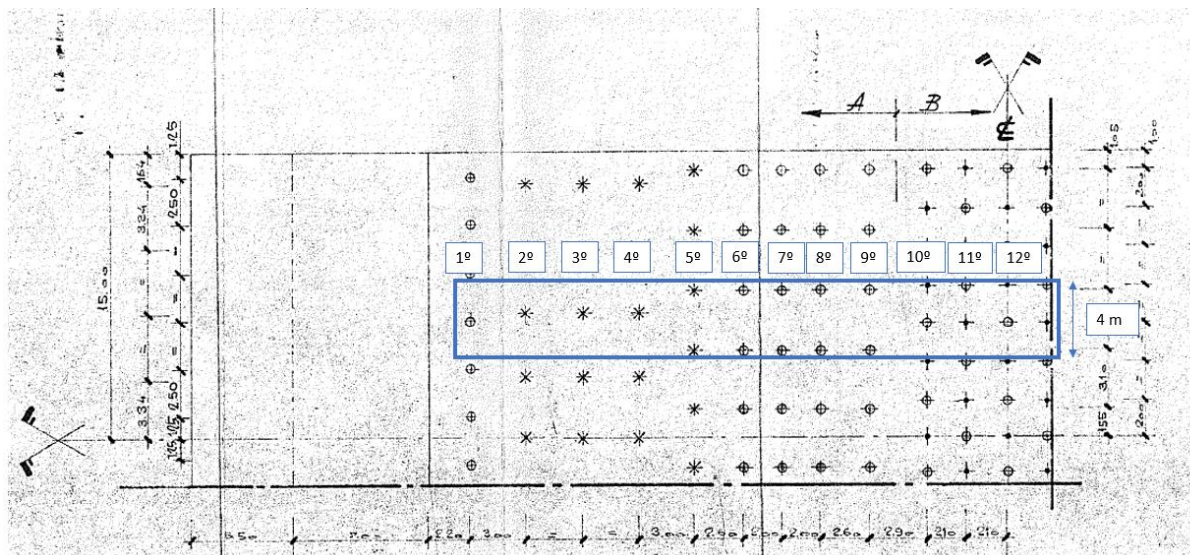


Figura 15. Definição da faixa de 4 metros utilizada no modelo e da numeração dos alinhamentos das estacas. (Fonte: Adaptado de Profrabril, Doca Seca Nº21)

Tabela 3. Número e tipo de estacas em cada alinhamento

Alinhamento	Número de estacas faixa 4 (m)	Tipo(s)	
1	1	12 m	
2	1	12 m	
3	1	12 m	
4	1	12 m	
5	2	12 m	
6	2	12 m	
7	2	12 m	
8	2	12 m	
9	2	12 m	
10	2	12 m	8 m
11	2	12 m	8 m
12	2	12 m	8 m

### Sequência de ações

A estrutura é solicitada por diversas ações provenientes de fontes e ocorrências temporais diferentes. A consideração das ações com atuação simultânea conduziria a que o comportamento resultante do modelo não represente o comportamento real da estrutura, portanto, a consideração da

ordem de atuação das cargas tem uma importância extrema. Para isso deve-se compreender o modo de atuação das mesmas, de modo a concluir uma ordem válida baseadas em ocorrências a que a estrutura esteve sujeita.

Como ponto de partida define-se como primeira carga o peso próprio da mesma, coincidente com a sua betonagem, fase em que nenhuma outra carga poderia ser aplicada à estrutura. Verifica-se que nesta fase o nível freático se encontra rebaixado através de um sistema de bombagem. Posteriormente, aquando do ganho de resistência do betão foi colocado o terreno no tardo das paredes periféricas, ficando a estrutura a suportar os impulsos provocados pelo mesmo, definindo-se assim como segunda ocorrência de carga o impulso de terreno. Nesta fase que foram colocados os aparelhos de observação de deformação, definindo-os como referência (Ponto 0) para análise das deformadas, igualando ao ponto de referência igual ao definido por J. Fernandes & R. Correia (1980). A instrumentação teve como objetivo efetuar a comparação entre as deformadas medidas aquando da construção da doca com as deformações medidas no modelo, consideração crucial na determinação do coeficiente de redução devido à interação entre bolbos de pressão, analisada no seguimento deste subcapítulo e ilustrado na figura 16 a deformada que serviu de base para a calibração dos resultados.

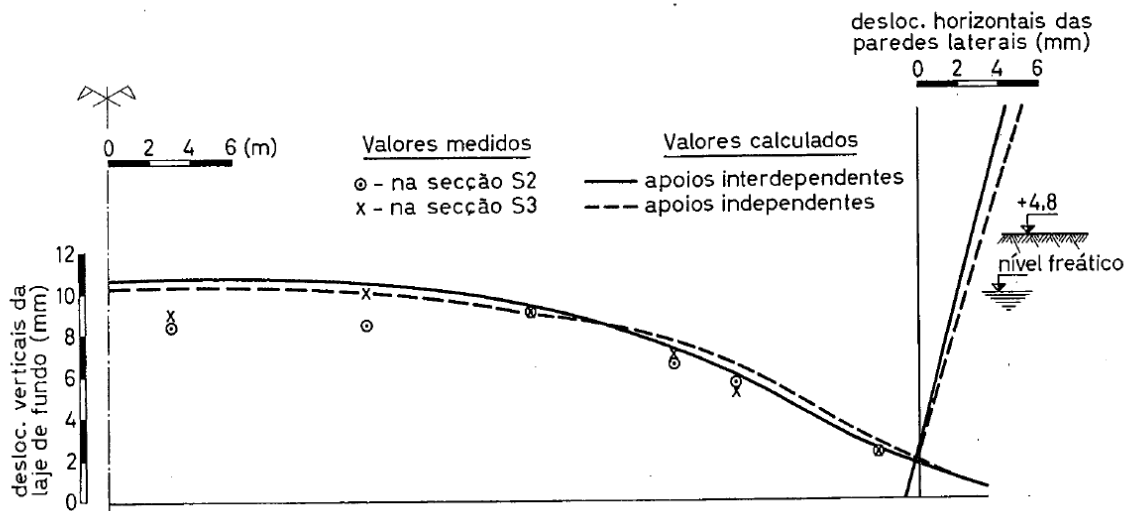
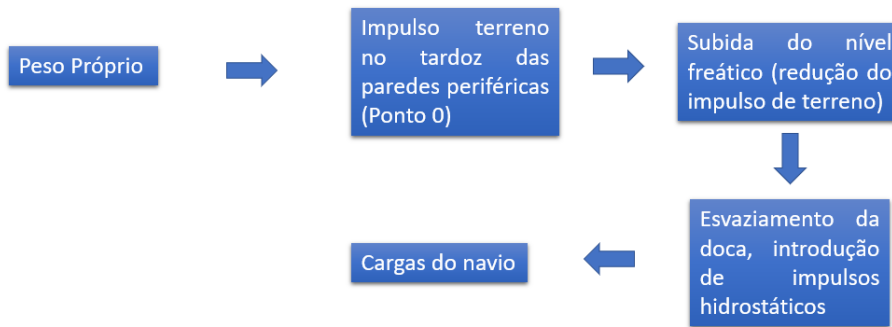


Figura 16. Deformada da doca referente ao primeiro esvaziamento, medidos por J. Fernandes & R. Correia, 1980.

Atingida a resistência necessária do betão o sistema de bombagem é desligado, proporcionado a elevação do nível freático até à cota normal, para o caso em estudo será a cerca de 3 metros de profundidade, em relação ao nível do solo. Procede-se ao esvaziamento da doca, com o intuito de medir as deformações que servirão de base para a calibração dos parâmetros do terreno, sendo caracterizada pela ação das subpressões na laje de fundo, promovendo o levantamento do fundo da doca do tipo cilíndrico e impondo rotação das paredes periféricas para o exterior. Por fim, serão as cargas referentes à ação do navio.

Resumidamente representa-se a ordem das ações de forma esquemática:



Os coeficientes de majoração são colocados em paralelo com a introdução das cargas no modelo, definindo uma majoração de 1,35 para o peso próprio e majoração de 1,5 para as cargas do navio e para o impulso do terreno. Para as cargas de impulso hidrostático serão realizados estudos comparativos onde se variam o coeficiente de majoração entre 1 e 1.5 de forma a averiguar a sua influência no comportamento estrutural da estrutura.

Obs: O relato dos casos de carga e da colocação dos aparelhos de medição de deformação é feito por J. Fernandes & R. Correia, no artigo “*Comportamento Estrutural de uma Doca Seca com Laje de Fundo Ancorada em Estacas*”, datado de 1980.

### 3.2. Modelação elementos de barra vs elementos de casca

No presente subcapítulo estuda-se a possível modelação a utilizar, comparando os modelos de elementos de barra e de elementos de casca, figura 17 e 18.

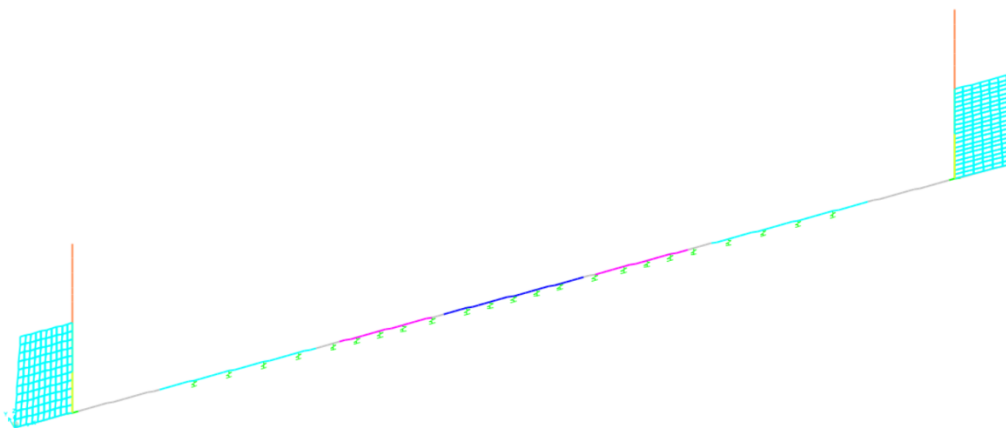


Figura 17. Modelação da laje através de elementos de barra.

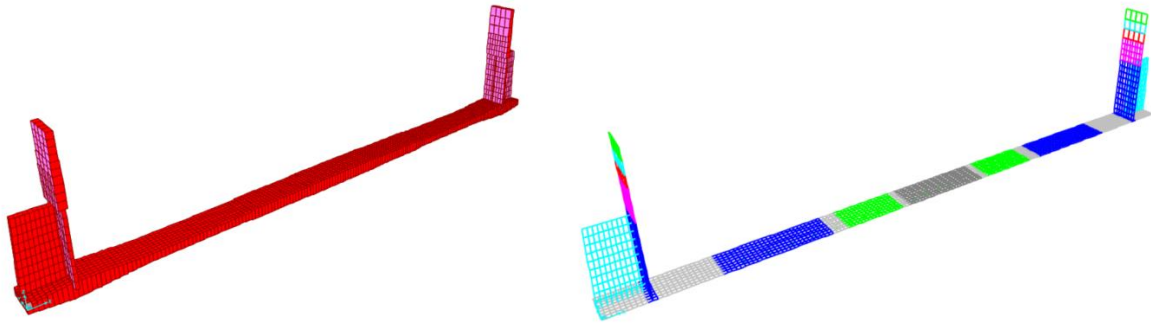


Figura 18. Modelação da laje através de elementos de casca.

A importância da comparação entre as duas modelações recai nas diferenças inerentes a cada tipo, concluindo que a modelação através de elementos de barra poderá ser mais vantajosa, pelo facto de ser uma formulação mais simples e permitindo obter os resultados de forma direta, ao invés, da utilização do modelo de elementos de casca onde a obtenção de esforços é feita através da integração das tensões, fornecidas pelo software, pela largura da secção.

Perante isto, procede-se à análise das deformações nos dois casos, quando a estrutura é solicitada à ação do peso próprio e dos impulsos de terreno e hidrostático e considerando a resistência máxima do betão, ilustrado na figura 19.

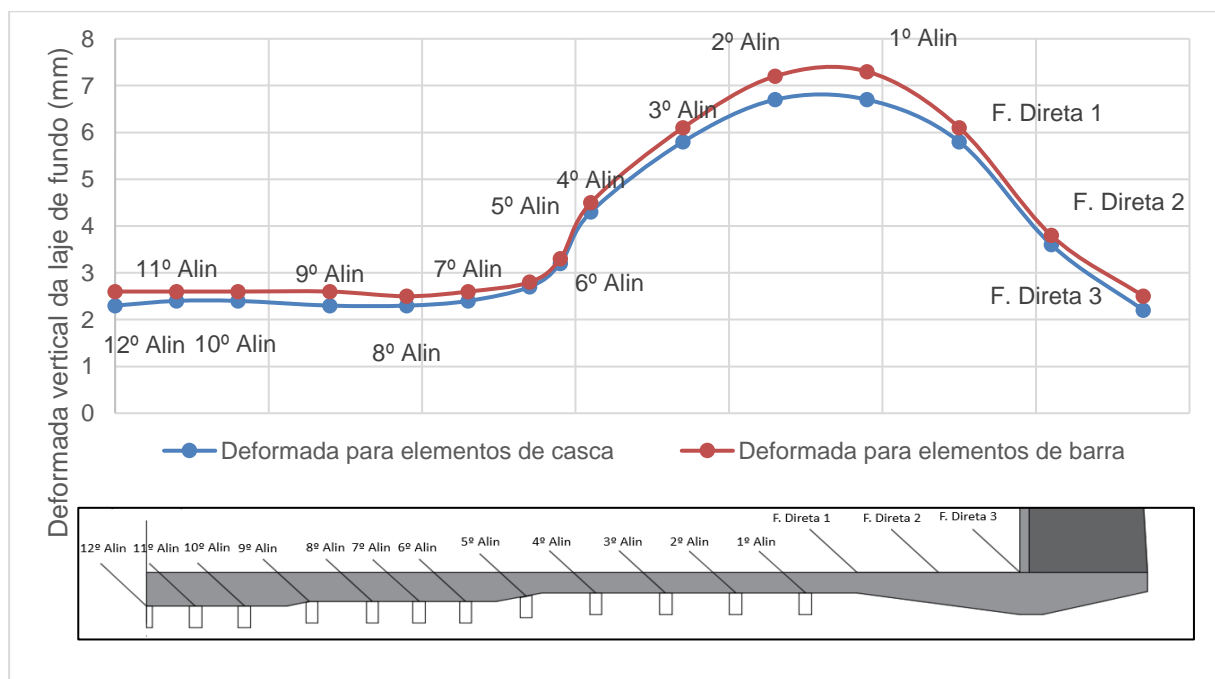


Figura 19. Deformadas referentes às modelações do tipo elemento de barra e elemento de casca.

Tanto na modelação através de elementos de barras como na modelação através de elementos de cascas, definiu-se a localização das estacas de forma semelhante, por forma a tornar a análise comparativa entre as duas soluções o mais idêntico possível, minimizando erros e disparidades nos resultados devido a fenómenos de pura modelação. Salienta-se que a abordagem considera a rigidez associada a cada alinhamento como referente à consideração de estacas isoladas, descartando, numa fase inicial, a utilização do fator de redução influenciado pela interação entre bolbos de pressão.

Observando a figura 19 referente às deformadas dos modelos do tipo elemento de barra e elemento de casca, verifica-se que a deformada medida pelos elementos de casca é inferior à deformada dos elementos de barra, isto deve-se ao facto dos elementos de barra apresentarem comportamento unidirecional e os elementos de casca comportamento bidirecional, tornando a estrutura modelada com elementos de casca mais rígida. Ainda assim as diferenças na deformada são pequenas permitindo concluir que, do ponto de vista da deformação, ambos os modelos são válidos e oferecem resultados semelhantes. Avaliando os aspetos positivos e negativos de ambas as formulações defini a utilização do modelo do tipo barra, com 4 metros de largura.

### **3.3. Calibração dos parâmetros de solo**

No presente subcapítulo efetua-se a calibração dos parâmetros de rigidez do solo, nos diferentes tipos de fundação existentes, possibilitando a sua modelação no programa de elementos finitos. Como referido em 3.1, a simulação do comportamento do terreno no *software* é feita através da utilização de molas com comportamento linear elástico com funcionamento apenas a solicitações de compressão, no caso de fundação direta, e molas com comportamento não linear com funcionamento à tração e à compressão no caso de fundações por estacas.

De modo a permitir a melhor definição possível da rigidez do solo, efetuou-se uma retro-análise com base nas deformações medidas pelo LNEC, onde, de forma iterativa, se variou os parâmetros de entrada de rigidez das molas de forma a aproximar as deformadas medidas no modelo com as medidas nos ensaios. Em primeira análise determinou-se a rigidez da fundação direta, utilizando as teorias clássicas, abordadas em 1.2.2, como parâmetros de partida na análise. De seguida, determina-se o coeficiente de redução da rigidez das estacas, promovido pela interação entre bolbos de pressão, também de forma iterativa, tendo como primeira iteração definido o coeficiente de redução unitário, desprezando a interação entre bolbos de pressão e considerando a rigidez da estaca isolada em todas as estacas.

#### **3.3.1. Fundação direta**

Utilizando a equação (2), descrita em 2.2.2, é possível definir o valor de entrada de rigidez do terreno de fundação direta. Tratando-se de uma fundação com comprimento muito superior à sua

largura, considera-se uma fundação com 100 metros de comprimento e 10 metros de largura,  $\frac{l}{b} = \frac{100}{10} = 10$ , do tipo flexível em meio elástico semi-infinito define-se o valor fator dependente das dimensões da fundação ( $I_f$ ) como 2.56, através da tabela apresentada na figura 13.

Meio elástico semi-infinito			
Forma	Centro	Canto	Médio
Fundações flexíveis			
Círculo	1.00	0.64	0.85
Quadrado	1.12	0.56	0.95
Rectângulo L/B=2	1.53	0.76	1.30
L/B=5	2.10	1.05	1.82
L/B=10	2.56	1.28	2.24
Fundações rígidas			
Círculo	0.79		
Quadrado	0.82		
Rectângulo L/B=2	1.12		
L/B=5	1.60		
L/B=10	2.00		

Figura 20. Valor de  $I_f$  referentes ao meio elástico semi-infinito. (Fonte: Elementos da disciplina de Análise de Estruturas Geotécnicas).

Considerou-se um coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) de 0,3 em semelhança com o considerado por J. Fernandes & R. Correia, (1980) na sua análise à estrutura e módulo de deformabilidade  $E = 60000$  kN/m<sup>2</sup>, valor definido em 2.1.2, estando em condições de determinar o valor  $k_{sd}$ . Na tabela seguinte demonstra-se de forma sucinta os parâmetros de entrada na equação (3), bem como os valores obtidos por J Fernandes & R. Correia na sua análise.

Tabela 4. Análise comparativa dos parâmetros de obtenção do valor de  $k_{se}$ .

	Autor	J. Fernandes & R. Correia
E (kN/m <sup>2</sup> )	60000	90000
Coef. Poisson ( $\nu$ )	0.3	0.3
$I_f$	2.5	2.5
b (m)	10	6
$k_{sd}$ (kN/m/m <sup>2</sup> )	3000	8000

Verifica-se a existência de grandes disparidades entre os valores apresentados, devendo-se, maioritariamente, às diferenças no valor do módulo de deformabilidade. A definição dos valores referentes a parâmetros intrínsecos do terreno é complicada, sendo do discernimento de cada autor verificar se estes se adequam à realidade ou não, neste caso considerou-se uma análise mais conservativa onde se admite como primeira análise e desconhecendo as condições a que se encontra o terreno, uma rigidez de terreno de 3000 kN/m/m<sup>2</sup>. Representando na figura 21 a comparação das deformadas referentes à primeira iteração e à medida nos ensaios.

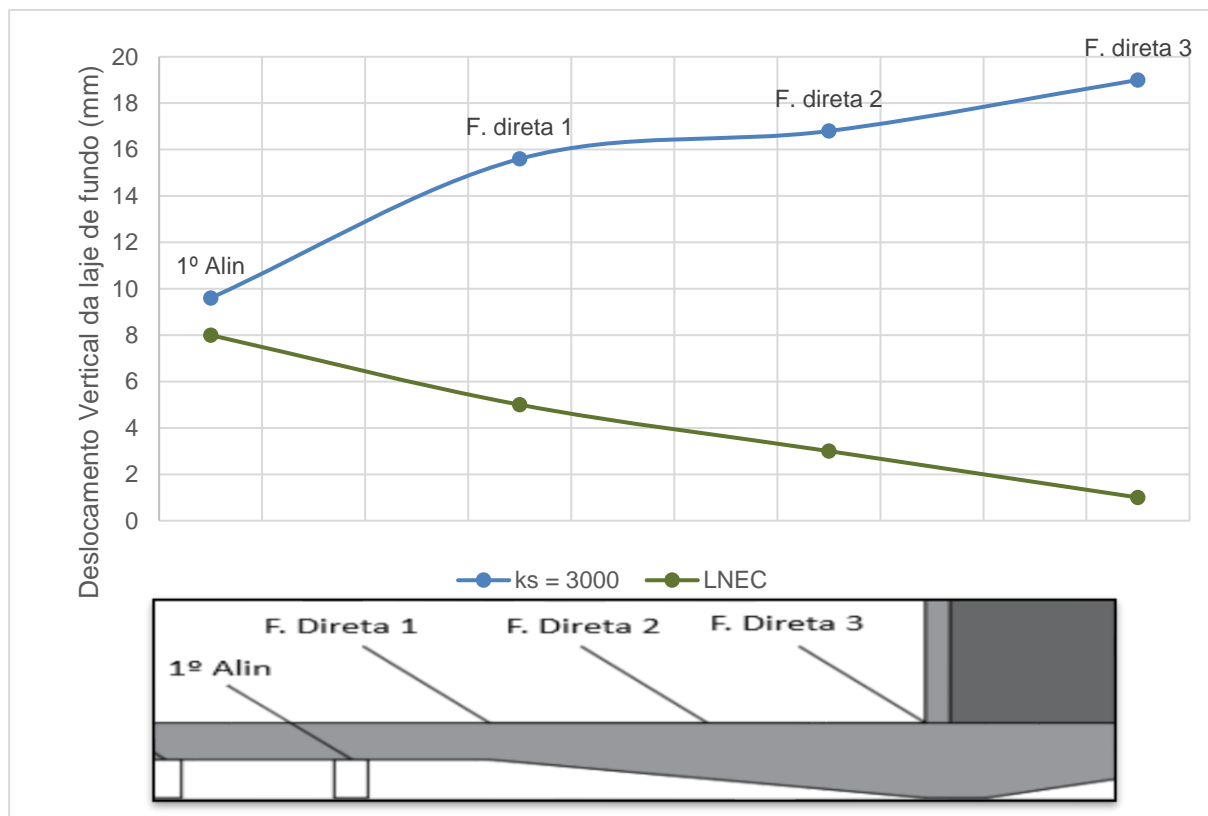


Figura 21. Deformada da laje de fundo simulada pelo modelo e medida através dos ensaios.

