TRANSPETRO	**MEMÓRIA DE CÁLCULO**	**Nº:**	**MC-4200.02-6600-940-VF4-001**
	CLIENTE: TP/DOP/DTNNESE/UO-RJMG/ANGRA/OP	FOLHA:	1 de 77
	PROJETO: CARREGAMENTO DE BUNKER NO PÍER DE REBOCADORES		-
	ÁREA: TERMINAL DA BAÍA DA ILHA GRANDE (TEBIG) - ASA		-
DIRETORIA DE ENGENHARIA E TECNOLOGIA	**TÍTULO:** VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DO PIER DE REBOCADORES		INTERNO
			TP/DTEC/ENG/PPL/DPL/DP1

CNPJ: 35.619.255/0001-11
Razão social: VIRTUS CONSTRUTORA E PROJETOS LTDA
Contrato: 7004002325
Responsável Técnico: Carlos Jean Ferreira dos Santos
CREA-RJ: 2013131555

Versão do Software:
Microsoft Word 365

ÍNDICE DE REVISÕES

REV.	DESCRIÇÃO E/OU FOLHAS ATINGIDAS
0	Emissão original.

VIRTUS CONSTRUTORA E PROJETOS LTDA:35619255000111

Digitally signed by VIRTUS CONSTRUTORA E PROJETOS LTDA:35619255000111
Date: 2023.04.25 18:35:03 -03'00'

	REV. 0	REV. A	REV. B	REV. C	REV. D	REV. E	REV. F	REV. G	REV. H
DATA	12/04/2023								
PROJETO	VF4								
EXECUÇÃO	JLU								
VERIFICAÇÃO	CJS								
APROVAÇÃO	CJS								

AS INFORMAÇÕES DESTE DOCUMENTO SÃO PROPRIEDADE DA PETROBRAS, SENDO PROIBIDA A UTILIZAÇÃO FORA DA SUA FINALIDADE.
FORMULÁRIO PERTENCENTE À PETROBRAS N-0381 REV. L

SUMÁRIO

1. OBJETIVO 4
2. DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA 5
3. NORMAS E BIBLIOGRAFIAS 7
4. PROJETOS EXISTENTES E PARÂMETROS DE CÁLCULO 9
4.1 EMBARCAÇÕES DE PROJETO 9
4.2 CABEÇOS 10
4.3 FUNDAÇÃO 11
4.4 SUPERESTRUTURA 13
4.5 DEFENSAS 14
4.5.1 CAIS DE REBOCADORES 14
4.6 NÍVEIS DA ESTRUTURA 16
5. CARREGAMENTOS DA ESTRUTURA 16
5.1 PESO PRÓPRIO 16
5.2 SOBRECARGA ACIDENTAL 17
5.3 CARGAS DE ATRACAÇÃO INCLINADA 17
5.4 CARGAS DE AMARRAÇÃO 18
5.5 TEMPERATURA 20
5.6 VENTO 20
5.7 RETRAÇÃO 20
5.8 CORRENTE 21
5.9 MOVIMENTAÇÃO DE CARGAS 21
6. MODELAGEM DA ESTRUTURA 23
6.1 SOFTWARE UTILIZADO 23
6.2 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA 23
6.3 MODELO ESTRUTURAL 24
6.4 PROPRIEDADES E SEÇÕES TRANSVERSAIS 29
6.5 MATERIAIS 31
6.6 APLICAÇÃO DOS CARREGAMENTOS 32

6.6.1 G1 – PP Estrutura 32
6.6.2 Q1 – SC Geral 33
6.6.3 Q2.1 ATRACAÇÃO INCLINADA 34
6.6.4 Q3.1 AMARRAÇÃO 35
6.6.5 Q4 – TEMPERATURA 36
6.6.6 Q5 – VENTO 37
6.6.7 Q6 - CORRENTE 38
6.6.8 Q7.–CARGA DE VEÍCULO TB30 39
6.6.9 LISTA DE CARREGAMENTOS 40
6.7 COMBINAÇÕES DE CARGA 41
6.8 CONSIDERAÇÕES DE APOIO DA ESTRUTURA 43
7. ESFORÇOS ATUANTES E VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL 46
7.1 Verificação estrutural do Tabuleiro da Laje 46
7.2 VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DAS VIGAS E BLOCOS DE FUNDAÇÃO 54
7.3 ESFORÇOS NA VIGA E BLOCO DE FUNDAÇÃO DO EIXO 83 56
8. ESFORÇOS NAS ESTACAS E VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL 61
8.1 RESUMO RESULTADO DAS BARRAS 65
9. DESLOCAMENTOS DA ESTRUTURA 74
10. CONCLUSÃO 76