Analisando a figura 21 é evidente a discrepância de resultados entre o modelo e o ensaio. Salienta-se que a deformada apresentada não é em relação à posição indeformada, mas em relação à posição deformada após ação do peso próprio e do impulso de terreno, Ponto 0 abordado em 3.1. A deformada representa a deformação medida após o Ponto 0, sendo referente ao esvaziamento da doca ou apenas à consideração do impulso hidrostático na laje. Compreendida que tipo de deformação se está perante, conclui-se que a rigidez da 1ª iteração é consideravelmente inferior à real, uma vez que a impulsão sentida no tardo das paredes periféricas, auxiliado pela falta de rigidez do solo, promove uma rotação excessiva, para o interior, da fundação verificada pela figura 21.

Nas iterações seguintes procedeu-se, então, ao aumento do valor do  $k_s$ , definindo da seguinte forma:



Tabela 5. Parâmetros de rigidez utilizados nas diferentes iterações.

Iterações	Valor do $k_{se}$ (kN/m/m <sup>2</sup> )
1	3000
2	20000
3	30000
4	64000

Na figura seguinte apresenta-se os resultados das iterações acima descritas.

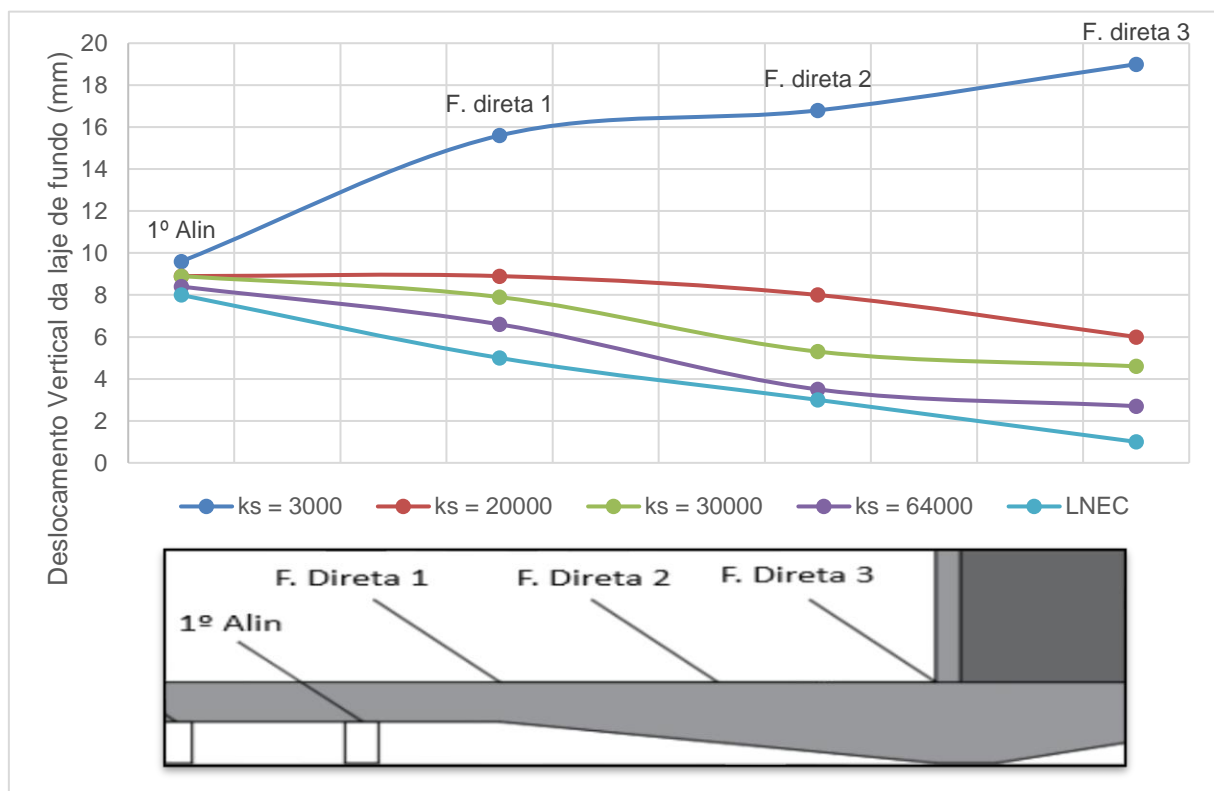


Figura 22. Deformada da laje de fundo referente às diferentes iterações.

Como seria de esperar, o aumentar da rigidez da estrutura aproxima as deformadas medidas no modelo com a medida através do ensaio, concluindo que a rigidez final a adotar no modelo é de 64000 kN/m/m<sup>2</sup>. Apesar da deformada não ser exatamente igual à medida nos ensaios, considera-se que o

erro associado à diferença entre as duas deformadas, referente ao  $k_{se} = 64000 \text{ kN/m/m}^2$  e ao ensaio medido pelo LNEC, é insignificante.

A título de curiosidade, definiu-se o valor da rigidez com base na formulação de Vesic, definida em 2.2.2, onde se define o valor de  $k_{se}$  considerando o valor o coeficiente de Poisson e o módulo de deformabilidade, apresentado em seguida:

$$k_{se} = \frac{E_s}{(1 - \nu^2)} = \frac{60000}{(1 - 0.3^2)} \cong 65000 \frac{\text{kN}}{\text{m/m}^2}$$

Verifica-se que a formulação de Vesic simula, neste caso, com maior exatidão a rigidez do solo que a formulação inicialmente descrita. Conclui-se que o parâmetro adotado caracteriza com alguma exatidão a rigidez expectável do solo de fundação direta, sendo este o utilizado na definição das molas nas zonas de fundação da parede periférica e na zona entre estacas. Posteriormente será efetuada a análise de sensibilidade aos parâmetros de rigidez do terreno, onde a rigidez do terreno na zona entre estacas será alterada.

### **3.3.2. Fundação por estacas**

Definida a localização e número de estacas em cada alinhamento, procede-se à análise iterativa do parâmetro de redução da rigidez das estacas devido à interação entre bolbos de pressão para solicitações de tração. De forma semelhante ao efetuado anteriormente, arbitraram-se valores referentes à 1ª iteração, procedendo à sua alteração de modo a igualar as deformadas determinadas no modelo e as obtidas nos ensaios, limitando o fator de redução entre 1 e 7, ou seja, a redução será feita dividindo a rigidez associada à estaca isolada pelo fator de redução até que sejam atingidos os resultados expectáveis. Evidencia-se, que os gráficos seguidamente apresentados serão referentes à diferença entre as deformadas do Ponto 0 e a deformada após ação do impulso hidrostático.

Como primeira aproximação e desconhecendo a influência da interação entre bolbos de pressão nas estacas, admite-se a inexistência do mesmo, ou seja, considera-se que todas as estacas têm rigidez referente à estaca isolada, calculando a rigidez utilizando a equação 1, ou que o coeficiente de redução é unitário. Os resultados da 1ª iteração estão apresentados na figura seguinte.

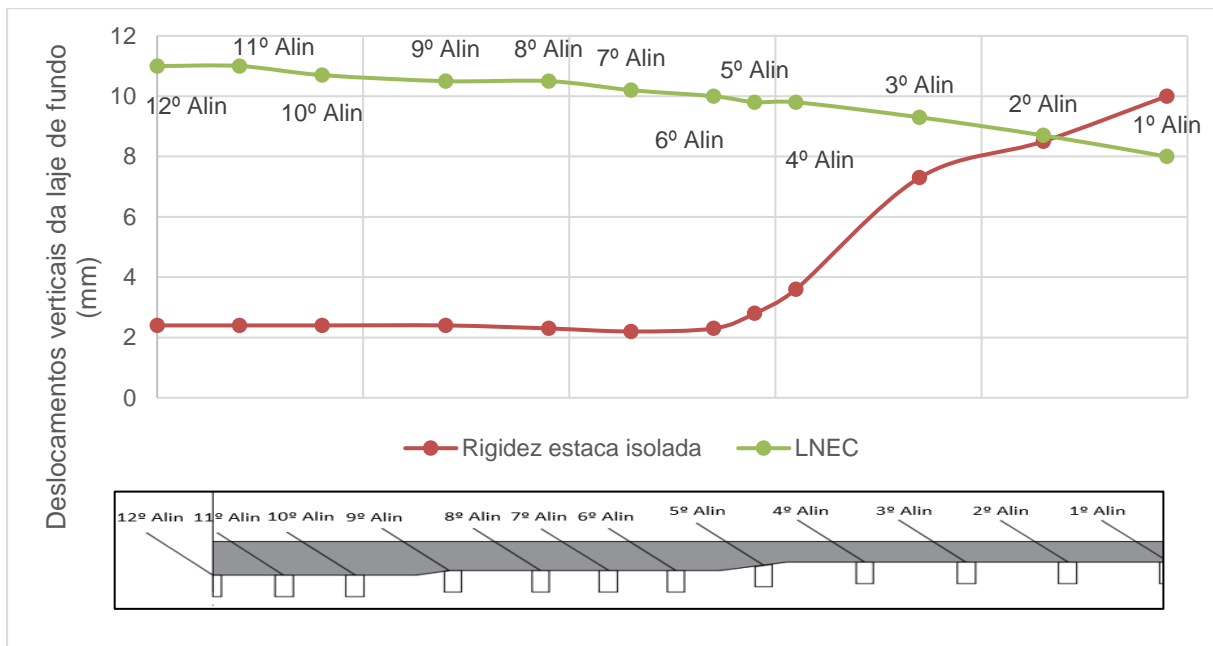


Figura 23. Deformada referente à 1ª iteração em comparação com o ensaio do LNEC, considerando as estacas com solicitação de tração.

Observa-se que na zona central a rigidez é bastante superior ao apresentado no ensaio, resultado expectável visto que, devido à densidade e proximidade das estacas na zona em questão, o fator de redução deverá ser elevado, sendo progressivamente menor à medida que nos afastamos do centro da laje de fundo. A utilização do coeficiente de redução unitário faz com que a estrutura apresente comportamento mais rígido que o esperado.

Nas fases seguintes da análise iterativa, efetua-se o aumento individual do coeficiente de redução a cada estaca, ou seja, o parâmetro de redução varia com base em inúmeros fatores, como proximidade entre estaca e número de estacas num grupo. Desta forma, e observando a deformada referente ao ensaio, conclui-se que o fator de redução será maior nos alinhamentos centrais e menor nos laterais, resultando na seguinte figura, referente à deformada da última iteração.

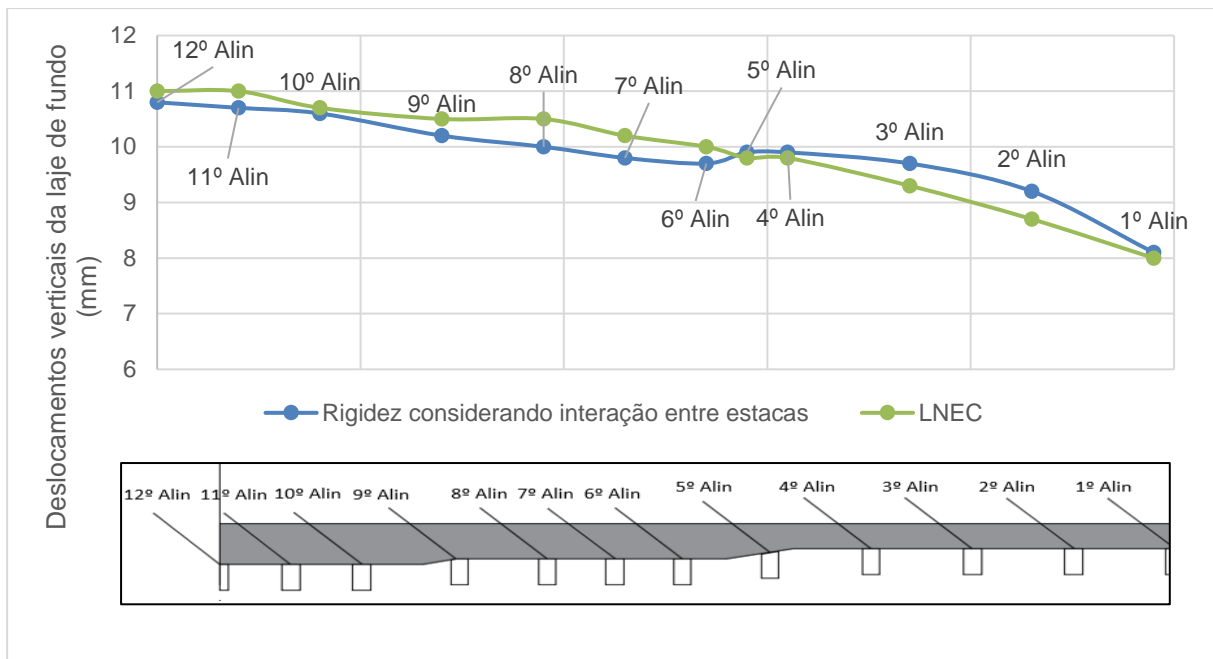


Figura 24. Deformada referente à última iteração em comparação com o ensaio do LNEC.

A figura 24 demonstra os resultados referentes à última iteração aquando da introdução dos coeficientes de redução pela interação entre bolbos de pressão. Verifica-se que as deformadas referentes ao modelo e ao ensaio são praticamente coincidentes, levando a concluir que o comportamento esperado do modelo da laje de fundo não se afastará muito da realidade. Quanto aos coeficientes de redução utilizados, são apresentados nas tabelas seguintes:

Tabela 6. Comparação do coeficiente de redução na 1ª iteração e na última.

Alinhamento	1ª iteração	última iteração
	Coeficiente de redução	Coeficiente de redução
1º	1	1
2º	1	1
3º	1	1
4º	1	2
5º	1	3
6º	1	4
7º	1	4
8º	1	4
9º	1	4
10º	1	4
11º	1	5
12º	1	5

*Tabela 7. Comparação da rigidez de cada alinhamento de estacas na 1ª iteração e na última, calculando a rigidez da 1ª iteração através da equação 1 e dos ensaios de prospeção geotécnica. Os valores da última iteração são calculados através da divisão da rigidez da 1ª iteração com o fator de redução ilustrados na tabela 6.*

Alinhamento	1ª iteração		Última iteração	
	Compressão (kN/m)	Tração (kN/m)	Compressão (kN/m)	Tração (kN/m)
1º	746269	185714	746269	185714
2º	746269	185714	746269	185714
3º	746269	185714	746269	185714
4º	746269	185714	373134	92857
5º	1492537	371429	497512	123810
6º	1492537	371429	373134	92857
7º	1492537	371429	373134	92857
8º	1492537	371429	373134	92857
9º	1492537	371429	373134	92857
10º	1301824	315714	325456	78929
11º	1301824	315714	260365	63143
12º	1301824	315714	260365	63143

Os resultados apresentados nas tabelas 6 e 7 demonstram que as estacas localizadas nos alinhamentos centrais (12º e 11º) sofrem uma redução maior, devido ao menor afastamento entre estacas, do que nos alinhamentos laterais, verificando que apesar de ser uma matéria pouco clara, nos tempos atuais, os fundamentos teóricos que servem de base estão corretos: o principal aspeto que conduz à redução da rigidez é a proximidade entre estacas e os resultados demonstram exatamente isso, a zona mais povoada, central, sofre maior redução que a lateral, menos povoada ou com espaçamentos maiores.

Salienta-se que os valores admitidos na modelação dos parâmetros do solo e na obtenção da rigidez dos elementos são baseados em campanhas de prospeção geotécnica e relatórios realizados na década de 70, não tendo sido realizados estudos geotécnicos recentes de modo a obter valores atuais das condições do solo. Perante esta conclusão, os valores admitidos durante o presente capítulo referem-se a uma primeira aproximação do comportamento expectável da doca, sendo alvo de modificação em capítulos posteriores onde se efetuará, como já foi referido, análises de sensibilidade a esses mesmos valores criando diversas situações hipotéticas a que a estrutura poderá estar sujeita.

A calibração do modelo de elementos finitos é, portanto, um passo fundamental na avaliação do comportamento da estrutura, razão pela qual se utiliza este tipo de *software*. A modelação estrutural constitui a tentativa de simulação de processos físicos através de modelos matemáticos. Assim, a simulação do comportamento estrutural encontra-se diretamente ligado aos parâmetros de entrada no modelo, concluindo que quanto melhor forem representados os processos físicos observados e/ou calculados no modelo matemático, mais próximo os resultados estarão da realidade. Este capítulo tem como função, com base nos dados fornecidos, aproximar ao máximo o comportamento do modelo do expectável.

### 3.4. Definição e localização de cargas

De modo a caracterizar o limite de resistência da laje de fundo da doca, torna-se necessário determinar qual o tipo de solicitação a que está sujeita, existindo uma infinidade de possibilidades devido à existência de inúmeros tipos de embarcações, variando em tamanhos e disposições de casco.

O presente estudo não objetiva a determinação da carga máxima com base no tipo de embarcação, mas sim a determinação de cargas máximas com base nos tipos de secção de laje presentes. Deste modo, definiram-se 2 casos de disposição de cargas com objetivo de verificar a resistência máxima nas diferentes seções. O caso 1 é referente à colocação de um navio de grandes dimensões na doca, dispondo o seu peso ao longo da doca como descrito por J. Rodrigues, (2008) e ilustrando na figura 25, determinando a carga máxima incidente na zona central da laje, o caso 2 simula a colocação de uma embarcação de pequenas e médias dimensões, determinando desta forma a carga máxima nas zonas laterais da doca.

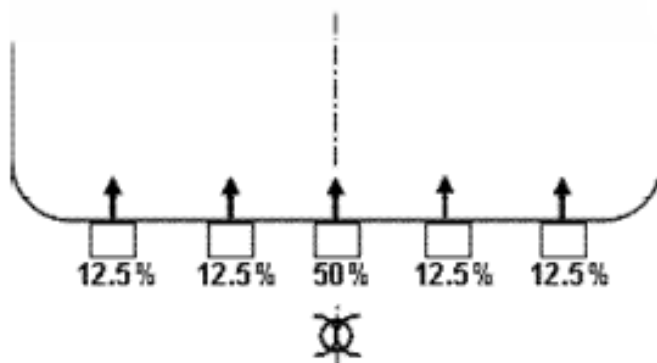


Figura 25. Disposição da transferência de carga para o caso 1.  
Fonte: J. Rodrigues, 2008.

A forma como a embarcação transfere a carga para a laje é feita através de blocos de betão, denominados picadeiros. A sua disposição é definida com base no tipo de embarcação, sendo definidas seguidamente para os diferentes casos. Por fim, define-se a intensidade de carga a aplicar no modelo, definindo-as incrementalmente. A razão pela qual se define diversas intensidades serve para avaliar a variação do comportamento da doca em função do aumento da carga, ao invés, da análise do estado de carga máximo, avaliação particularmente relevante no caso de flexão, na medida em que se caracteriza a evolução da formação de rótulas plásticas e redistribuição dos momentos, abordado no seguimento deste estudo.

### 3.4.1. Caso 1 – Navio de grandes dimensões

Neste caso, pretende-se analisar as solicitações criadas pelo navio de grandes dimensões, como por exemplo um navio cargueiro. Dadas as elevadas dimensões do mesmo define-se a localização dos picadeiros ao longo de toda a largura da laje de fundo, da seguinte forma:



Figura 26. Planta localização dos picadeiros, na faixa de 4 metros do painel 11.

Determinada a localização dos picadeiros na faixa de 4 metros em análise, define-se a sua implementação no modelo. Os picadeiros encontram-se colocados na superfície da laje, sendo aí que a carga será aplicada, já o modelo define a secção da laje de fundo pela sua linha média, existindo uma degradação de carga desde a superfície até ao centro da secção de cerca de 45 °. Em seguida define-se a degradação de cargas na zona central da laje que servirá de exemplo para as restantes secções.

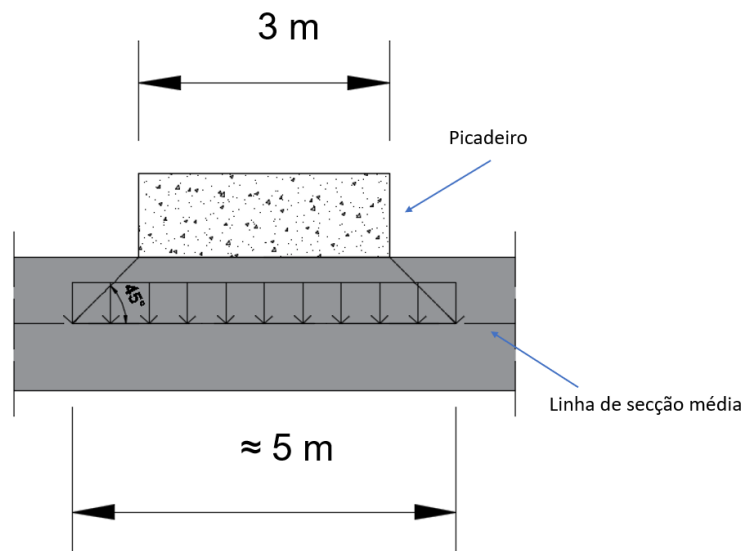
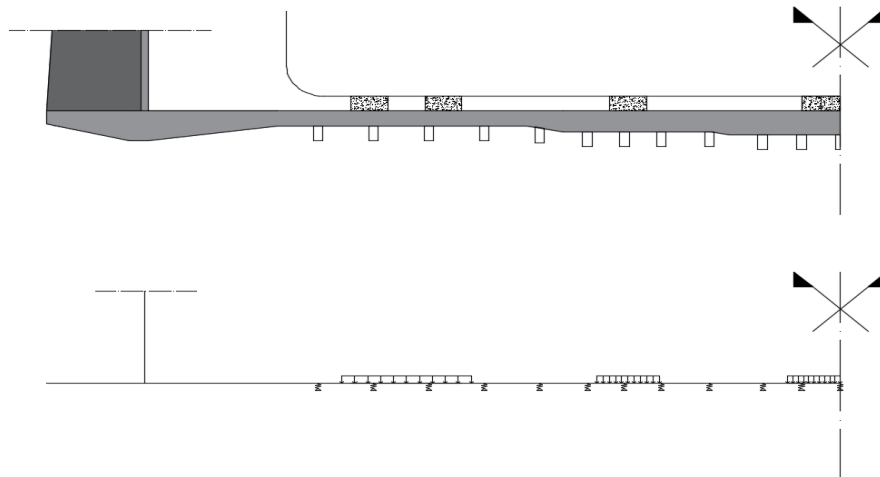


Figura 27. Degradação de cargas na secção central.

A simulação da ação do navio de grandes dimensões no modelo permite avaliar a resistência máxima, e conseqüente carga máxima, a que a secção central da laje de fundo tem capacidade de resistir, considerando a colocação de picadeiros ao longo da largura da secção, como demonstrado na figura 26. Coincidindo, assim, com o tipo de disposição adotada pelas empresas de docagem de navios.

Tendo em conta a disposição de picadeiros apresentada e a degradação de cargas, exemplificada anteriormente, define-se a localização das cargas no modelo da seguinte forma:



*Figura 28. Disposição de cargas após degradação à linha média.*

A avaliação da carga máxima do caso 1 tem enorme relevância para o estudo em causa, devido à consideração do maior navio a que a laje poderá estar sujeita, realizando neste caso uma análise mais aprofundada. Esta análise consiste na variação dos parâmetros de rigidez do terreno, de estacas e do betão, efetuando uma análise de sensibilidade nos diferentes casos e permitindo verificar a influência destes na resistência máxima da laje. Concluídas as análises de sensibilidade definem-se parâmetros de rigidez que permitam simular o comportamento presente da laje, denominado como ponto de referência.

### **3.4.2. Caso 2 - Navio de pequenas/médias dimensões**

O caso 2 simula a solicitação provocada por um navio de pequenas/médias dimensões, caracterizado pela consideração da transferência de carga para a estrutura através de um ou dois alinhamentos de apoio, quando se analisa a carga máxima na zona regular e na viga lateral, respetivamente. Figura 29.



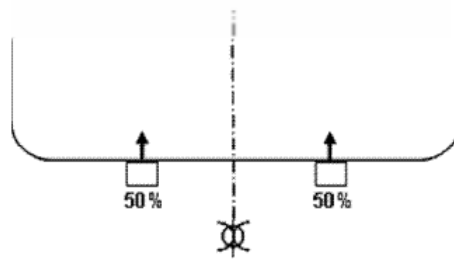


Figura 29. Disposição da distribuição de carga, referente ao caso 2.

Esta análise permite a avaliação da resistência máxima nas seções laterais da laje de fundo, considerando a atracagem de navios de dimensões pequenas ou médias. Considera-se um ponto de apoio na análise da zona regular e dois na viga lateral, de modo a facilitar o estudo e o número de casos a testar, coincidindo com o caso mais desfavorável em ambas as seções. Figura 30.

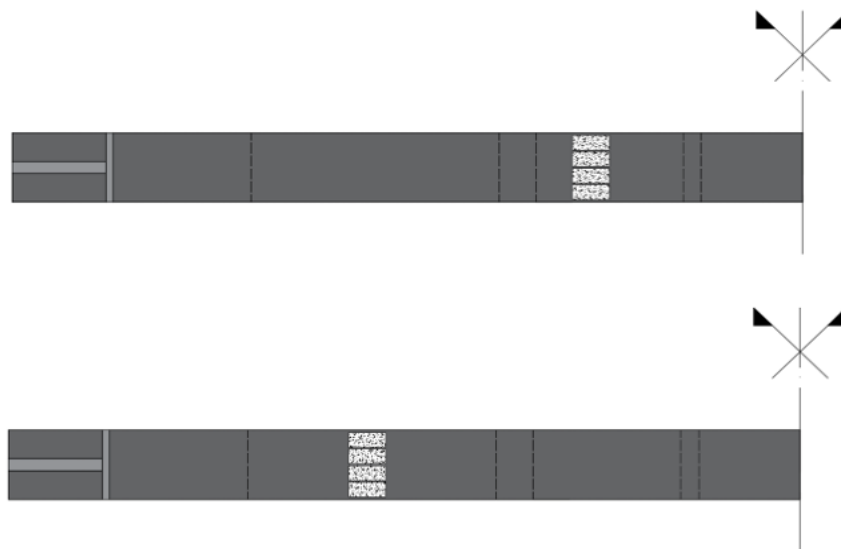
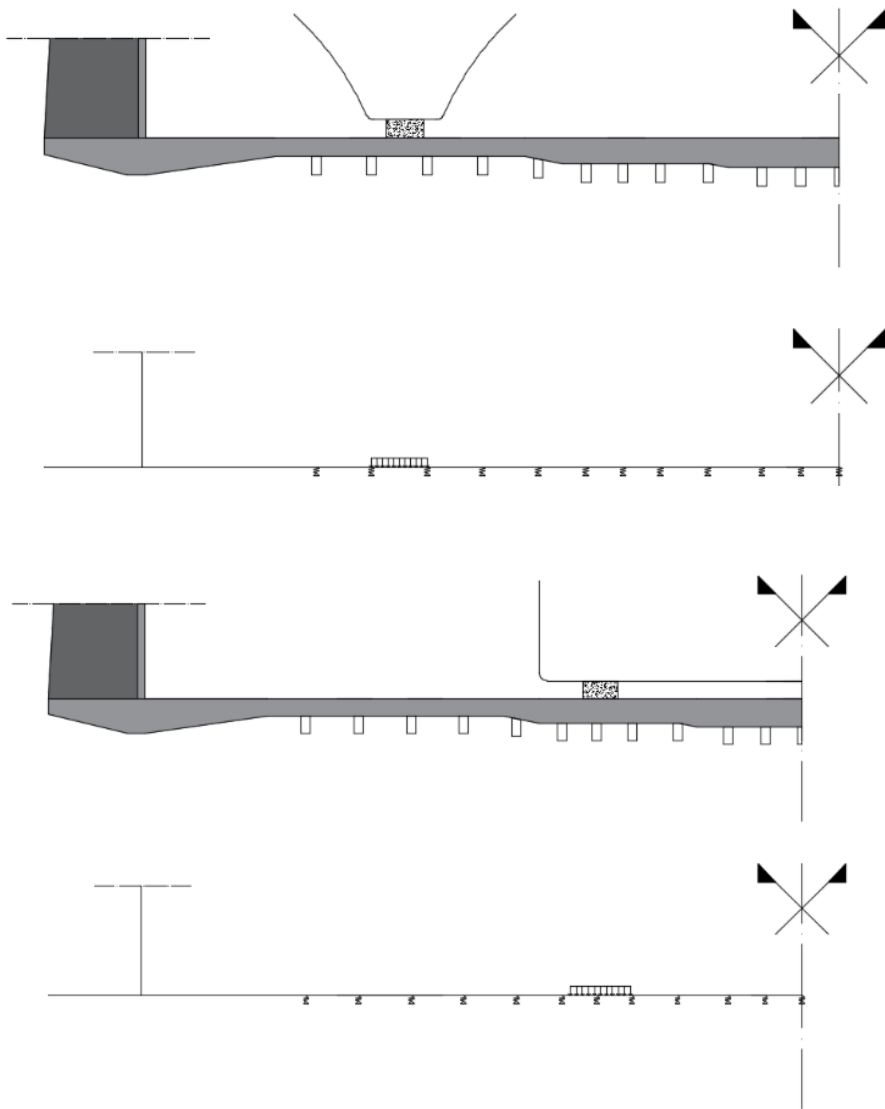


Figura 30. Planta de localização dos picadeiros, na faixa de 4 metros do painel 11. Em cima é relativo à análise da viga lateral e em baixo é relativo à análise da zona regular.

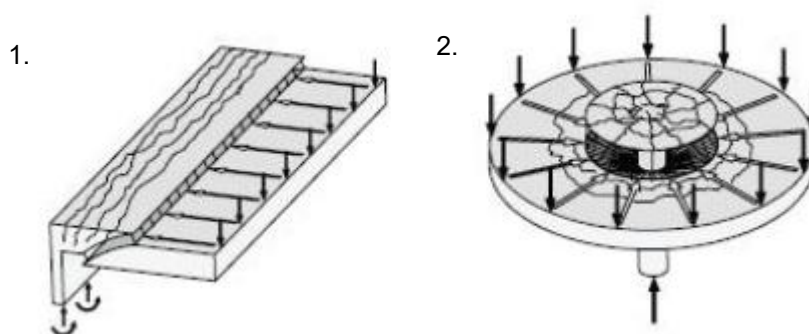
De forma semelhante ao apresentado em 3.4.1., é efetuada a degradação das cargas à sua linha média, definindo a disposição das cargas no modelo da seguinte forma, para os dois casos expostos:



*Figura 31. Disposição de cargas após degradação à linha média.*

## 4. Capacidade estrutural relativa ao esforço transverso

O presente capítulo objetiva a avaliação da capacidade de carga máxima, resistida pela laje de fundo, perante a solicitação de esforço transverso. O efeito do esforço transverso em elementos sem armadura transversal é um tema bastante complexo, verificando-se a inexistência de modelos explicativos que caracterizem o modo de encaminhamento de cargas, baseando os documentos normativos atuais em modelos empíricos. (R. Daniel & R. Terras, 2013) Evidencia-se, também, o extremo cuidado no dimensionamento ao corte devido ao seu comportamento de rotura frágil (J. Feld, 1974), dividindo-a em dois tipos: rotura por esforço transverso (1.) e rotura por punçoamento (2.), figura 32. A rotura presente (1.) é referente a uma laje com descarga de carga uniforme e numa direção, verificando-se a formação de fendas paralelas ao alinhamento de apoio e a rotura presente em (2.) é referente à rotura por punçoamento, criando-se fendas circulares em volta da zona de apoio. (P. Hakimi, 2012).



*Figura 32. Modos de rotura por corte. Esquerda - rotura por esforço transverso característica na ligação laje com viga. Direita - rotura por punçoamento (Fonte: P. Hakimi, 2012).*

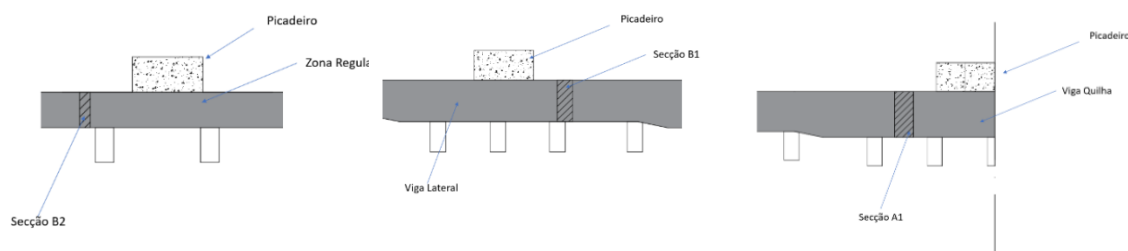
A estrutura em estudo caracteriza-se por ser uma laje assente em estacas, levando a acreditar que o modo de rotura apresentado seria o de rotura por punçoamento, mas devido à proximidade entre as estacas e a distribuição das cargas numa direção, a rotura deverá apresentar um padrão semelhante ao apresentado em 1., considerando este como critério para a avaliação da carga máxima a que a laje de fundo poderá estar sujeita.

O dimensionamento de estruturas planas, ou seja, lajes, dispensa em geral a contribuição de qualquer tipo de armadura transversal, uma vez que as solicitações a que se encontram sujeita são geralmente pequenas, (R. Daniel & R. Terras, 2013) garantindo a resistência ao esforço transverso a partir da resistência do betão.

No que se refere à avaliação da capacidade resistente ao esforço transversal, a regulamentação nacional sofreu drásticas modificações ao longo dos anos, devido ao conhecimento adquirido e estudos realizados, levando a que, desde a construção da estrutura em estudo até aos dias de hoje, a regulamentação tenha sido alterada por duas vezes, levantando questões a cerca da adequabilidade dos valores de resistência considerados na fase de projeto e requerendo uma análise comparativa entre os diversos regulamentos de modo a responder a este problema.

Relativamente à avaliação dos esforços atuantes, a definição dos parâmetros relativos ao estado de conservação da laje e do solo, como descrito em capítulos anteriores, é algo bastante complicado considerando os dados a que o autor teve acesso. Considerando como melhor método de abordagem da questão uma análise de sensibilidade dos parâmetros de rigidez do solo e do betão, consistindo na variação da rigidez entre valores máximos e mínimos e baseado em casos possíveis de conservação da estrutura. Definindo no final um caso referência para os parâmetros de rigidez, ao qual se verifica a carga máxima a que a estrutura poderá estar sujeita, considerando a atuação de navios de grandes dimensões (Caso 1) e de pequenas ou médias dimensões (Caso 2).

Definiram-se secções críticas de modo a verificar a segurança ao esforço transversal, demonstradas na figura 33.



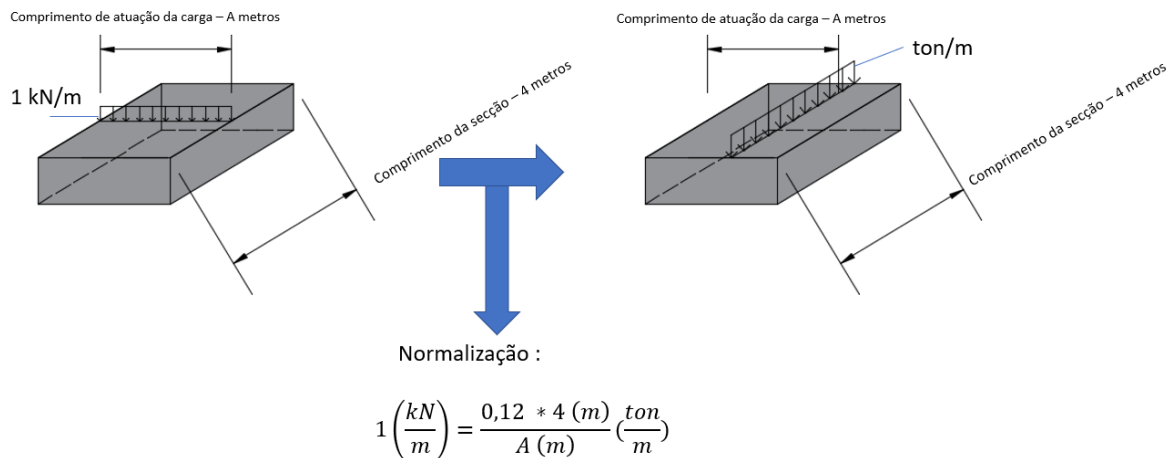
*Figura 33. Definição das zonas de análise para os diversos casos de carga.*

A secção de análise denominada A1 na figura 33, é referente ao caso 1, ou ao caso de um navio de grandes dimensões, objetivando a determinação da carga máxima na viga quilha, as secções B1 e B2 são referentes ao caso 2, ou ao caso dos navios de pequenas e média dimensões, de modo a determinar a carga máxima na viga lateral e na zona regular, respetivamente. As zonas críticas são definidas a uma distância  $d/2$  do picadeiro, sendo  $d$  a altura útil da laje, desta forma tem-se em consideração a parcela de carga que descarrega diretamente no apoio, considerando apenas as zonas a mais de  $d/2$  da face do picadeiro para avaliação da segurança ao esforço transversal.

### **Apresentação dos resultados**

No decorrer do estudo os resultados serão apresentados de duas formas distintas: carga segundo a largura da laje de fundo, coincidente com a carga exercida pelos picadeiros na laje de fundo, representada a kN/m e carga segundo o comprimento da laje de fundo, coincidente com a carga exercida pelo navio sobre os picadeiros, representada a ton/m. A formulação em kN/m é utilizada para a realização e obtenção dos resultados, por ser mais intuitiva e amplamente mais utilizada, efetuando

posteriormente a normalização para ton/m, formulação formalmente utilizada para apresentar os resultados neste tipo de análises. De seguida, efetua-se a normalização dos resultados de kN/m para ton/m:



*Figura 34. Exemplo de normalização das cargas.*

Exemplificando para o caso da viga de quilha, para um comprimento da atuação de força de 5 metros (determinado no capítulo 3.4.1, figura 27) e para o caso de a análise resultar uma carga máxima nos picadeiros de 1 kN/m, a pressão exercida pela quilha do navio na laje será de:  $\frac{0,12 * 5}{4} = 0,15 \text{ ton/m}$ . Durante o decorrer do estudo os resultados serão apresentados em kN/m e posteriormente transformados em ton/m apenas os resultados e conclusões finais.

## 4.1. Diferenças na regulamentação no dimensionamento ao corte

O comportamento ao esforço transversal de elementos sem armadura transversal é caracterizado pela sua rotura de carácter frágil, ou seja, dá-se a rotura após ser atingida a máxima força resistente, considerando-a como ação condicionante na análise e verificação da resistência da estrutura. O conhecimento atual perante os efeitos do esforço transversal em estruturas de betão armado, é substancialmente mais elevado aquando da construção da doca na década de 70, segue-se então, a análise da regulamentação desde a construção da doca até aos dias de hoje. Refletindo com maior incidência na resistência ao esforço transversal em estruturas sem armadura transversal, utilizando os seguintes regulamentos:

- Regulamento de Estruturas de Betão Armado (REBA), 1967;
- Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforço (REBAP), 1983;

- Eurocódigo 2 (EN 1992-1-1), 2010.

## REBA

A resistência ao esforço transversal em estruturas sem armadura transversal, segundo o Regulamento de Estruturas de Betão Armado, é obtida da seguinte forma:

$$V_{rd} = \tau_o * b * d \quad (6)$$

Onde:

- $\tau_o$  representa a tensão de referência em MPa;
- $b$  representa a secção de controlo;
- $d$  representa a altura útil.

Os valores apresentados na tabela 8, representam a tensão máxima para a qual a secção resiste ao esforço transversal sem que seja necessária a adição de armadura transversal.

*Tabela 8. Valores máximos de tensão de referência, pelo qual a resistência é assegurada pelo betão (Adaptado de REBA).*

Classe do betão		B180	B225	B300	B350
Tensão de referência $\tau_o$ (MPa)	Em geral	0.78	0.88	0.98	1.08
	Lajes	1.18	1.32	1.47	1.61

## REBAP

O valor da resistência do esforço transversal em estruturas sem armadura transversal é obtido de forma semelhante ao regulamento anterior, REBA (Regulamento de Estruturas de Betão Armado), através da equação (7):

$$V_{rd} = 0.6 (1.6 - d) * \tau_1 * b * d \quad (7)$$

Onde:

- $\tau_1$  representa a tensão de referência em MPa.

A diferença recai nos valores da tensão de referência apresentados tabela 9.

Tabela 9. Valores da tensão de referência,  $\tau_1$ .

Classe de betão	B15	B20	B25	B30
$\tau_1$ (MPa)	0.5	0.6	0.65	0.75

## Eurocódigo 2

O valor de resistência ao esforço transversal, de acordo com o Eurocódigo 2, para estruturas de betão sem armadura de transversal é dado por:

$$V_{rd} = \left[ \frac{0.18}{\gamma_c} * k \left( 100 * \rho * f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} \right] * b * d \geq 0.035 * k^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{1/2} \quad (8)$$

Onde:

- k representa um fator de escala, limitado superiormente por 2;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} < 2, \text{ com } d \text{ em mm.}$$

- $\gamma_c$  representa o coeficiente de segurança do betão, fornecido pelo Eurocódigo 1, tomando o valor de 1.5;
- $f_{ck}$  representa a tensão de rotura do betão à compressão em MPa;
- $\rho$  representa a percentagem armadura longitudinal na estrutura, limitado superiormente por 2%;

$$\bullet \rho = \frac{A_{sl}}{b*d} < 0.02$$

- $A_{sl}$  representa a área de tração prolongada para além da secção considerada de comprimento maior ou igual a  $l_{bd} + d$ .

Resta agora comparar os valores de resistência de cada uma das formulações, definindo como variável a altura útil (d) e mantendo constante os restantes parâmetros. O Eurocódigo 2 faz intervir na resistência ao esforço transversal uma parcela referente à armadura longitudinal. Para esse efeito, consideram-se três casos em que se faz variar a taxa de armadura longitudinal ( $\rho$ ) entre 0.5 % e 1.5%. Os resultados desta comparação encontram-se retratados na figura 35.