1. OBJETIVO

O objetivo deste documento é apresentar a Memória de Cálculo da avaliação da capacidade da estrutura em receber os esforços de amarração e atracação para futuras operações de barcaças, no Cais de Rebocadores do terminal Alm. Maximiano da Fonseca (TEBIG), localizado em Angra dos Reis / RJ.

As análises visam verificar se a estrutura projetada, na configuração atual, está dimensionada de maneira satisfatória para a absorção dos esforços provenientes da atracação e amarração, sem trazer danos para a estrutura.



Figura 1 – Terminal da Petrobras TEBIG, Angra dos Reis



Figura 2 – Vista do píer dos rebocadores

2. DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA

Os seguintes documentos foram utilizados como referência para esta memória de cálculo:

[1]	MC-4200.02-6611-962-PTD-001_R0	BARCAÇAS NO CAIS DOS REBOCADORES ESFORÇOS DE AMARRAÇÃO
[2]	MC-4200.02-6611-962-PTD-002_R0	BARCAÇAS NO CAIS DOS REBOCADORES ESFORÇOS DE ATRACAÇÃO
[3]	Estaleiro Rio Amazonas	BALSA CASCO DUPLO 3000m³ – OMS XVII ARRANJO GERAL/CAPACIDADE/SEGURANÇA E LUZES DE NAVEGAÇÃO
[4]	OCIMF SIRE Programme	Barge Particulars Questionnaire 5 [SACA Inland DB] Barge Particulars Questionnaire for OMS XVII
[5]	DE-3501.00-8000-114-TET-001 (DE-0864.0-010-104-TET-01 DE-141-046)	DESENHO 02 –LOCAÇÃO SONDAGENS - TECNOSOLO - 1977
[6]	DE-4200.02-6611-131-PTI-010	PIER PARA REBOCADORES E PLATAFORMA

		P/ BOMBAS – ESTAQUEAMENTO
[7]	DE-4200.02-6611-131-PTI-061	PIER PARA REBOCADORES – 1ª PARTE – FORMAS
[8]	DE-4200.02-6611-131-PTI-066	PIER PARA REBOCADORES – 2ª PARTE – FORMAS
[9]	DE-4200.02-6611-131-PTI-067	CAIS DE REBOCADORES CAVALETES TIPOS F,G,H e J – FORMAS
[10]	DE-4200.02-6611-131-PTI-087	CAIS DE REBOCADORES CAVALETES TIPO G – ARMADURA
[11]	DE-4200.02-6611-131-PTI-101	PIER PARA REBOCADORES PRE MOLDADOS TIPO K - ARMAÇÃO – 1ª PARTE
[12]	DE-4200.02-6611-131-PTI-102	PIER PARA REBOCADORES PRE MOLDADOS TIPO K - ARMAÇÃO – 2ª PARTE
[13]	DE-4200.02-6611-131-PTI-103	PIER PARA REBOCADORES PRE MOLDADOS TIPO K, K1, K2, K3, N, N1 - FORMAS
[14]	DE-4200.02-6611-131-PTI-104	PIER PARA REBOCADORES PRE MOLDADOS TIPOS L e M - FORMAS
[15]	DE-4200.02-6611-131-PTI-121	PIER PARA REBOCADORES PRE MOLDADOS TIPOS L - ARMAÇÃO
[16]	DE-4200.02-6611-131-PTI-124	PIER PARA REBOCADORES PRE MOLDADOS TIPOS M - ARMAÇÃO
[17]	DE-4200.02-6611-131-PTI-157	PIER PARA REBOCADORES ARMAÇÃO PARA CONCRETAGEM NO LOCAL 1º PARTE (1/2)
[18]	DE-4200.02-6611-131-PTI-158	PIER PARA REBOCADORES ARMAÇÃO PARA CONCRETAGEM NO LOCAL 1º PARTE (2/2)
[19]	DE-4200.02-6611-131-PTI-178	PIER PARA REBOCADORES BLOCO TIPO N - ARMAÇÃO
[20]	DE-4200.02-6611-131-PTI-202	PIER PARA REBOCADORES PRE MOLDADOS TIPO K1, K2 E K3 – ARMAÇÃO 2º PARTE
[21]	DE-4200.02-6611-131-PTI-217	PIER PARA REBOCADORES PRE MOLDADOS TIPOS L e M - FORMAS
[22]	DE-4200.02-6611-131-PTI-218	PIER PARA REBOCADORES PRE MOLDADOS TIPO K1, K2 E K3 – ARMAÇÃO 1º PARTE
[23]	DE-4200.02-6611-131-PTI-219	PIER PARA REBOCADORES BLOCO TIPO - M ARMAÇÃO
[24]	DE-4200.02-6611-140-PTI-005	PIER PARA REBOCADORES CABEÇO E CANTONEIRAS