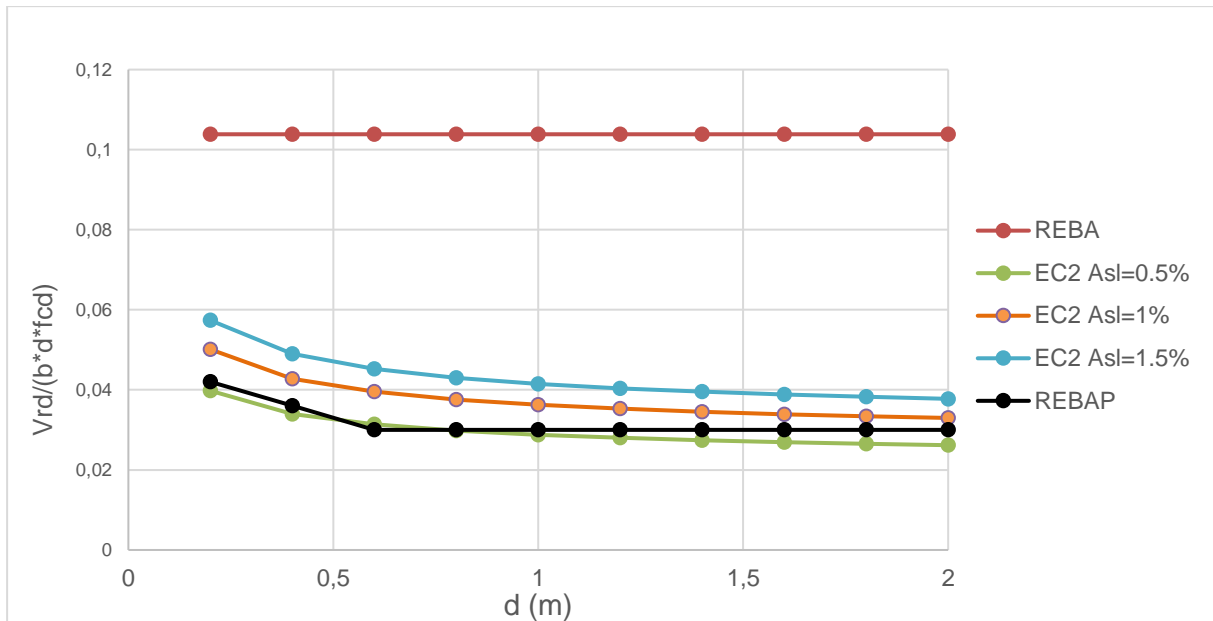


Figura 35. Esforço Transverso sem armadura transversal.

Observando a figura 35, verifica-se a enorme disparidade entre os valores de resistência dados pelo REBA e os restantes regulamentos, notando-se uma sobrestimação da resistência em cerca de 2 a 4 vezes. Anos mais tarde foi lançado um novo regulamento, o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforço, em 1983, onde uma das maiores diferenças recaiu sobre a avaliação da resistência ao esforço transverso em estruturas sem armadura transversal, fruto de progressos técnicos relevantes, notando-se a redução substancial da resistência. Com a introdução da regulamentação atual, Eurocódigo 2, o valor da tensão de referência passaria a ser função da taxa de armadura longitudinal ( $\rho$ ). No decorrer do estudo, utilizar-se-á a formulação atual, Eurocódigo 2, na determinação do esforço transverso resistente, essencial na caracterização da capacidade máxima da estrutura.

A importância de uma melhor compreensão dos efeitos do esforço transverso numa estrutura é vital. Para além disso, a reduzida resistência provinda do facto da ausência de armadura transversal leva a que muitas estruturas entrem em rotura por corte sob a ação de solicitações baixas. O modo de rotura do esforço transverso é de carácter frágil, isto é, após ser igualada a resistência máxima a estrutura colapsa sem aviso prévio. Tratando-se de uma estrutura que foi dimensionada de acordo com o regulamento de 1967 (REBA), a segurança da mesma, face ao esforço transverso, poderá estar comprometida.

## 4.2. Caso 1 – Navio de grandes dimensões

A avaliação estrutural, perante a ação de esforços de corte, terá uma abordagem diferente da adotada para os esforços de flexão, dadas as diferenças quanto ao seu critério de análise. A rotura e o



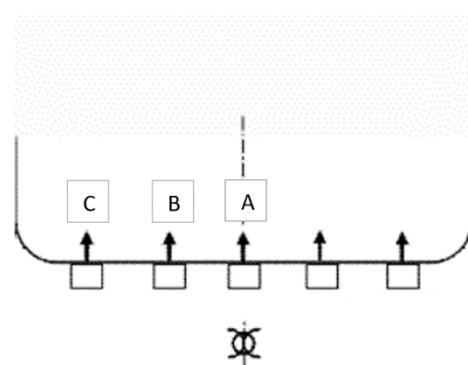
tipo de comportamento da estrutura influenciam a divisão dos dois casos, uma vez que perante a rotura frágil apresentada no esforço transverso, o comportamento da laje em estudo deverá ser linear.

Conhecendo o nível de cuidado a ter neste tipo de análise e desconhecendo o estado de degradação dos parâmetros de entrada, o objetivo deste capítulo será a medição da influência dos parâmetros de rigidez do solo e da laje, no comportamento final da estrutura, utilizando para tal uma análise de sensibilidade.

De modo a determinar a resistência máxima, efetua-se a análise para os níveis de carga apresentados na tabela 10 coincidindo com a implantação de navios de diferentes tamanhos. O aumento gradual da carga permite uma representatividade dos efeitos da mesma na estrutura, sendo coincidente com as disposições apresentadas nas figuras 28 e 31. Na tabela seguinte apresentam-se as cargas utilizadas em cada nível:

*Tabela 10. Tipos de carga utilizados na avaliação da capacidade resistente.*

Caso 1			
Nível	A (kN/m)	B (kN/m)	C (kN/m)
1	1250	312,5	104
2	1500	375	125
3	2000	500	167
4	2500	625	208
5	3000	750	250
6	4000	1000	333
7	5000	1250	417
8	6000	1500	500



*Figura 36. Disposição de cargas.*

Antes de iniciar a análise, considerando a modificação de parâmetros como rigidez do solo ou da laje, analisa-se a influência que os dois tipos de fundação: direta e por estacas, têm face a um degradar das condições inicialmente calculadas. Para isso, considera-se 3 casos de teste: o caso referencia (I), o caso em que se reduz a rigidez da fundação direta (II) e o caso onde existe perda de rigidez nas estacas (III), resumindo de forma qualitativa as reduções de rigidez de cada caso na tabela 11.

Tabela 11. Resumo qualitativo das reduções efetuadas em cada caso.

Casos	I	II	III
Rigidez da laje	Redução de 50 % face às características iniciais, considerando a fendilhação da estrutura.		
Rigidez do solo	Rigidez máxima determinada em 3.3.1.	Redução de 50 % face à rigidez de referência.	Rigidez máxima determinada em 3.3.1.
Rigidez das estacas	Rigidez máxima determinada em 3.3.2.	Rigidez máxima determinada em 3.3.2.	Redução de 30 % face à rigidez de referência.

A tabela 11 resume de forma qualitativa os parâmetros considerados nesta fase inicial, salientando que os valores utilizados como referência têm o único objetivo de servir de padrão para o qual os restantes casos serão comparados, definindo para tal os valores de rigidez do solo abordados no Capítulo 3 e a rigidez reduzida da laje, tendo em consideração a fendilhação presente na estrutura. Os casos II e III são, portanto, reduções face ao caso I, referindo que nesta fase inicial o valor presente da rigidez em cada caso não é o mais importante, mas sim a redução efetuada. A definição e caracterização destes parâmetros será realizada *à posteriori*, durante a realização das análises de sensibilidade.

A figura seguinte representa os resultados obtidos na análise dos diferentes casos:

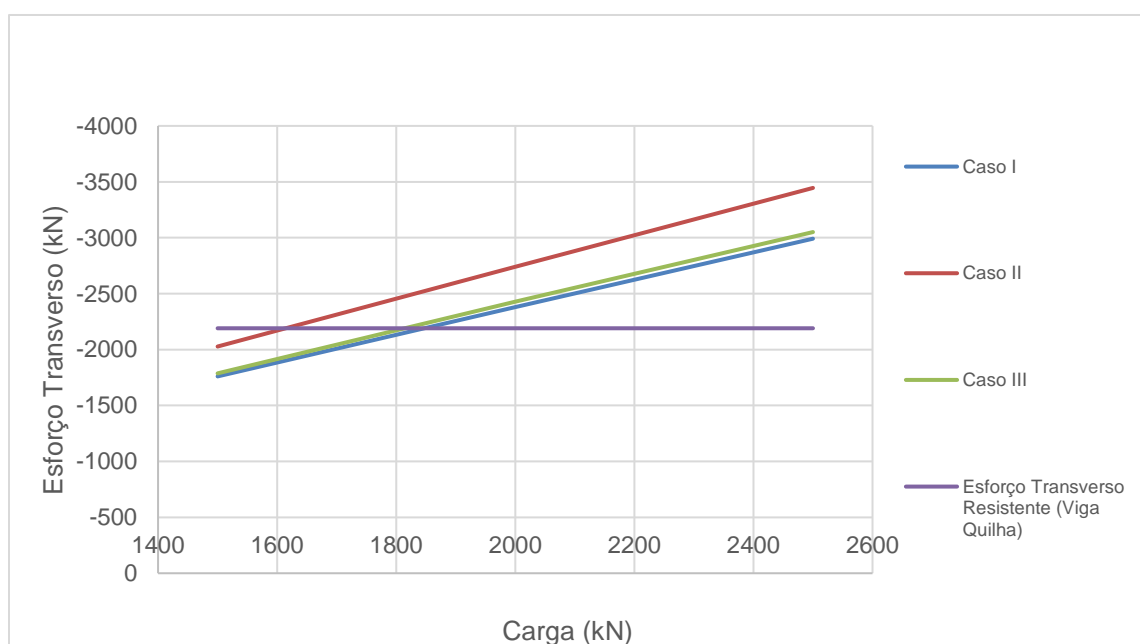


Figura 37. Análise comparativa da alteração dos parâmetros do terreno para a secção A1.

Reduzindo a rigidez do solo para metade, coincidindo com o caso II, ocorre um aumento no esforço transversal face ao verificado para o caso I, diminuindo a carga máxima que a estrutura suporta. Por outro lado, a redução na rigidez das estacas não causa impacto significativo nos esforços, mostrando-se semelhantes ao medido no caso referência. Comparando os três casos entre si, conclui-se que o tipo de fundação crítico é o direto, na medida em que uma variação na rigidez do solo, neste caso uma degradação face às condições iniciais, terá enorme influência no resultado final. Ao contrário, uma variação nas condições de rigidez da fundação por estacas não influencia o resultado final. De modo a entender esta conclusão, é necessário relembrar o propósito da implementação de estacas na estrutura: resistência a solicitações de tração criados pelos impulsos hidrostáticos atuantes na laje de fundo. A implementação de estacas revela-se pouco influente para o caso de solicitações à compressão, sendo estas resistidas na totalidade pela fundação direta.

A título de exemplo, verificou-se a influência da variação do coeficiente de segurança aplicado ao impulso hidrostático, uma vez que devido ao seu sentido, ascendente, a majoração do mesmo por 1,5 poderia favorecer a segurança e tratando-se de uma ação variável o coeficiente poderá ser reduzido para a unidade. Observando a figura 38, verifica-se que a diferença entre os esforços relativo aos dois coeficientes é muito reduzida, devido ao facto do impulso hidrostático ser relativamente baixo em relação à carga do navio, considerando a utilização do coeficiente de 1,5 no seguimento da análise.

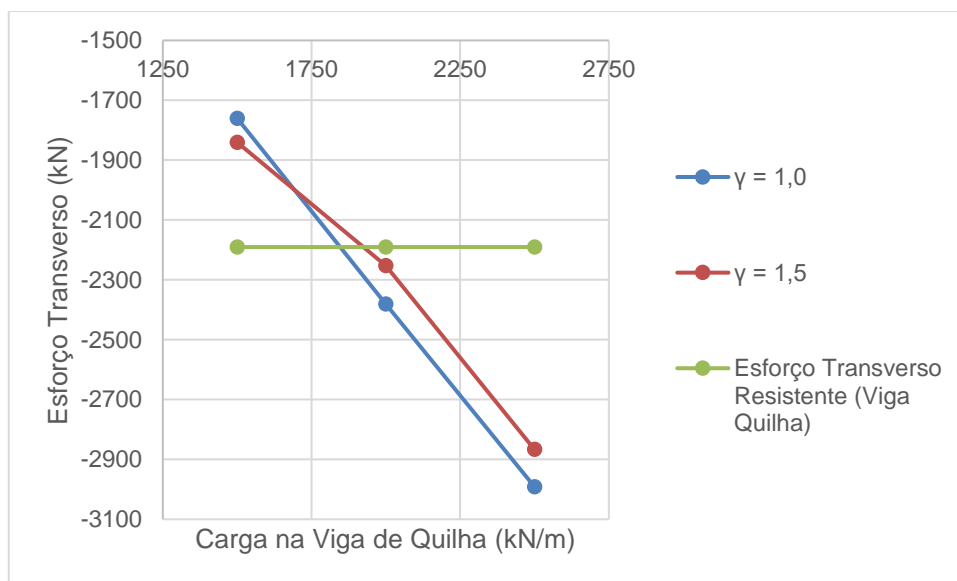


Figura 38. Análise comparativa entre coeficientes de segurança no impulso hidrostático, na secção A1.

As análises que se seguem surgem com base em considerações definidas através das análises mostradas anteriormente, resumindo nos seguintes pontos:

- A fundação principal em matéria de solicitações à compressão é a fundação direta, revelando que a fundação por estacas tem pouca influência;
- A consideração do coeficiente de majoração de 1,5 ou 1,0, nos impulsos hidrostáticos, tem pouca influência, considerando 1,5 na restante análise.

Segue-se então a realização de análise de sensibilidade, considerando a variação da rigidez da fundação direta e na variação da rigidez da laje.

### **Análise de sensibilidade à rigidez do terreno**

Na análise de sensibilidade à rigidez do terreno, efetuar-se-á a variação da rigidez da fundação direta de forma a interpretar a sua influência no comportamento final da estrutura, variando entre 20 % e 130 % da rigidez calculada no capítulo 3. Considera-se uma ampla gama de rigidezes definidas através de considerações hipotéticas do estado de degradação do terreno. O caso da melhoria do terreno face aos ensaios, deve-se ao facto da campanha de prospeção ter sido realizada antes da construção da estrutura e das estacas terem sido construídas por cravação direta no terreno, promovendo a compactação do terreno adjacente e uma possível melhoria das características do terreno. Por outro lado, as sucessivas ações de carga e descarga sentidas na laje, devido à entrada e saída de navios da doca, provocam um sucessivo compactar e descompactar do solo reduzindo as suas características resistentes, admitindo uma possível redução até cerca de 20 % da rigidez inicial. A rigidez da laje utilizada nesta fase inicial é igual ao considerado na influência entre a fundação direta e por estacas, de 50 % da rigidez inicial. As rigidezes consideradas na análise de sensibilidade são as definidas na tabela 12.

*Tabela 12. Resumo do valor de rigidez utilizado na análise de sensibilidade aos parâmetros de terreno.*

Percentagem face ao valor definido no Capítulo 3	Rigidez (valor de ks)
20%	12800 kN/m/m <sup>2</sup>
50%	32000 kN/m/m <sup>2</sup>
100%	64000 kN/m/m <sup>2</sup>
130%	83200 kN/m/m <sup>2</sup>

Apresentando os resultados na figura 39.

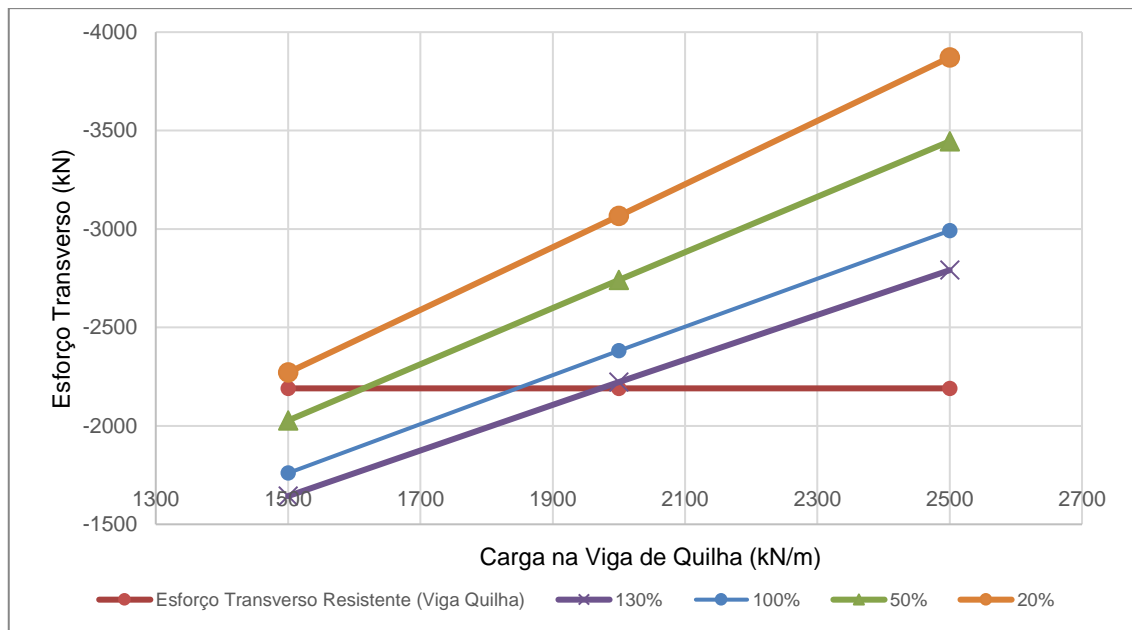


Figura 39. Resultados da análise de sensibilidade aos parâmetros do terreno na secção de análise A1.

Observando a figura 39, verifica-se uma diminuição da carga máxima resistida pela secção A1, à medida que se diminui a resistência da fundação, variando entre os valores 1400 e 2000 kN/m. É de notar que a variação da rigidez da fundação tem enorme influência na capacidade máxima da laje de fundo, obtendo uma variação de 600 kN/m entre o valor máximo e o mínimo. Porém, refletindo à cerca dos valores analisados, considera-se como valor final de carga máxima a que a viga de quilha poderá estar sujeita será um valor médio entre os extremos apresentados de cerca de 1700 kN/m, exercida pelos picadeiros na laje de fundo, resultando numa carga de 240 ton/m, exercida pelo navio nos picadeiros. Exclui-se os resultados apresentados como extremos, redução de 20 % e melhoria de 30 %, por se evidenciarem pouco realistas, sendo por um lado demasiado desfavoráveis ou contra a segurança, respetivamente. Definindo-se, então, como referência a redução da rigidez de 50 %.

Definida a rigidez referente à fundação direta, resta analisar a influência da variação da rigidez da laje. Representando na tabela seguinte as rigidezes da laje sob a forma de uma redução face ao valor de rigidez inicial.

Tabela 13. Valores arbitrados na análise de sensibilidade ao valor de rigidez da laje.

Percentagem face ao valor inicial
30 %
50 %
75 %
100 %

Apresentando os resultados na seguinte figura:

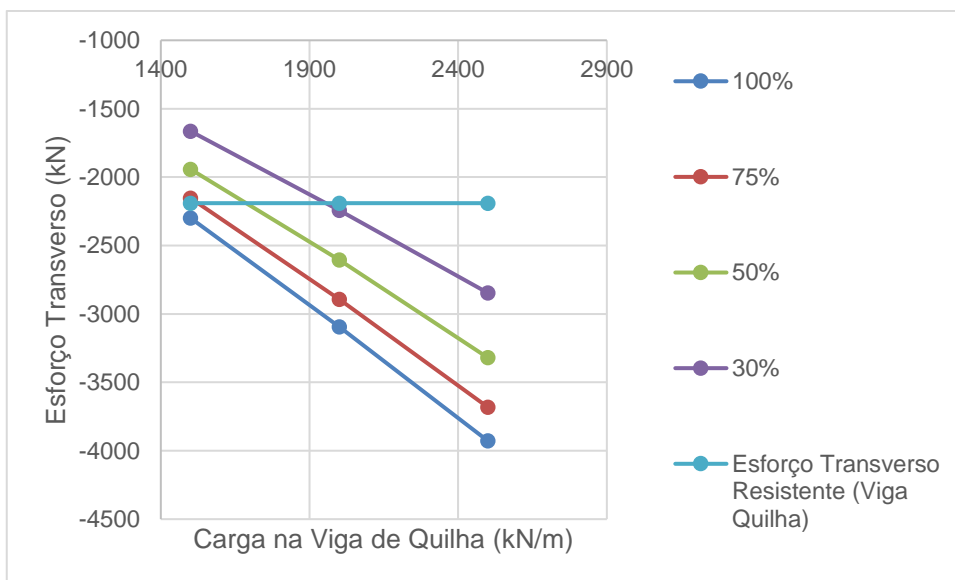


Figura 40. Resultados da análise de sensibilidade aos parâmetros do betão na secção de análise A1.

Observando a figura 40, verifica-se um aumento da carga máxima resistida pela laje de fundo, na secção de viga de quilha, à medida que a rigidez da laje diminui, definindo a carga máxima, exercida pelos picadeiros na laje de fundo, para valores entre 1400 e 1900 kN/m. O facto de a carga aumentar à medida que o nível de fendilhação da laje aumenta poderia ser considerado como contrassenso, mas a explicação por trás deste facto recai na influência da rigidez no comportamento estrutural da laje, tomando como exemplo o dimensionamento de edifícios de grande altura, durante a atuação de um sismo existe uma grande concentração de esforços no núcleo do edifício, isto porque este é dimensionado para ter elevada rigidez. O comportamento apresentado pela doca tem efeito semelhante, quanto mais rígido for o elemento maior esforço “atrairá” para si, o que irá resultar em esforços de corte mais elevados e consequentemente cargas últimas menores.

De forma semelhante à abordagem utilizada na determinação da rigidez do solo, considera-se uma redução de 50 % na rigidez da laje. Concluindo assim as análises de sensibilidade a realizar, definiu-se como parâmetros de referência uma rigidez do solo de 32000 kN/m<sup>2</sup> e uma redução de 50 % na rigidez da laje. Ilustrando o resultado através da figura 41 e visualizando o andamento do esforço transversal na figura 42, definiu-se a carga máxima transmitida pelos picadeiros na secção da viga de quilha de cerca de 1700 kN/m, ou um peso máximo de navio de 240 ton/m.

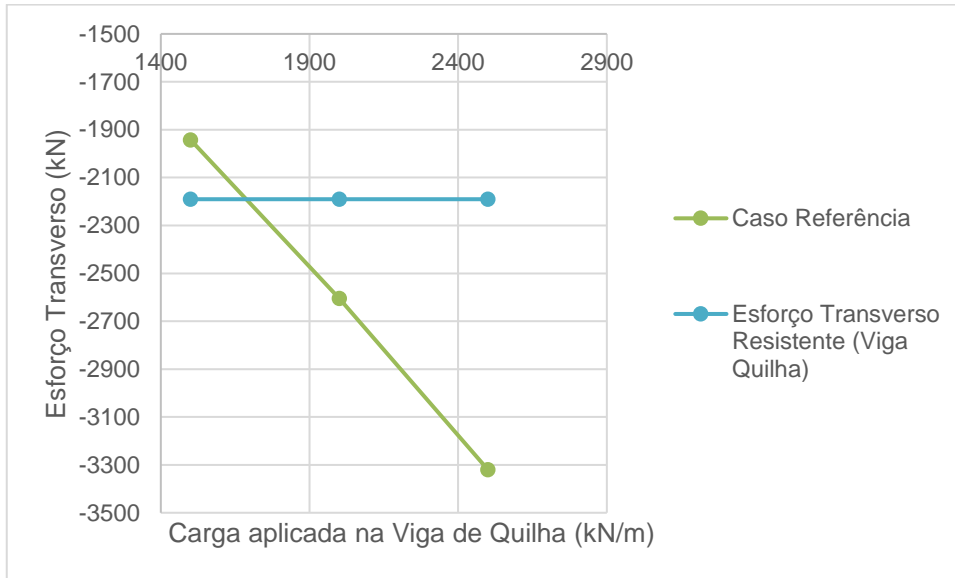


Figura 41. Resultado referente ao caso referência, na secção A1.

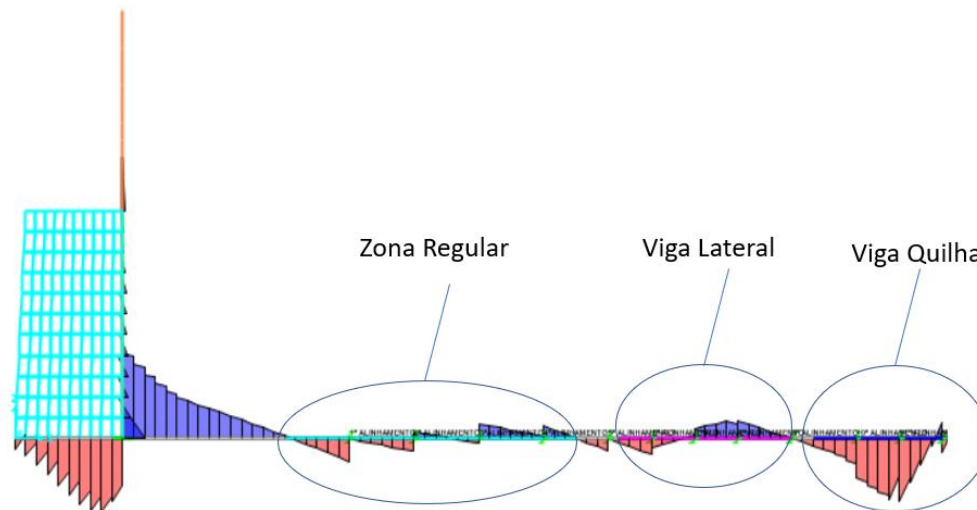


Figura 42. Andamento do esforço transversal na laje de fundo, para a carga máxima calculada.

### 4.3. Caso 2 – Navio de pequena e média dimensão

O segundo caso encontra-se dividido em duas análises distintas: avaliação da capacidade resistente da zona regular e da viga lateral, coincidente com a colocação de navios pequena e média dimensão, respetivamente, considerando as disposições de carga apresentadas na figura 31, variando a carga exercida pelos picadeiros na laje entre 300 e 900 kN/m.

Para tal, consideram-se as definições de rigidez determinadas no caso 1. Será efetuado um estudo semelhante ao caso 1, onde se procederá ao aumento gradual da carga até que se atinja a resistência limite, considerando as localizações de carga abordadas no capítulo 3.

Procede-se à avaliação da carga máxima resistida pela viga lateral, avaliando a capacidade resistente da secção de análise B1, representando os resultados na figura 43.

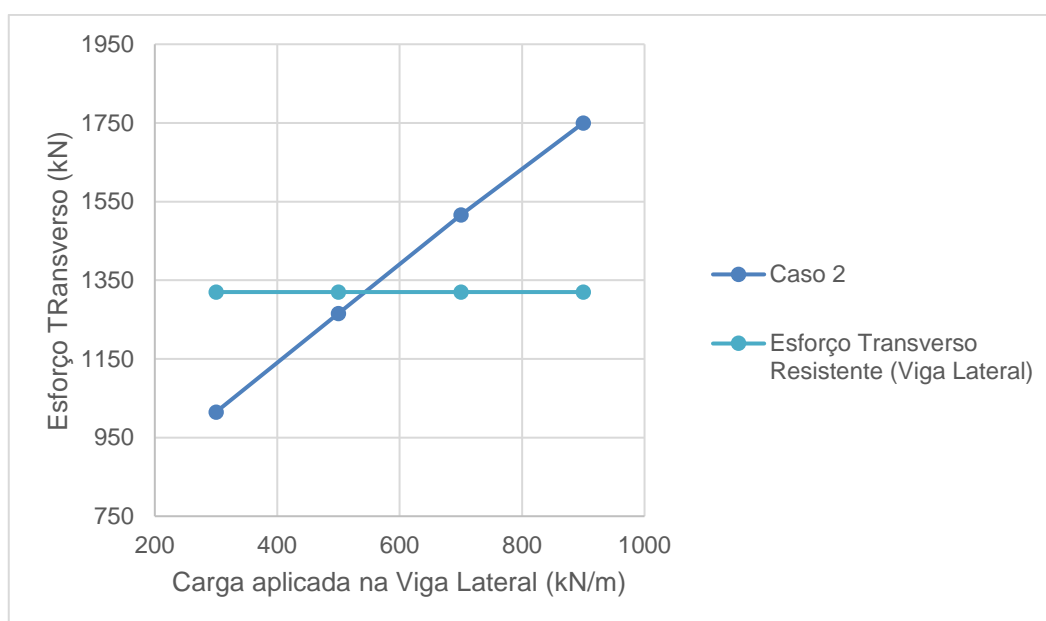


Figura 43. Resultado da obtenção do esforço transversal medido na secção B1 e comparação com o esforço transversal resistente.

Observando a figura 43, para o caso da redução da rigidez do betão e da fundação direta de 50 %, e por comparação entre o esforço transversal medido e o resistente na secção B1, determina-se que a carga máxima resistida pela viga lateral é de cerca de 550 kN/m, ou coincidindo com um navio com peso de cerca de 50 ton/m.

De seguida, procede-se à avaliação da capacidade resistente da secção B2 referente à carga máxima que se poderá aplicar na zona regular.



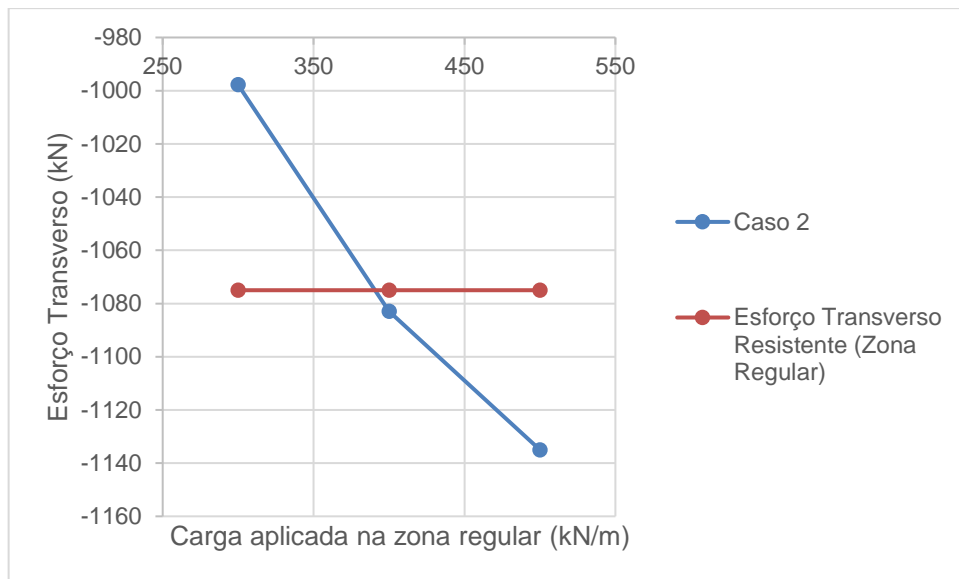


Figura 44. Resultado da obtenção do esforço transverso medido na secção B2 e comparação com o esforço transverso resistente.

Determina-se através da observação da figura 44, que a carga máxima a aplicar na zona regular, de forma a garantir a segurança e evitar a rotura da estrutura, é de cerca de 400 kN/m, ou de um navio com 35 ton/m.

#### 4.4. Cargas máximas

Concluídas as análises e determinadas as cargas máximas em cada secção, resume-se os diferentes resultados, indicando uma possível distribuição de cargas a aplicar no painel 11 que cumpra a segurança e evite a sua rotura ao esforço transversal considerando os parâmetros para a avaliação estrutural anteriormente referidos. Apresenta-se na figura 45 uma possível distribuição das cargas máximas.

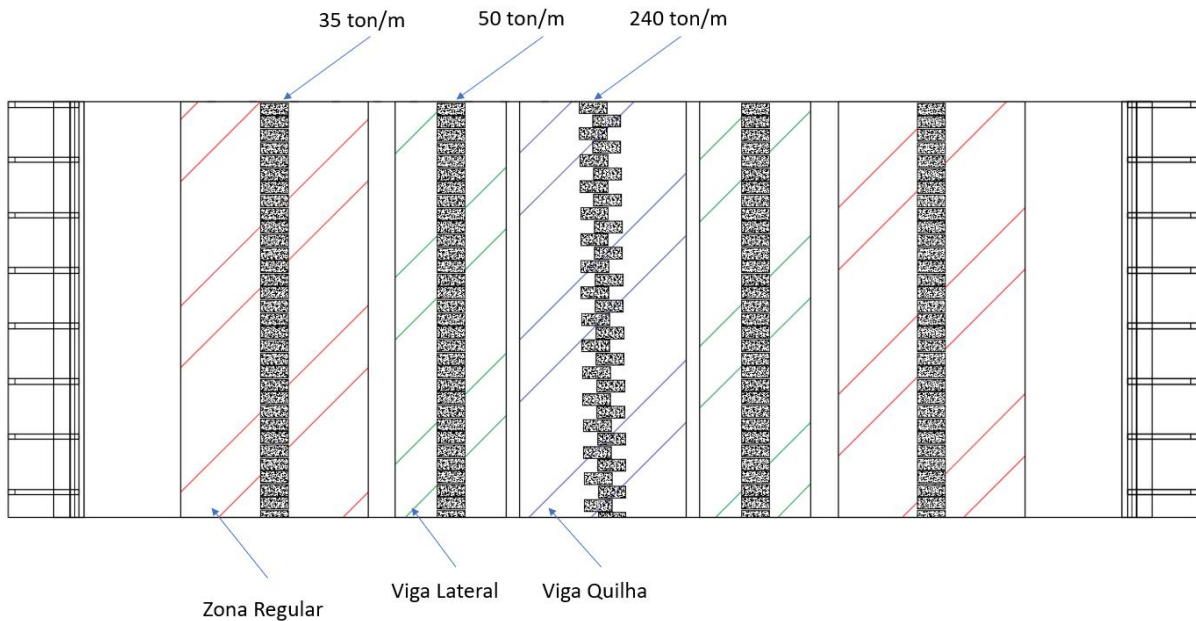


Figura 45. Distribuição das cargas no painel 11.

As cargas foram determinadas com base na distribuição de picadeiros apresentado no decorrer do capítulo, tendo como base os diferentes tipos de navios analisados, aglomerando esses mesmos casos na distribuição final apresentada na figura 45. A título de exemplo, considerou-se um último caso onde se observou a implementação da distribuição apresentada na figura 45.

Tabela 14. Verificação de segurança aplicando a distribuição final de cargas.

Secção	$V_{sd}$ (kN)	$V_{Rd}$ (kN)	Verifica
A1	-2050,022	-2190,5	Sim
B1	992,135	1320	Sim
B2	-855,089	-1075	Sim

Podemos aferir pela tabela 14, que ao considerar a aplicação simultânea da carga apresentada na figura 45, a estrutura cumpre o critério geral de segurança em que:  $V_{Rd} > V_{sd}$ . Na figura 46 representa-se de forma qualitativa o andamento do diagrama de esforço transverso para o caso acima ilustrado.

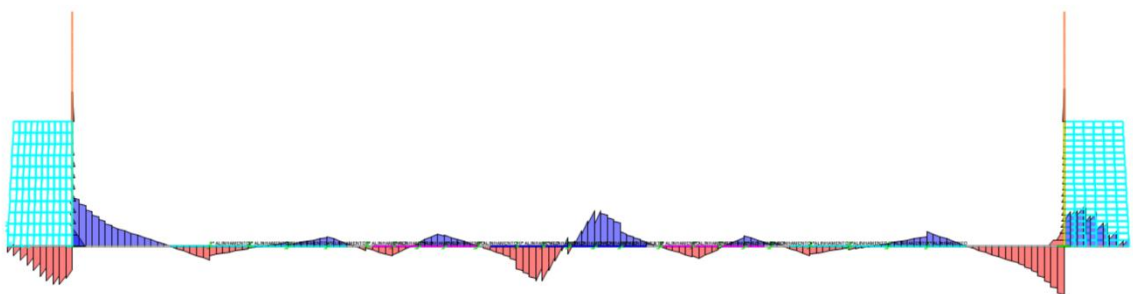


Figura 46. Andamento do esforço transverso para a situação de cargas máximas.

## 5. Capacidade estrutural relativa à flexão

De forma a determinar a capacidade resistente máxima de uma estrutura, existe a possibilidade de se efetuar dois tipos de análise: análise não linear e análise linear. Ambas as soluções apresentam vantagens e desvantagens, salientando-se a facilidade de implementação da análise linear face à não linear. Em contra-partida a análise linear não consegue explorar a capacidade total da estrutura por não considerar a redistribuição de esforços.

No presente capítulo realizam-se os dois tipos de análise, exemplificando as principais diferenças e as abordagens adotadas em cada caso, de forma a determinar a capacidade máxima da estrutura a esforços de flexão na secção central da laje. Efetua-se a determinação da resistência à flexão apenas para o caso do navio de grandes dimensões, calculando-se a carga máxima na viga de quilha.

### 5.1. Análise linear da laje

A análise linear despreza a influência da redistribuição de esforços no comportamento da estrutura, estando apenas dependente da rigidez dos elementos estruturais na determinação de esforços e deformações. A análise linear é uma formulação usualmente adotada no caso de dimensionamento de estruturas, com objetivo de obter a quantidade de armadura a colocar na secção com base nos esforços atuantes. Porém, a análise em estudo recai na obtenção da carga máxima, sabendo qual o betão e a quantidade de armadura inserida na estrutura.

Este tipo de análise considera a estrutura sempre com comportamento linear, atingindo a rotura aquando da chegada do seu limite elástico ou cedência, ou seja, a segurança da estrutura é definida quando se verifica a condição de segurança geral:  $M_{Sd} \leq M_{Rd}$ . O momento atuante ( $M_{Sd}$ ) é definido pelo modelo de elementos finitos dependendo do tipo de ação a considerar e o momento resistente ( $M_{Rd}$ ) é obtido com base na geometria do elemento, nas características dos materiais e no tipo de esforço, no caso em estudo, incidirá sobre o momento fletor

Definidas as características da análise em causa, procede-se à avaliação da carga máxima resistida pela laje, considerando o caso de rigidez de referência: reduzindo a rigidez da laje e do solo em 50 % conforme exposto anteriormente. A análise é efetuada em duas secções consideradas críticas, sujeitas a esforços de flexão mais elevados, representadas na seguinte figura:

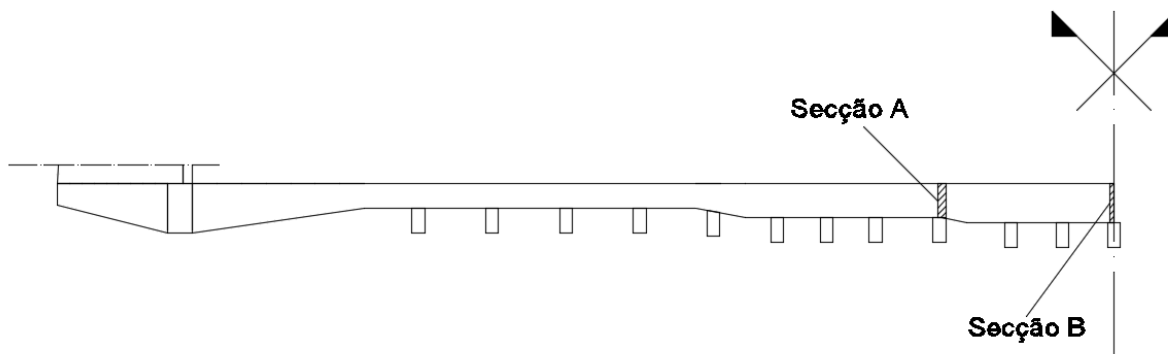


Figura 47. Definição da localização das secções de análise.

Após a análise dos vários níveis de carga ilustrados na tabela 10, abordados anteriormente, conclui-se que os níveis de carga relevantes são o 5, 6 e 7. Os níveis 1 a 4 não representam risco de segurança à estrutura devido ao facto de não violarem a condição de segurança e o nível 8 é um caso extremo, em que a estrutura se encontraria em rotura. Nos gráficos seguintes, apresentam-se apenas os resultados referentes aos níveis 5, 6 e 7, dada a sua importância para a análise e de forma a não sobrecarregar a apresentação dos resultados:

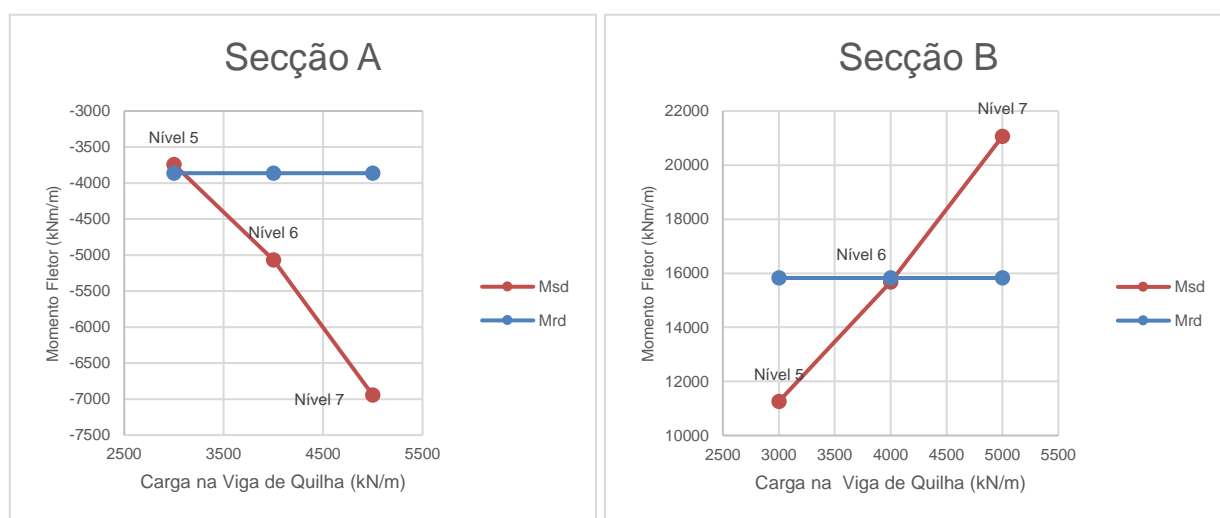


Figura 48. Análise dos tipos de carga 5, 6 e 7, nas secções de teste A e B.

A figura 48 demonstra que a secção condicionante é a A, apresentando uma carga máxima na ordem dos 3000 kN/m, bastante inferior à apresentada na secção B de 4000 kN/m, concluindo que a máxima carga resistida pelo painel 11 na viga de quilha, efetuando uma análise linear, ronda as 420 ton/m, carga essa que será transmitida pelo navio à estrutura através dos picadeiros, explicado no capítulo anterior.

Durante a determinação do momento resistente, salienta-se o cuidado na análise dos parâmetros de ductilidade que permitem garantir que após se atingir a cedência não ocorre rotura frágil da estrutura, verificando se o momento fletor reduzido ( $\mu$ ) não excede 0,25. Verifica-se que o valor máximo é 0,13,

valor bastante abaixo do indicado anteriormente, podendo considerar a secção com comportamento dúctil. A determinação do momento resistente é definida em secções, apresentadas na figura 49 e resumindo os resultados na tabela 15.