3. NORMAS E BIBLIOGRAFIAS

Exceto quando especificamente indicado o contrário, o estudo baseou-se na aplicação das seções e últimas revisões das normas brasileiras da ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas.

As seguintes normas técnicas da ABNT foram adotadas no desenvolvimento do estudo:

- NBR 6118 Projeto de estruturas de concreto - Procedimento
- NBR 6122 Projeto e execução de fundações
- NBR 6123 Forças devidas ao vento em edificações
- NBR 7187 Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento
- NBR 7188 Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre
- NBR 8681 Ações e segurança nas estruturas – Procedimento
- NBR 8800 Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e de concreto de edifícios
- NBR 9062 Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado
- NBR 9882 Ações em Estruturas Portuárias, Marítimas ou Fluviais
- NBR 11240 Utilização de defensas portuárias – Procedimento
- NBR 11832 Defensas portuárias de elastômeros – Especificação
- NBR 13209 Planejamento portuário – Obras de acostagem – Aspectos náuticos
- NBR 13246 Planejamento portuário – Aspectos náuticos – Procedimento
- NR 29 Norma Regulamentadora de Segurança e Saúde no Trabalho Portuário

Para situações específicas não previstas nas normas da ABNT ou que foram consideradas melhor contempladas em normas ou recomendações internacionais em sua versão mais recente, estas foram obedecidas. Destacam-se os seguintes:

- API RP-2A LRFD Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms, Load and Resistance Factor Design
- API RP-2A WSD Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms, Working Stress Design
- AWS-DI.4 Structural Welding Code Reinforcing Steel
- BS 6349 British Standard – Maritime Structures Code
- EAU Recommendations of the Committee for Waterfront Structures – 2012
- NAVFAC DM 7.2 Foundations and Earth Structures
- NAVFAC MIL-HDBK-1021/1 Piers and Wharves
- OCIMF Design and Construction Specification for Marine Loading Arms (1987)
- OCIMF Guidelines and Recommendations for the Safe Mooring of Large Ships at Piers and Sea Islands (New Edition Preparation 1994)
- OCIMF Guidelines for Hazard Analysis as an Aid to Management of Safe Operations (1992)
- OCIMF Guide on Marine Terminal Fire Protection and Emergency Evacuation (1987)
- OCIMF MooringEquipmentGuidelines (1996)
- PIANC Guidelines for the Design of Fender Systems: 2002
- ROM 0. RecomendacionesGenerales
- ROM 1. Recomendaciones para el Proyecto y Ejecución de Obras de Abrigo
- ROM 2. Recomendaciones para el Proyecto y Ejecución de Obras de Atraque
- ROM 3. Recomendaciones para el Proyecto y Construcción de Accesos y Áreas de Flotación

4. PROJETOS EXISTENTES E PARÂMETROS DE CÁLCULO

4.1 EMBARCAÇÕES DE PROJETO

Para a verificação do sistema de defensas, foi avaliado as seguintes embarcações:

Tabela 1 – Embarcações de projeto consideradas no estudo (fonte: [2])

Barcaça[1]	DWT (t)	DESL (m)	LOA (m)	Boca (m)	Calado máximo (m)
OMS XVII	3.000	3.500	65,0	16,5	3,7
Spabunker 21	5.000	6.700	77,0	16,3	6,0

Sendo que para este estudo, foram adotadas as características da embarcação com maior calado e que aplica as maiores reações na estrutura (segundo documentos de referência [1] e [2]), denominado Spabunker 21, modelo tipo Bram Atlas, apresentado abaixo.