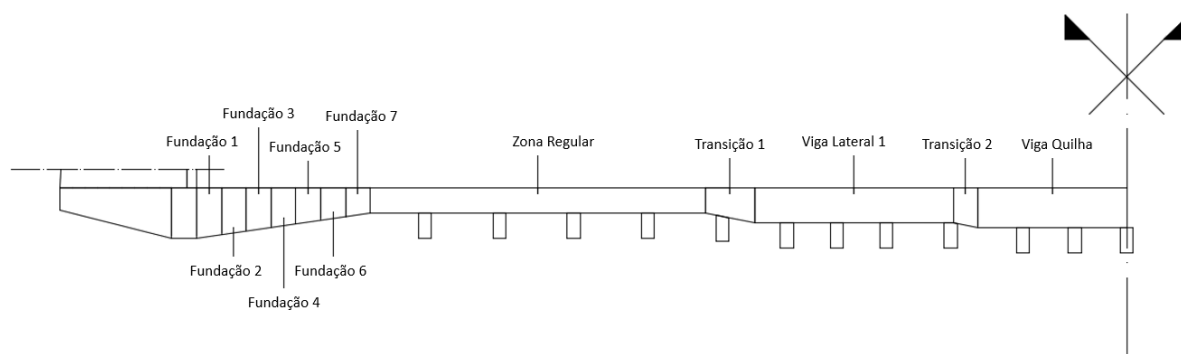


Figura 49. Definição de secções de cálculo do momento resistente.

Tabela 15. Resultado do cálculo do momento resistente em cada secção através das tabelas de dimensionamento.

	h(m)	d(m)	b(m)		Area (cm <sup>2</sup> )	As,min (cm <sup>2</sup> /m)	$\omega$	$\beta$	$\mu$	M <sub>Rd</sub> (kNm/m)		
Viga Quilha	1,6	1,53	4	Topo	130	22	0,057	2,48	0,054	6573	f <sub>yk</sub> (MPa) = 400	
	1,6	1,53	4	Base	322	22	0,141	0,40	0,13	15824		
Transição 2	1,5	1,43	4	Topo	130	20	0,061	1,24	0,058	6167	f <sub>cd</sub> (MPa) = 13	f <sub>yd</sub> (MPa) = 348
	1,5	1,43	4	Base	161	20	0,075	0,81	0,07	7443		
Viga Lateral	1,4	1,33	4	Topo	88	19	0,044	2,74	0,041	3771		
	1,4	1,33	4	Base	241	19	0,121	0,36	0,115	10578		
Transição 1	1,2	1,13	4	Topo	88	16	0,052	1,83	0,05	3320		
	1,2	1,13	4	Base	161	16	0,095	0,55	0,089	5909		
Zona Regular	1	0,93	4	Topo	83	13	0,060	0,55	0,055	2474		
	1	0,93	4	Base	46	13	0,033	1,80	0,03	1349		
Fundação 7	1,1	1,03	4	Topo	114	15	0,074	1,77	0,07	3862		
	1,1	1,03	4	Base	201	15	0,131	0,57	0,125	6896		
Fundação 6	1,25	1,18	4	Topo	114	17	0,065	1,77	0,06	4344		
	1,25	1,18	4	Base	201	17	0,114	0,57	0,109	7892		
Fundação 5	1,35	1,28	4	Topo	130	18	0,068	1,86	0,06	5112		
	1,35	1,28	4	Base	241	18	0,126	0,54	0,12	10224		
Fundação 4	1,5	1,43	4	Topo	154	20	0,072	1,83	0,069	7337		
	1,5	1,43	4	Base	281	20	0,132	0,55	0,127	13505		
Fundação 3	1,65	1,58	4	Topo	154	23	0,065	2,09	0,06	7789		
	1,65	1,58	4	Base	322	23	0,136	0,48	0,129	16746		
Fundação 2	1,8	1,73	4	Topo	154	25	0,060	2,25	0,055	8560		
	1,8	1,73	4	Base	346	25	0,134	0,45	0,13	20232		
Fundação 1	1,95	1,88	4	Topo	154	27	0,055	2,25	0,05	9189		
	1,95	1,88	4	Base	346	27	0,123	0,45	0,118	21687		

## 5.2. Análise Não Linear

Na análise não linear entra em consideração a quantidade de armadura na determinação da capacidade resistente da estrutura, na medida em que a rotura é atingida quando a secção esgota a capacidade de deformação e não quando se atinge a cedência. Para que seja possível o

dimensionamento não linear, a estrutura deverá apresentar ductilidade, ou seja, deverá ter capacidade de suportar grandes deformações sem perda de capacidade resistente.

Este tipo de análise apresenta enormes vantagens, permitindo otimizar as estruturas retirando o máximo proveito dos materiais, bem como uma melhor compreensão do comportamento da estrutura em situações limites ou perto de colapso (M. L. Gambhir, 2013). Este método representa uma mais valia em relação à análise anterior, no sentido em que utiliza a reserva de resistência da estrutura por exploração da redistribuição de esforços.

Uma estrutura existente apresenta comportamento não linear devido à não linearidade do betão armado, formando-se rótulas plásticas no momento em que se atinge a cedência das armaduras e permitindo que a estrutura se deforme mantendo o momento nessa zona. (C. Caprani, 2010) Este tipo de análise torna-se a melhor solução para o caso de estruturas existentes dado que permite explorar a sua capacidade total. Resumindo através das palavras do Professor Sean de Courcy (UCD):

“a structure only collapses when it has exhausted all means of standing”.

### 5.2.1. Modelação

A modelação da análise não linear no caso em estudo foi realizada utilizando o conceito de rótula plástica, que caracteriza o comportamento de pós cedência. A faixa de laje foi modelada com elementos de barra onde foram se define secções com o diagrama momento-curvatura, possibilitando a formação de rótulas plásticas espaçadas de 50 centímetros e com um comprimento igual à espessura da secção. A definição das rótulas plásticas parte do diagrama momento-curvatura obtido em cada secção. Para a obtenção do diagrama momento-curvatura das diferentes secções, utilizou-se o software de análise *GALA Reinforcement*, desenvolvido por *Iliia Alashki*, definindo como parâmetros de entrada as dimensões e quantidade de armadura da secção e os parâmetros de rigidez do betão e aço. Seguidamente, exemplifica-se a obtenção deste diagrama na secção da viga de quilha, considerando os seguintes parâmetros de entrada:

Tabela 16. Parâmetros de entrada no programa GALA, de forma a calcular o diagrama momento-curvatura.

		Betão		Aço	
h (m)	1,6	fcd (MPa)	13	fyd (MPa)	348
b (m)	4	E (GPa)	29	E (GPa)	200
As (superior) (cm <sup>2</sup> )	130				
As (inferior) (cm <sup>2</sup> )	322				

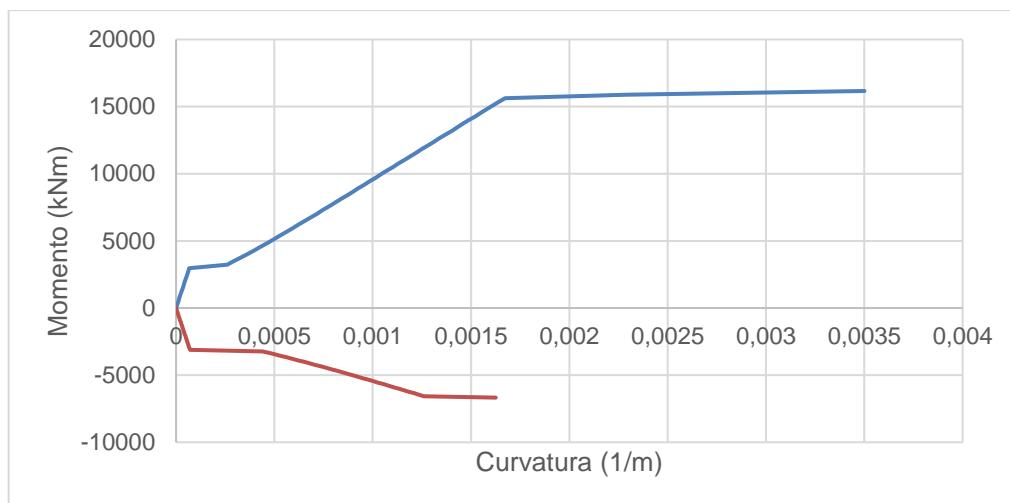


Figura 50. Diagramas momento-curvatura referentes à viga de quilha.

Observando a figura 50 é possível verificar a existência de duas curvas distintas, referentes aos momentos negativos (vermelho) e positivos (azul), devido à assimetria nas quantidades de armadura na secção. De forma similar efetua-se a análise para as restantes secções: a zona regular, a viga lateral e as duas zonas de transição, salientando que a colocação de rótulas plásticas exclui a zona do contraforte por se evidenciar pouco relevante, dada a enorme quantidade de armadura e a não atuação de cargas provenientes dos navios, localizando as rótulas plásticas como disposto na figura 51.

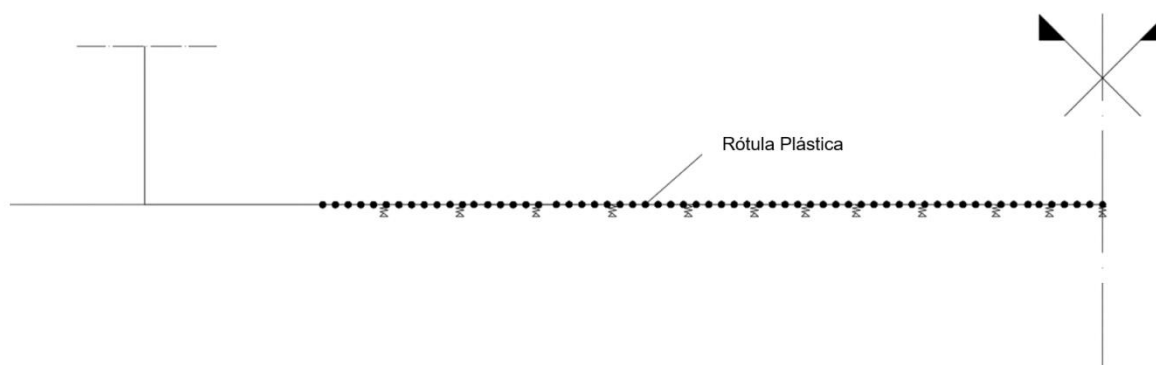
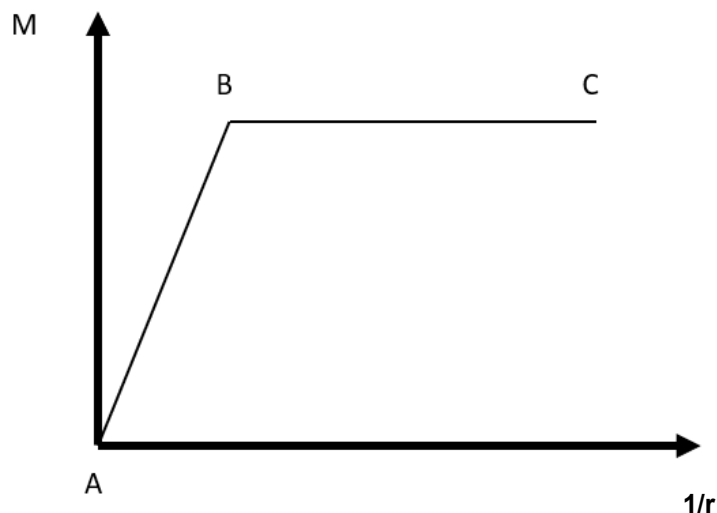


Figura 51. Ilustração da localização das rótulas plásticas.

O software de elementos finitos SAP2000 define o comportamento das rótulas plásticas de acordo com a figura 52, baseando-se na seguinte formulação:



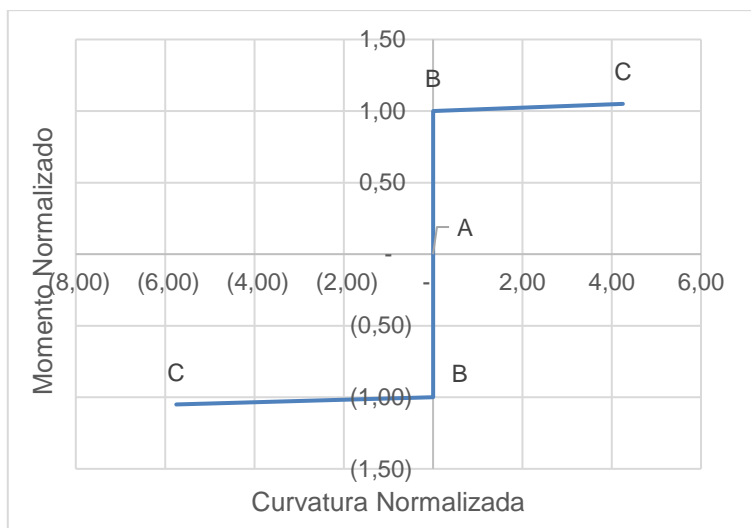
*Figura 52. Relação normalizada do diagrama momento-curvatura, usada na modelação das rótulas plásticas.*

Em cada grau de liberdade, define-se um diagrama semelhante ao mostrado na figura 52, caracterizando os pontos de cedência e de deformação plástica. Define-se a curva através dos pontos, A-B-C, para o caso dos diagramas referentes ao momento negativo e positivo. Sendo que cada ponto representa o seguinte:

- O ponto A representa a origem;
- O ponto B representa o ponto de cedência. Verifica-se que a definição deste ponto no software considera a deformação como nula. A consideração da deformação nula advém da avaliação de cargas no estado limite último considerando a fendilhação e consequente deformação em estado elástico pequena e pouco relevante;
- O ponto C representa a capacidade de deformação máxima e o ponto a partir do qual ocorre rotura da secção, (M. Don, 2016).

O software de elementos finitos SAP2000 permite que a caracterização do comportamento da rótula plástica seja realizada a partir do diagrama momento-curvatura. Deste modo, definiu-se o comportamento da rótula plástica no software de elementos finitos, na zona de viga de quilha, com base no diagrama de momento-curvatura obtido pelo programa GALA e previamente ilustrado na figura 50. Definindo o diagrama com base na normalização apresentada na figura 52 e considerando o ponto B como o valor de cedência da secção. Resumidamente apresenta-se o diagrama normalizado e uma ilustração da colocação desses valores no software de elementos finitos SAP2000 através da figura 53 e consequente tabela de dados auxiliar ao mesmo.





**Displacement Control Parameters**

Point	Moment/SF	Curvature/SF
D-	-1,05	-5,75
C-	-1,05	-5,75
B-	-1,	0,
A	0,	0,
B	1,	0,
C	1,05	4,25
D	1,05	4,25
E	1,05	4,25

Symmetric

**Load Carrying Capacity Beyond Point E**

Drops To Zero  
 Is Extrapolated

**Scaling for Moment and Curvature**

Use Yield Moment    Moment SF    Positive: 15625,    Negative: 6450,  
 Use Yield Curvature    Curvature SF    Positive: 1,670E-03    Negative: 1,230E-03  
 (Steel Objects Only)

Figura 53. Definição do comportamento normalizado da rótula plástica na viga de quilha e ilustração da sua colocação no software de elementos finitos SAP2000.

Tabela 17. Parâmetros auxiliares ao comportamento da rótula plástica, referente à viga de quilha.

Pontos	CURVATURA NORM	MOMENTO NORM	Momento Cedência Negativo	
C	- 5,75	- 1,05	My (kNm/m)	-6449
B	0	- 1,00	Curvatura (1/m)	0,0012
A	0	0,00	Momento Cedência Positivo	
B	0	1,00	My (kNm/m)	15625
C	4,25	1,05	Curvatura (1/m)	0,0017

De forma simplificada, apresentam-se os passos a considerar de modo a definir o comportamento da rótula plástica no *software* de elementos finitos SAP2000, para a viga de quilha. Nas restantes zonas que se pretende analisar, ou seja, as zonas de transição, a viga lateral e a zona regular, o procedimento foi idêntico. Posteriormente, segue-se a análise da influência das cargas na resposta do modelo, considerando os níveis de carga apresentados no capítulo 4.2 na tabela 10, definindo primeiramente, qual a carga a partir do qual o comportamento deixa de ser linear e qual a carga máxima suportada pela laje, para o caso de referência, em que se reduz a rigidez do solo e da laje em 50 %.

Avaliando a evolução incremental do aumento da carga atuante na laje, observa-se que até ao nível de carga 5, os esforços apresentados pelos modelos linear e não linear são iguais, isto porque o momento atuante é inferior ao momento de cedência, revelando que até este nível de carga a laje apresenta comportamento elástico, demonstrando nas tabelas 18 e 19 e coincidindo, como seria de esperar, com os resultados obtidos em 5.1. Daí em diante, prevê-se um bifurcar no comportamento entre os dois modelos, observando um aumento do momento atuante de forma elástica para o caso do modelo linear e a formação de rótulas plásticas e consequente redistribuição de esforços para o caso do modelo não linear.

As questões que se colocam são as seguintes: Qual a carga máxima que a laje suporta? Qual o mecanismo de colapso que se deve observar?

Como referido anteriormente, na análise não linear ocorre a formação de rótulas plásticas até se esgotar a capacidade global da estrutura, culminando no colapso geral da estrutura. Poder-se-ia caracterizar como carga máxima aquela que causaria o colapso geral da estrutura, porém devido ao facto de a estrutura em estudo ser uma laje apoiada em solo e em estacas, ocorreriam infinitas rótulas plásticas até ocorrer o colapso total da estrutura, concluindo que o critério de chegar à carga de rotura total da estrutura seria uma má avaliação. A solução recai na consideração de ocorrência de colapso parcial, ou seja, ocorrência de colapso de uma determinada zona da estrutura não afetando a integridade estrutural das restantes zonas. Nas tabelas e figuras seguintes procede-se à avaliação dos efeitos dos níveis de carga e resumem-se os resultados obtidos, bem como uma ilustração qualitativa do andamento da secção no diagrama momento curvatura.

Tabela 18. Resultados da análise dos diferentes tipos de carga, nas secções A.

		Momento (kNm/m)	Curvatura (1/m)	Assentamento (m)	Pontos
Secção A	Nível 2	-1409,89	0	-0,00815	A to B
	Nível 3	-1991,25	0	-0,00908	A to B
	Nível 4	-2844,81	0	-0,00975	A to B
	Nível 5	-3744,13	0	-0,01027	A to B
	Nível 6	-2308,65	-0,00188	-0,00939	C
	Nível 7	0	-0,00422	-0,00559	C
	Nível 8	0	-0,00422	-0,00415	C

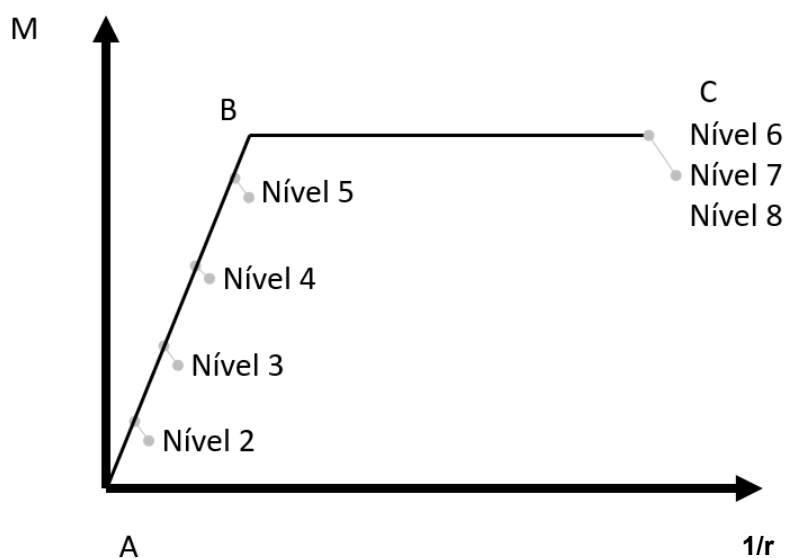


Figura 54. Andamento qualitativo da secção A no diagrama momento-curvatura.

Tabela 19. Resultados da análise dos diferentes tipos de carga, nas secções B.

		Momento (kNm/m)	Curvatura (1/m)	Assentamento (m)	Pontos
Secção B	Nível 2	6428,677	0	-0,01337	A to B
	Nível 3	7837,707	0	-0,01499	A to B
	Nível 4	9496,306	0	-0,01656	A to B
	Nível 5	11267,37	0	-0,01806	A to B
	Nível 6	15638,58	0,000146	-0,0235	B to C
	Nível 7	15731,19	0,000965	-0,03575	B to C
	Nível 8	15795,57	0,00155	-0,04645	B to C

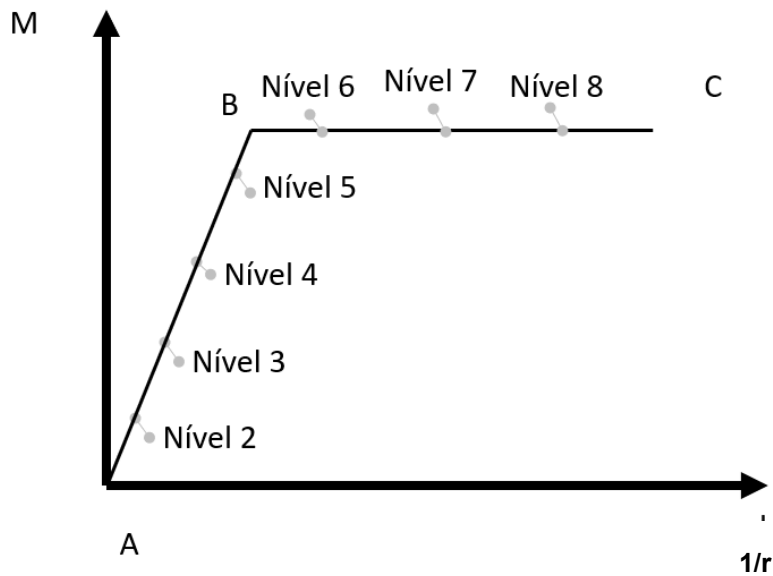


Figura 55. Andamento qualitativo da secção B no diagrama momento-curvatura.

Observando os resultados apresentados nas tabelas 18 e 19, conclui-se que a secção A será a primeira a formar rótula plástica e conseqüente rotura, apresentando no nível 5 andamento dos pontos A para B, coincidente com o ramo elástico e no nível 6 coincidente com o ponto C, representativa da fase descendente do diagrama momento-curvatura e conseqüente perda de resistência, simbolizando a rotura da secção. Na secção B o ponto de cedência coincide com apresentado na secção A, no nível 5, mas nas fases seguintes permanece no patamar de cedência, nunca ocorrendo rotura da secção.

Na figura 54 verifica-se ser impossível a identificação da carga máxima da secção crítica A, verificando-se um salto no comportamento da secção desde o ramo elástico no nível de carga 5 até à rotura no nível de carga 6, nunca observando comportamento plástico na secção. Conclui-se que a carga máxima se situa entre os níveis de carga 5 e 6, sendo considerados dois níveis de carga intermédios. Os casos intermédios são os abordados na tabela 20.

Tabela 20. Tipos de carga intermédios analisados.

Caso intermédio			
Nível	A (kN/m)	B (kN/m)	C (kN/m)
5 A	3250	815	270
5 B	3500	875	290

Tabela 21. Resultados da análise dos casos intermédios na secção A.

		Momento	Curvatura	Assentamento	Pontos
Secção A	Nível 5 A	-3866,99	-0,000154	-0,01028	B to C
	Nível 5 B	-3719,96	-0,000458	-0,01034	C

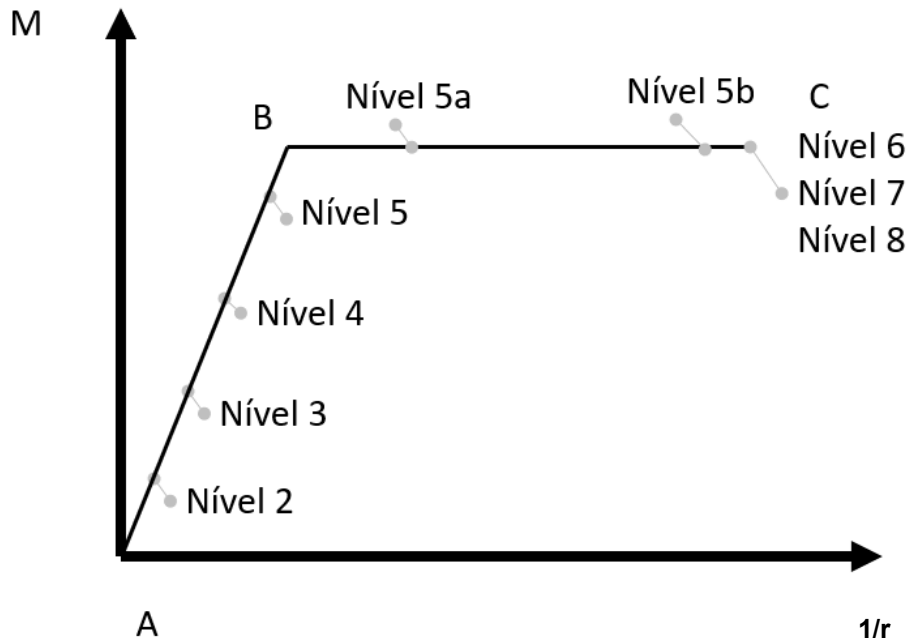


Figura 56. Andamento qualitativo da secção crítica A no diagrama momento-curvatura, considerando os níveis de carga intermédios.

Observando os resultados apresentados na tabela 21, verifica-se a existência do patamar de cedência no nível 5 A e conseqüente início da rotura, no nível 5 B conclui-se que a carga máxima a que a estrutura resiste, para o caso do navio de grandes dimensões e considerando uma modelação não linear, é de cerca de 3500 kN/m, correspondendo a um navio de 500 ton/m. Apresenta-se na figura 57 o andamento do diagrama de momento fletor para uma carga de 3500 kN/m.

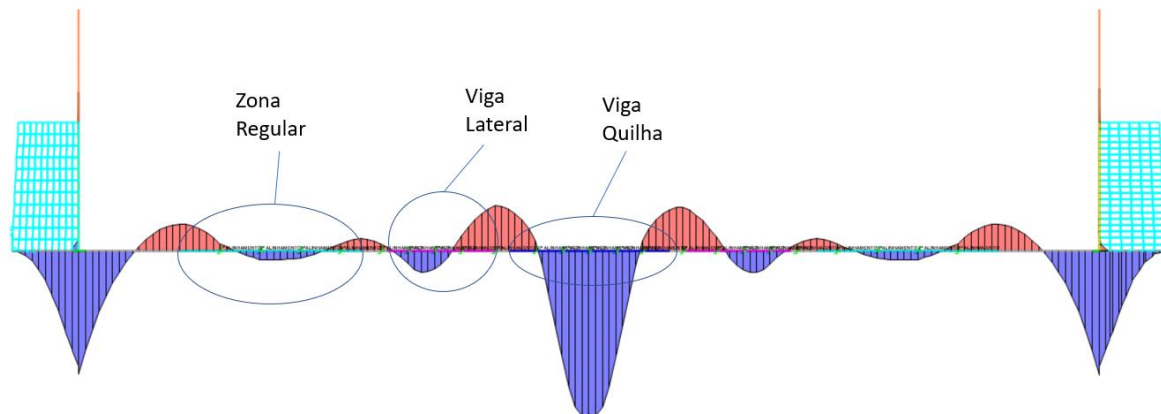


Figura 57. Andamento do momento fletor na laje de fundo, para carga máxima.

Considerando que qualquer carga acima do valor apresentado levaria à rotura parcial da estrutura através da formação de rótulas plásticas na secção A e conseqüente colapso da zona central da laje da seguinte forma:

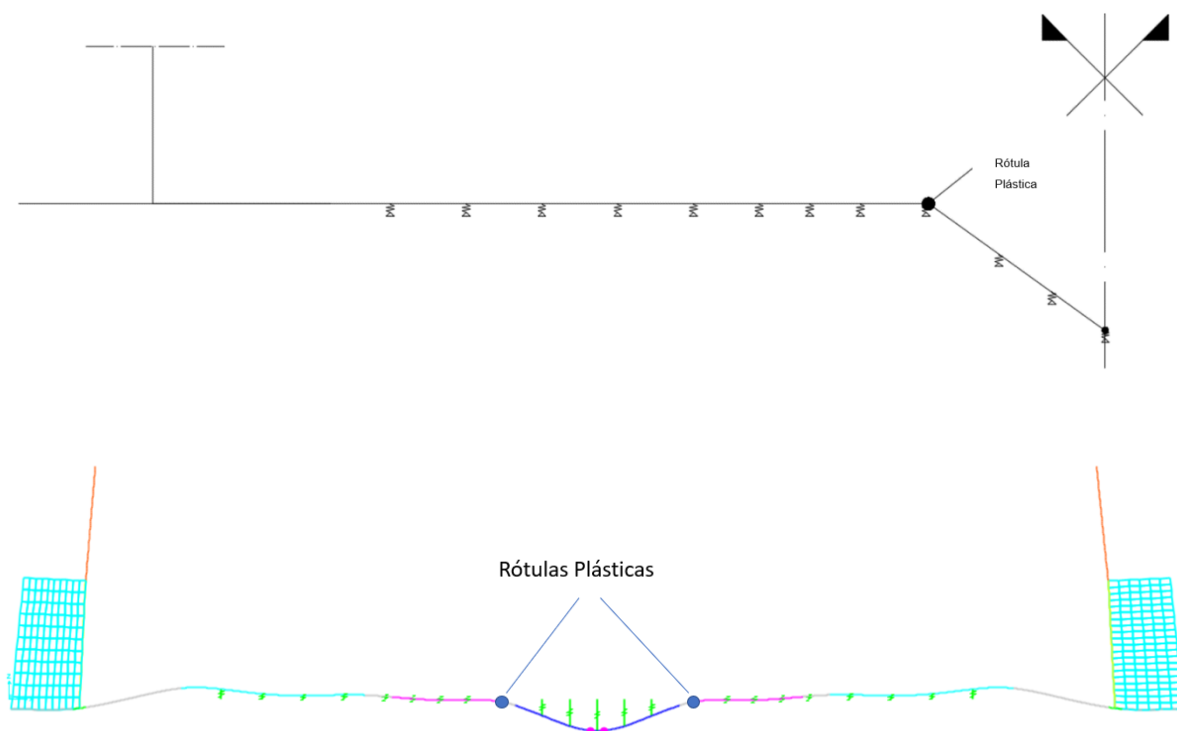


Figura 58. Ilustração da rotura parcial da laje após de atingir a carga máxima.

A rotura apresentada na figura 58 representa a situação após ultrapassada a carga máxima de 3500 kN/m, localizada na zona da viga de quilha, ocorrendo a formação de 3 rótulas plásticas na estrutura, duas laterais e uma central. As rótulas laterais, na altura da rotura, apresentam incapacidade de acumulação de esforço existindo rotura total nessa secção, coincidente com o troço C do diagrama momento-curvatura e a rótula central apresenta, ainda, capacidade de resistir e aguentar esforços localizando-se entre o troço B e C do diagrama momento-curvatura, coincidente com o patamar de cedência. Localmente, a zona pode ser tratada como um mecanismo, daí a denominação de rotura parcial, ocorrendo um assentamento súbito e irreversível da zona central, fragilizando a capacidade estrutural da estrutura e tornando-a incapaz de resistir a uma outra carga.

### 5.3. Carga máxima

A capacidade resistente da laje de fundo a esforços de flexão foi determinada segundo duas modelações com características bastante diferentes, mas intrinsecamente ligadas, uma vez que nos estados iniciais o comportamento de ambas as modelações são semelhantes, apenas divergindo no estado de pós-cedência onde no caso linear este é considerado como último e para o qual ocorre a rotura da estrutura. Para o caso da modelação não linear é considerado o comportamento elasto-plástico da secção criando um patamar de cedência até se esgotar a capacidade de deformação da secção.

Nas figuras 59 e 60, comparam-se os resultados obtidos entre as modelações linear e não linear, à medida que se aumenta a carga atuante na laje de fundo.

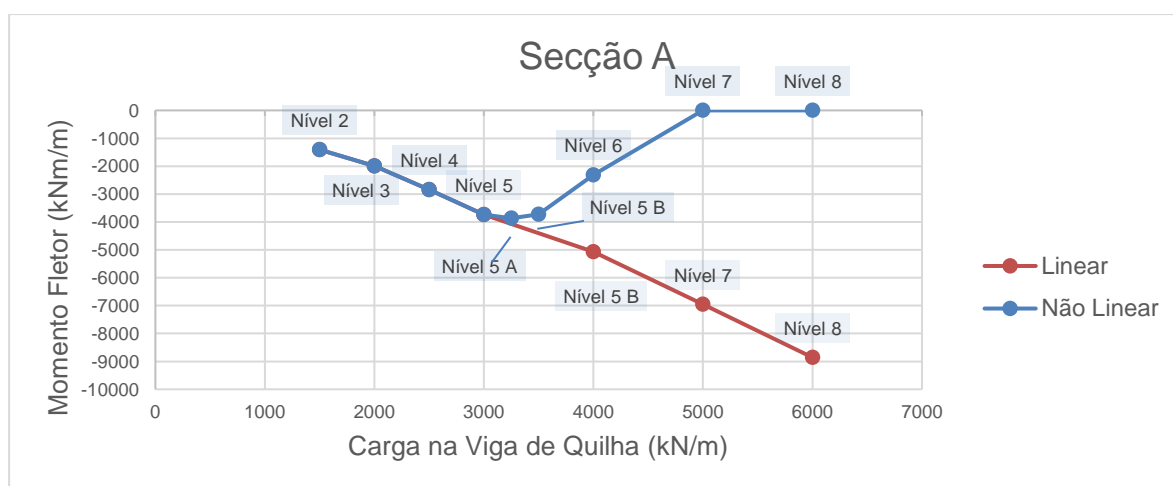


Figura 59. Comparação do momento fletor nas secções A, para a modelação linear e não linear.

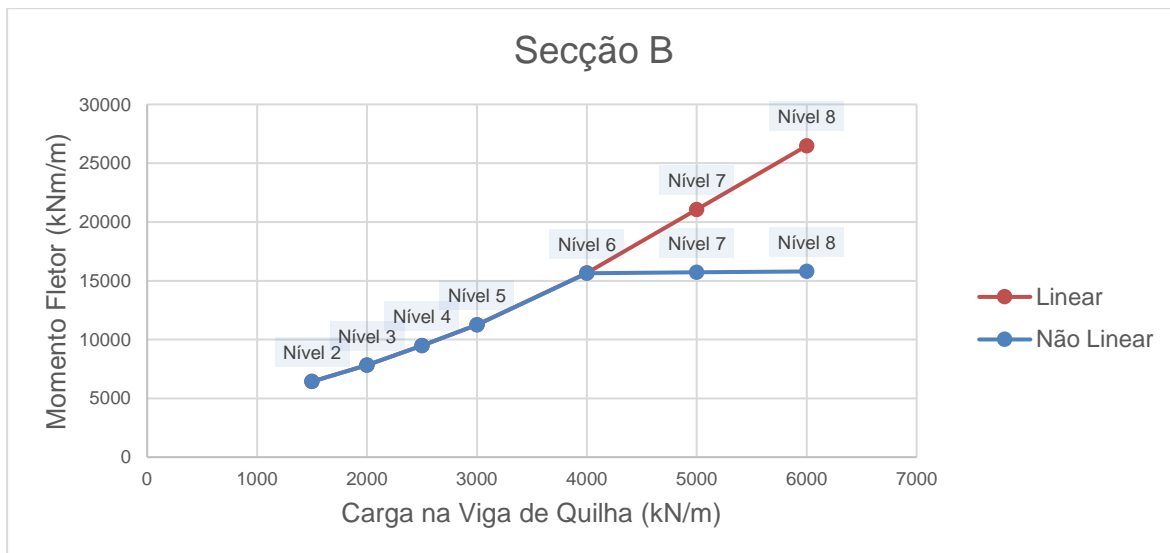


Figura 60. Comparação do momento fletor nas secções B, para a modelação linear e não linear.

A análise linear corresponde a uma abordagem elástica do problema, sendo o comportamento linear e elástico, corroborado pelas figuras 59 e 60, onde se verifica o aumento do momento fletor quando se aumenta a carga atuante. A análise não linear apenas é possível se for conhecida a quantidade de armadura existente na secção sendo, portanto, o método ideal para o caso de obtenção da capacidade resistente em estruturas existentes uma vez que explora a reserva de resistência deixada de parte na análise linear. A reserva de resistência é definida pelo patamar de pós-cedência, influenciado pela ductilidade da secção e caracterizado pela capacidade da estrutura se deformar mantendo a sua resistência intacta (C. Caprani, 2010), permitindo aplicar a Teoria da Plasticidade.

Consciente dos princípios em que se baseiam os dois tipos de análises, a sua comparação para o âmbito do estudo é importante, tanto do ponto de vista educacional como da forma com que a análise linear menospreza a consideração da reserva de resistência garantida pela capacidade de redistribuição de esforços. No caso de estudos relativos à avaliação da capacidade de estruturas existentes, em que se conhece a quantidade de armadura presente nas secções, a consideração da análise linear não explora na totalidade a resistência da estrutura, na medida em que apenas considera o troço elástico do diagrama de comportamento das secções.

A consideração da análise não linear beneficia, como seria de esperar, a avaliação da capacidade resistente no caso de estruturas existentes, explorando a ductilidade inerente à estrutura e definindo o ponto ao qual a estrutura sofrerá danos irreversíveis, determinando uma carga máxima, exercida pelos picadeiros na zona de viga de quilha, de 3500 kN/m correspondente a um navio com cerca de 500 ton/m



## 6. Conclusões

Nesta dissertação realizou-se um estudo que objetiva a determinação da capacidade de carga máxima a que uma doca tem capacidade de suportar, focando concretamente as análises no painel 11, da referida doca.

A avaliação da capacidade de carga da laje de fundo apresenta elevada dificuldade uma vez que o comportamento deste elemento da doca é fortemente influenciado pela interacção solo-estrutura a qual é de muito difícil determinação. Esta interacção é função da rigidez da laje e da rigidez da fundação, parâmetros que foram objeto de análise no trabalho.

Ao longo do decorrer do estudo, teceram-se pequenas considerações no final de cada capítulo acerca dos assuntos abordados e dos resultados obtidos, resumindo no decorrer do presente capítulo as conclusões mais pertinentes.

Primeiramente, procedeu-se à calibração da rigidez do solo e das estacas, no modelo de elementos finitos, utilizando como ponto de partida as teorias clássicas e evoluindo iterativamente de forma a aproximar as deformadas medidas no modelo com as obtidas através de ensaios experimentais. Verificou-se a redução de rigidez devido a fenómenos de interacção entre bolbos de pressão, para o caso de estacas, verificando reduções até 80% da rigidez inicial na zona central, coincidentes com a zona onde o espaçamento entre estacas é menor. Esta redução de rigidez vai sendo atenuada à medida que se aproxima das paredes periféricas, salientando-se que o afastamento entre estacas aumenta desde o centro da laje até à zona da sapata das paredes periféricas. Concluiu-se que a redução da rigidez através de fenómenos de interacção entre bolbos de pressão é maioritariamente controlada pelo espaçamento entre estacas.

Salienta-se a importância desta análise inicial, de forma a compreender o modo como a estrutura se encontra fundada, verificando a existência de dois sistemas de fundação distintos, a fundação direta, encarregue de resistir a solicitações de compressão do solo e a fundação por estacas, cuja função principal é garantir a resistência a solicitações de tração, causadas pela ação do impulso hidrostático que induz o levantamento da doca.

A análise anterior tomou como base a campanha de prospeção geotécnica realizada na década de 1970, realizando numa fase posterior a análise de sensibilidade aos parâmetros de rigidez do solo e da laje. Concluiu-se numa primeira análise que a influência das estacas no comportamento da fundação à compressão seria pequena. Posteriormente analisou-se a influência da variação dos parâmetros de rigidez do solo e da laje, definindo como caso de referência uma redução de 50 % na rigidez da laje e da fundação direta. Foi este o caso de referência considerado para se efetuaram as análises em busca da carga máxima a que a laje poderia estar sujeita.

Terminada a fase de calibração dos parâmetros do solo, parte-se para o objetivo do trabalho, a avaliação da carga máxima suportada pela laje de fundo, considerando duas solicitações: o esforço transversal e a flexão. A determinação da carga última face à flexão foi dividida em duas análises: linear

e não linear, concluindo que dependendo da ductilidade apresentada pela estrutura, as duas considerações podem apresentar diferenças bastante significativas, uma vez que é com base na ductilidade da estrutura ou na capacidade de a estrutura deformar mantendo a sua integridade estrutural, que se define o patamar de resistência após se atingir a cedência.

A diferença entre as duas análises recai na atribuição de um patamar de cedência após cedência das armaduras para o caso de análise não linear e na consideração de rotura após atingir a cedência no caso de análise linear, verificando-se que na análise não linear a carga última é superior à análise linear.

Conclui-se que para se efetuar uma análise não linear é necessário o conhecimento *à priori*, da quantidade de armadura existente na estrutura, sendo, portanto, a solução ideal para análises de estruturas existentes. Contrariamente, a análise linear subestima a capacidade resistente da estrutura uma vez que define a rotura da estrutura assim que se atinge a cedência, coincidindo com a análise de uma estrutura sem ductilidade. Salienta-se que a análise não linear apenas é possível para solicitações à flexão, uma vez explora a ductilidade das secções possibilitando a formação de rótulas plásticas após cedência da armadura.

Na determinação da capacidade máxima de carga para solicitações de corte, a análise requer maior atenção, uma vez que a rotura para o caso de esforço transversal é de carácter frágil, ou seja, após se atingir a capacidade máxima de uma dada secção ocorre colapso imediato da estrutura sem possibilidade de redistribuição de esforços, impossibilitando assim a formação de rótulas plásticas e levando a considerar uma avaliação da capacidade máxima através de uma análise linear.

Definiram-se dois casos referentes ao tipo de navios a que a doca poderia estar sujeita dividindo em navio de grandes dimensões no caso 1, onde se efetua a análise para ações de corte e flexão e navio de pequena e média dimensão no caso 2, onde se efetua análise para solicitações de corte.

Comparando as análises referentes ao caso 1 para a situação linear e não linear, verificou-se que o peso máximo de navio que a viga de quilha suportada na situação linear é de cerca de 420 ton/m, valor bastante abaixo do obtido através da análise não linear de 500 ton/m, revelando uma grande discrepância entre os resultados.

Na avaliação do comportamento da laje face ao esforço transversal concluiu-se que o peso máximo é de 240 ton/m. Verifica-se, deste modo, que a carga máxima que a doca suporta é condicionada pelo esforço transversal resistente da laje. Tratando-se de um mecanismo de resistência com comportamento frágil não é possível explorar a redistribuição de esforços, ou seja, a rotura ocorrerá quando na secção mais solicitada o esforço atuante exceder a capacidade resistente da laje.

Importa ainda referir que o problema não se colocaria se a avaliação da capacidade resistente ao esforço transversal não fosse realizada de acordo com o regulamento de 1967 (REBA) que enquadrava o projeto da doca. Neste regulamento a resistência ao esforço transversal de elementos sem armadura transversal estava muito sobreavaliada pelo que na presente estrutura seria a flexão o esforço condicionante para avaliação da capacidade resistente da laje de fundo.

## **Trabalhos futuros**

A análise realizada nesta dissertação é referente à consideração de uma faixa de 4 metros de painel, representativa da restante estrutura, modelada de forma simples através de elemento de barra. Terá interesse numa avaliação futura analisar o painel completo através de uma modelação com elementos de duas dimensões, elementos de casca, de forma a comparar com os resultados obtidos na análise realizada.

Completando o anteriormente sugerido, poderá ser realizado um estudo mais aprofundado acerca das condições a que o terreno e a laje se encontram, sugerindo-se a realização de ensaios *in situ*, de forma a verificar se os valores considerados no decorrer do estudo são representativos dos valores de rigidez da estrutura e da fundação.