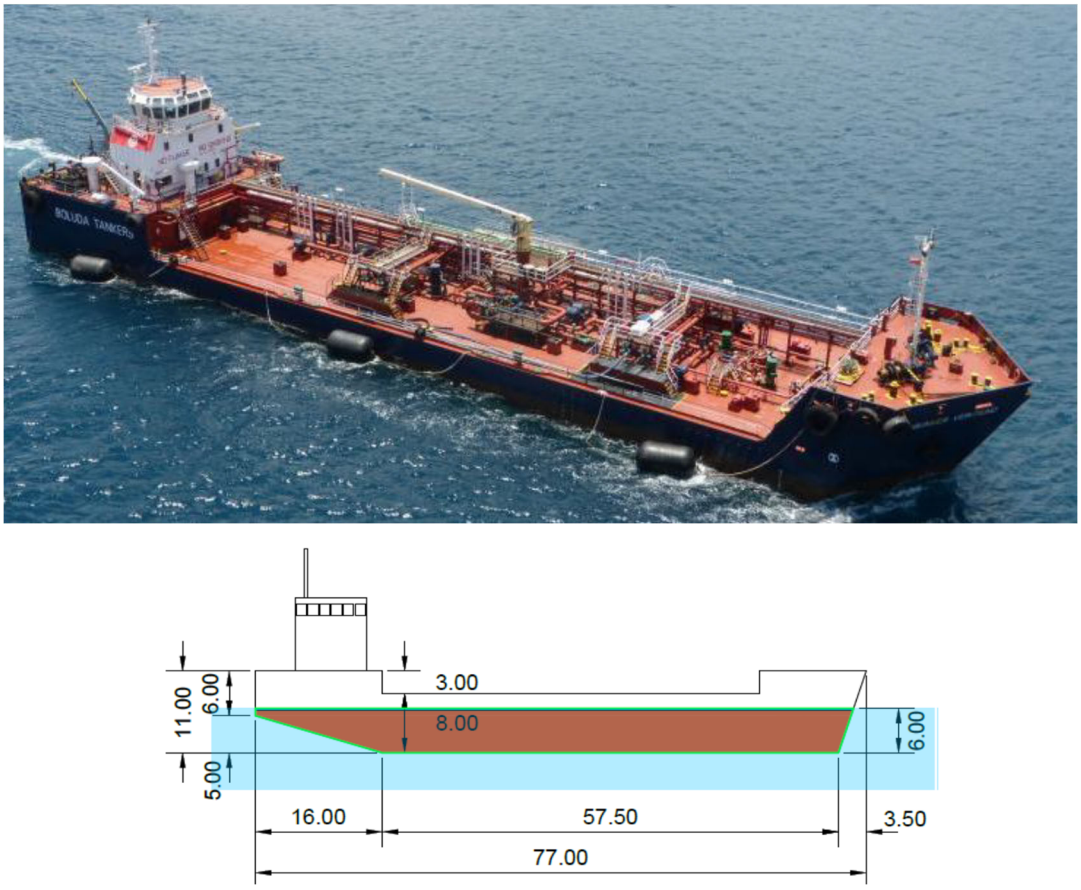


Figura 3–Spabunker 21, modelo tipo Bram Atlas - fonte: www.marinetraffic.com

4.2 CABEÇOS

O Cais de Rebocadores possuem um o total de 22 cabeços de amarração construídos em aço chumbado ao concreto armado, com capacidade de 20tf cada.