## 7. Referências Bibliográficas

- A, C., J, C., J, A., E, J., & J, A. (2016). *Estruturas de Betão Folhas de apoio às aulas*. Lisboa: Instituto Superior Tecnico.
- Arya, A., & Arya, A. (1991). Pile Group Stiffness for Seismic Soil-Structure Interaction., (pp. 941-946). Missouri.
- Barounis, N. (2016). Sensitivity analysis of the vertical modulus of subgrade reaction , as estimated from CPT for the design of foundations and for comparison with values from SPT for a site in Christchurch. *2016 NZSEE Conference*.
- Bowles, J. E. (1997). *Foundation Analysis and Design*. The McGraw-Hill Companies, Inc.
- Caprani, C. (2010). Plastic Analysis 3rd Year Structural Engineering. *Structural Analysis III*, 1-129.
- CEN. (2007). *EN 1997-2 : Eurocode 7 – Geotechnical design – Part 2: Ground investigation and testing*.
- CEN. (2010). *EN 1992-1-1 : Eurocódigo 2- Projecto de estruturas de betão Parte 1-1: Regras gerais e regras para edificios*.
- Chiorean, C. G. (2014). Moment-curvature analysis of composite steel-concrete cross-sections of arbitrary shape. *Civil-Comp Proceedings*, 25-40.
- Coelho, S. (1996). *Tecnologia de Fundações*. E. P. Gustave Eiffel .
- Decreto Lei no 47/723 de 20 de Maio do Ministério das Obras Públicas - Regulamento de Estruturas de Betão Armado (REBA). (1967). *Diário do Governo*, 1096-1130.
- Decreto-Lei n.º 349-C/83 - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP). (1983). *Diário da Republica - I Série N.º 174 - 30 de Julho de 1983*.
- Don, M. (2016). Finite Element Modelling with Plastic Hinges 1 Plastic hinge approach 2 Hinge Properties. 1-9.
- Fang, H.-Y. (1991). *Foundation Engineering Handbook*. Van Nostrand Reinhold.
- Feld, J. (1974). Shear failures in frames and slabs. *Building Research and Practice*, 264-270.
- Fernandes, J., & Correia, R. (1980). Comportamento Estrutural de Uma Doca Seca com Laje de Fundo Ancorada em Estacas. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*, 93-108.
- Gambhir, M. L. (2013). Plastic Analysis and Design. In M. L. Gambhir, *Fundamentals of Structural Steel Design* (pp. 2.1 - 2.38). Nova Deli: McGraw Hill Education (India) Private Limited.

- Hakimi, P. S. (2012). Distribution of Shear Force in Concrete Slabs. *Master's Thesis. Department of Structural Engineering and Building Performance Design, Chalmers University of Technology*, 2-20.
- Hidrográfico, I. (2018, Maio 2). Retrieved from hidrográfico: <http://www.hidrografico.pt/previsao-mares-setubal.php>
- J, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. *Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers*, 355-358.
- J, R. (2008). *Simulador Interactivo de Docagem de Navios em Ambiente Tridimensional Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia e Arquitectura Naval Júri*. Lisboa: Instituto Superior Tecnico.
- Meyerhof, G. G., & Fellenius, B. (1985). *Canadian Foundation Engineering Manual 4th Edition*. Canadian Geotechnical Society.
- Poulos, H. G. (2018). *Rationa Assessment of Modulus of Subgrade Reaction*. ResearchGate.
- Profabril, L. (1972-1973). Doca Seca N°21 (Peças Desenhadas).
- Reis, A., Brazão Farinha, M., & Brazão Farinha, J. (2012). *Tabelas técnicas*. Setubal: P.O.B.
- Roberts, G. D., & Li, K. (2015). Simplified Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Slabs and Beams. *Journal of Civil Engineering Research 2015*, 162-171.
- Robertson, P. K., & Campanella, R. G. (1983). Interpretation of cone penetration tests. Part I: Sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 718-733.
- Santos, J. (2008). *Fundações por Estacas: Acções Horizontais (Sebenta da disciplina de Obras Geotécnicas)*.
- Schmertmann, J. (1970). Static cone to compute static settlement over sand. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, 1011-1135.
- Teixeira Duarte, L. (1975). Setenave-Estaleiros navais de Setúbal- Estacas de ancoragem nas docas 21 e 22. In S. P. Geotecnia, *Geotecnia* (pp. 67-80).
- Terras, R. R. (2013). *Efeito de Cargas Concentradas em Lajes de Betão Armado sem Armaduras Transversais Dissertação para o grau de Mestre em Engenharia Civil*. Lisboa: Instituto Superior Tecnico.
- Vesic, A. (1961). Beams on Elastic Subgrade and the Winkler 's Hypothesis. *5th ICSMFE*, 845-850.
- Walker, W. W., Aci, F., & Holland, J. A. (1955). Modulus of Subgrade Reaction -Which One Should be Used? 1-11.



# Anexos

Anexo 1 – Representação do diagrama momento-curvatura obtidos pelo software *GALA Reinforcement* e o diagrama representativo do comportamento de rótula plástica na secção de Transição 1.

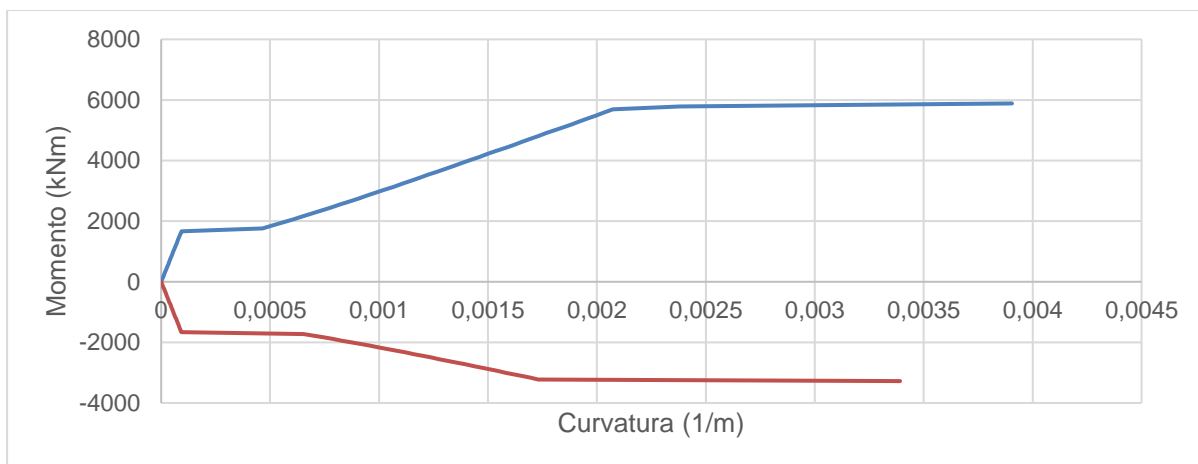


Gráfico A. 1. Diagramas momento-curvatura referentes à Zona de Transição 1.

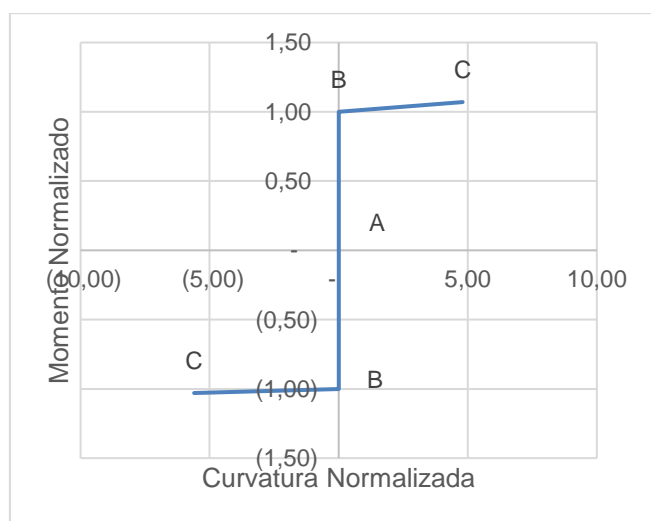


Gráfico A. 2. Definição do comportamento da rótula plástica na Zona de Transição 1.

Tabela A. 1. Parâmetros auxiliares ao comportamento da rótula plástica, referente à Zona de Transição 1.

Pontos	CURVATURA NORM	MOMENTO NORM	Momento Negativo	
C	- 5,60	- 1,03	My	3222
B	0	- 1,00	fy(Initial)	0,0017
A	0	0,00	Momento Positivo	
B	-	1,00	My	5592
C	4,80	1,07	fy(Initial)	0,0020

Anexo 2 – Representação do diagrama momento-curvatura obtidos pelo software *GALA Reinforcement* e o diagrama representativo do comportamento de rótula plástica na secção de Transição 2

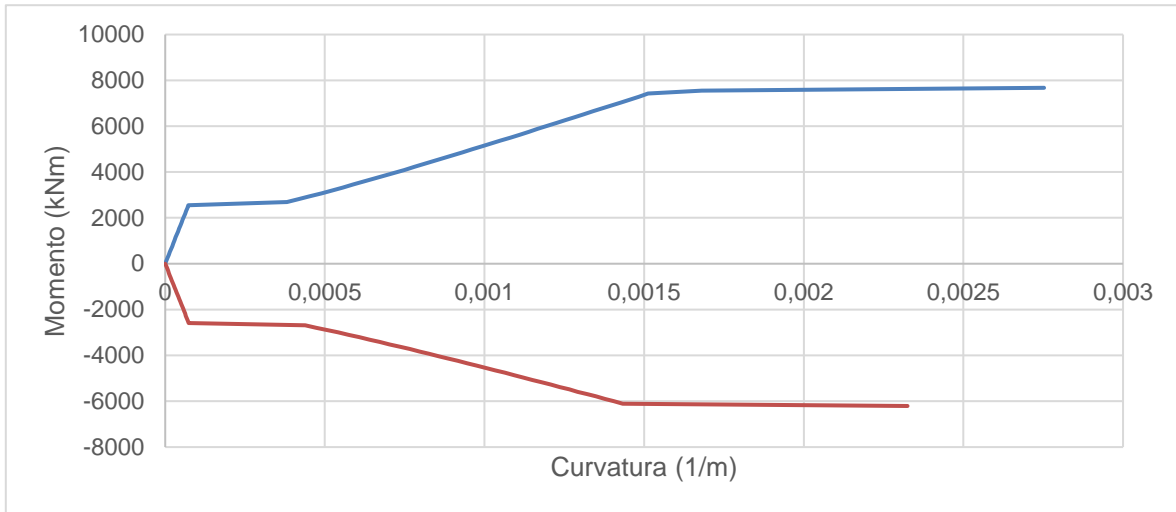


Gráfico A. 3. Definição do comportamento da rótula plástica na Zona de Transição 2

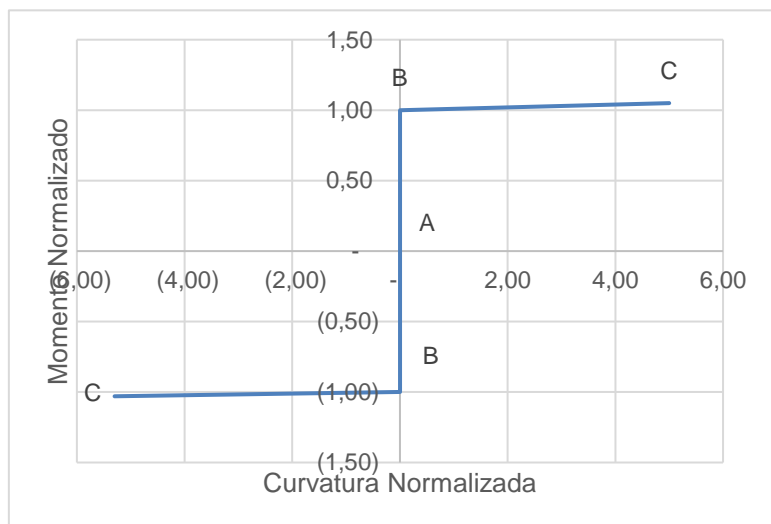


Gráfico A. 4. Diagramas momento-curvatura referentes à Zona de Transição 2

Tabela A. 2. Parâmetros auxiliares ao comportamento da rótula plástica, referente à Zona de Transição 2.

Pontos	CURVATURA NORM	MOMENTO NORM	Momento Negativo	
C	- 5,30	- 1,03	My (kNm/m)	6103
B	0	- 1,00	Curvatura (1/m)	0,0014
A	0	0,00	Momento Positivo	
B	-	1,00	My (kNm/m)	7420
C	5,00	1,05	Curvatura (1/m)	0,0015



Anexo 3 – Representação do diagrama momento-curvatura obtidos pelo software *GALA Reinforcement* e o diagrama representativo do comportamento de rótula plástica na secção de Viga Lateral.

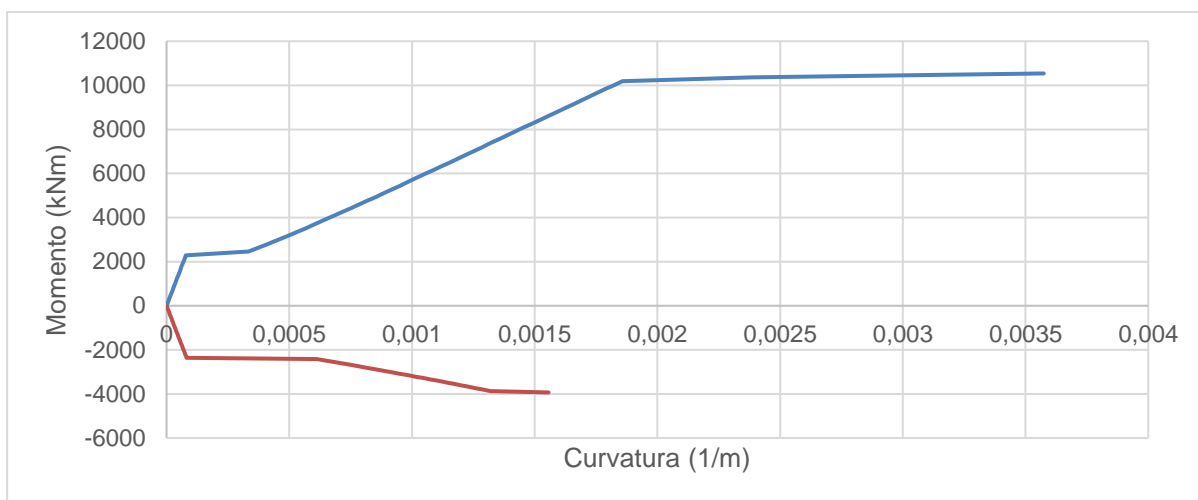


Gráfico A. 5. Diagramas momento-curvatura referentes à Viga Lateral

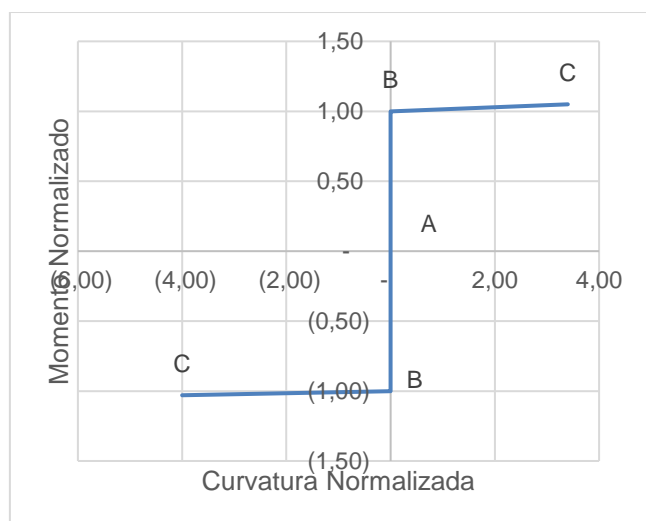


Gráfico A. 6. Definição do comportamento da rótula plástica na Viga Lateral.

Tabela A. 3. Parâmetros auxiliares ao comportamento da rótula plástica, referente à Viga Lateral.

Pontos	CURVATURA NORM	MOMENTO NORM	Momento Negativo	
C	4,00	1,03	My (kNm/m)	3867
B	0	1,00	Curvatura (1/m)	0,0013
A	0	0,00	Momento Positivo	
B	-	1,00	My (kNm/m)	10186
C	3,40	1,05	Curvatura (1/m)	0,0019

Anexo 4 – Representação do diagrama momento-curvatura obtidos pelo software *GALA Reinforcement* e o diagrama representativo do comportamento de rótula plástica na secção de Zona Regular.

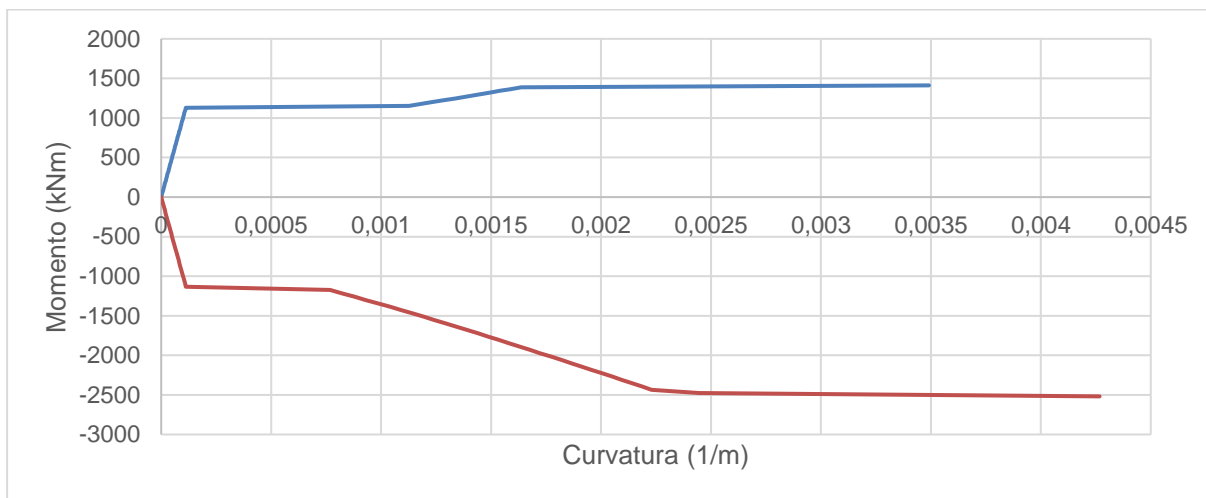


Gráfico A. 7. Diagramas momento-curvatura referentes à Zona de Zona Regular.

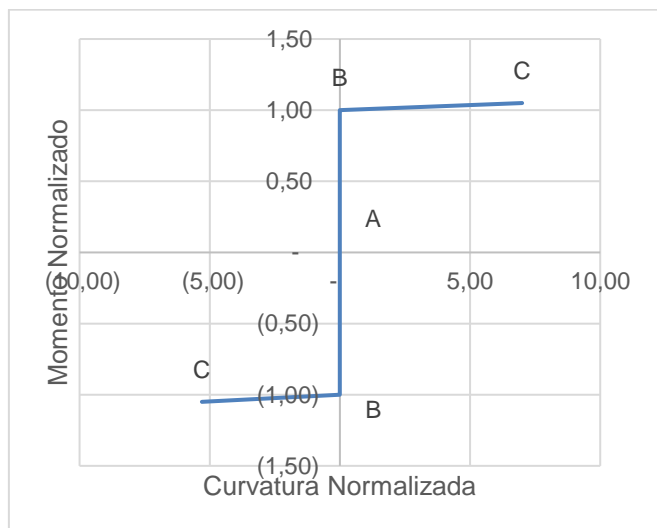


Gráfico A. 8. Definição do comportamento da rótula plástica na Zona Regular.

Tabela A. 4. Parâmetros auxiliares ao comportamento da rótula plástica, referente à Zona Regular.

Pontos	CURVATURA NORM	MOMENTO NORM	Momento Negativo	
C	5,30	1,05	My (kNm/m)	2435
B	0	1,00	Curvatura (1/m)	0,0022
A	0	0,00	Momento Positivo	
B	-	1,00	My (kNm/m)	1389
C	7,00	1,05	Curvatura (1/m)	0,0016

Anexo 5 – Tabelas auxiliares para a colocação da relação carga-assentamento no *software* SAP2000, para os casos: 1ª iteração, onde todos os alinhamentos têm a rigidez da estaca isolada e a última iteração, onde se aplica o coeficiente de redução.

*Tabela A. 5 Parâmetros da relação carga-assentamento para a 1ª iteração.*

Alinhamento	Diagrama Força/Deformação				
	1ª iteração	Compressão		Tração	
	Coeficiente de interação	Carga (kN)	Deslocamento (mm)	Carga (kN)	Deslocamento (mm)
1º	1	2500	0,0034	1300	0,0070
2º	1	2500	0,0034	1300	0,0070
3º	1	2500	0,0034	1300	0,0070
4º	1	2500	0,0017	1300	0,0035
5º	1	2500	0,0017	1300	0,0035
6º	1	2500	0,0017	1300	0,0035
7º	1	2500	0,0017	1300	0,0035
8º	1	2500	0,0017	1300	0,0035
9º	1	2500	0,0017	1300	0,0035
10º	1	2500	0,0019	1300	0,0041
11º	1	2500	0,0019	1300	0,0041
12º	1	2500	0,0019	1300	0,0041

*Tabela A. 6. Parâmetros da relação carga-assentamento para a última iteração.*

Alinhamento	Diagrama Força/Deformação				
	Última iteração	Compressão		Tração	
	Coeficiente de interação	Carga (kN)	Deslocamento (m)	Carga (kN)	Deslocamento (m)
1º	1	2500	0,0034	1300	0,0070
2º	1	2500	0,0034	1300	0,0070
3º	1	2500	0,0034	1300	0,0070
4º	2	2500	0,0067	1300	0,0140
5º	3	2500	0,0050	1300	0,0105
6º	4	2500	0,0067	1300	0,0140
7º	4	2500	0,0067	1300	0,0140
8º	4	2500	0,0067	1300	0,0140
9º	4	2500	0,0067	1300	0,0140
10º	4	2500	0,0077	1300	0,0165
11º	5	2500	0,0096	1300	0,0206
12º	5	2500	0,0096	1300	0,0206