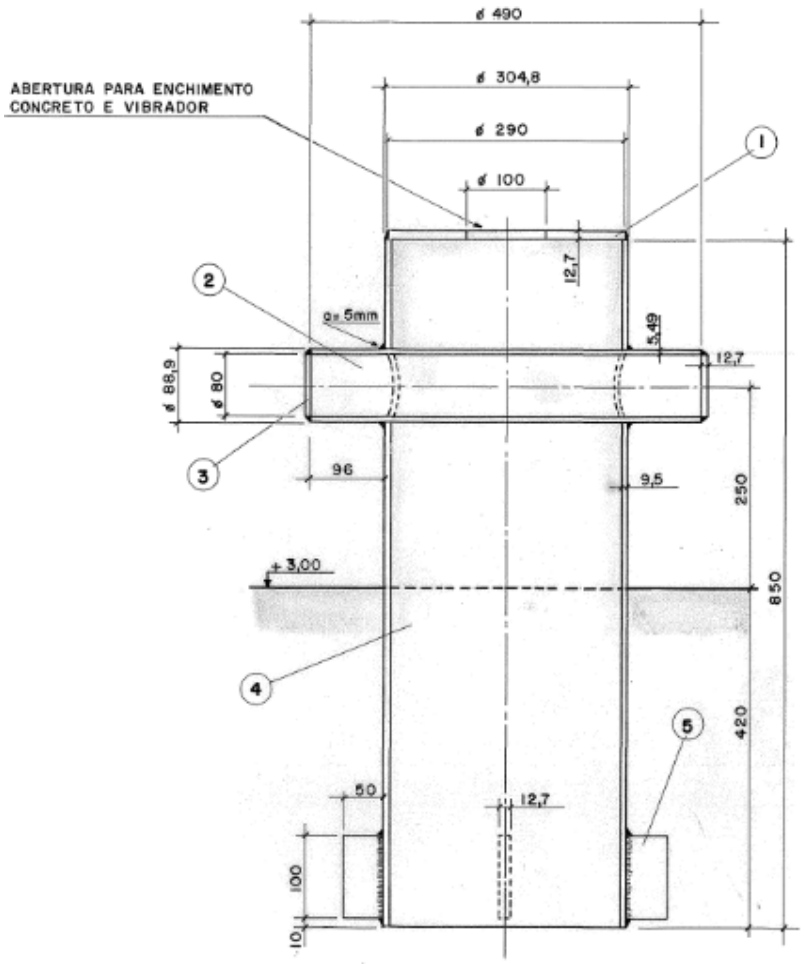


Figura 4–Cabeço de amarração –Vista frontal (fonte: [24]).

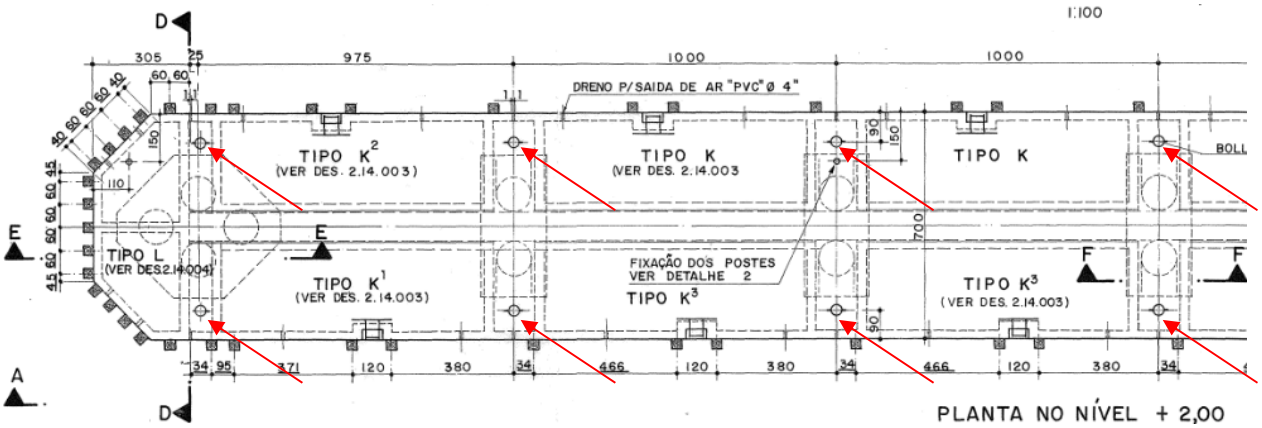


Figura 5–Cabeço de amarração instalados no cais - (fonte: [7]).

4.3 FUNDAÇÃO

De acordo com o documento de referência [6], datado de 1975, a fundação do cais consiste em 30 estacas com camisas metálicas cravadas, com inclinação de 1:4, ϕ_{EXT}=1,0m, parede de 19mm, conforme apresentado a seguir:

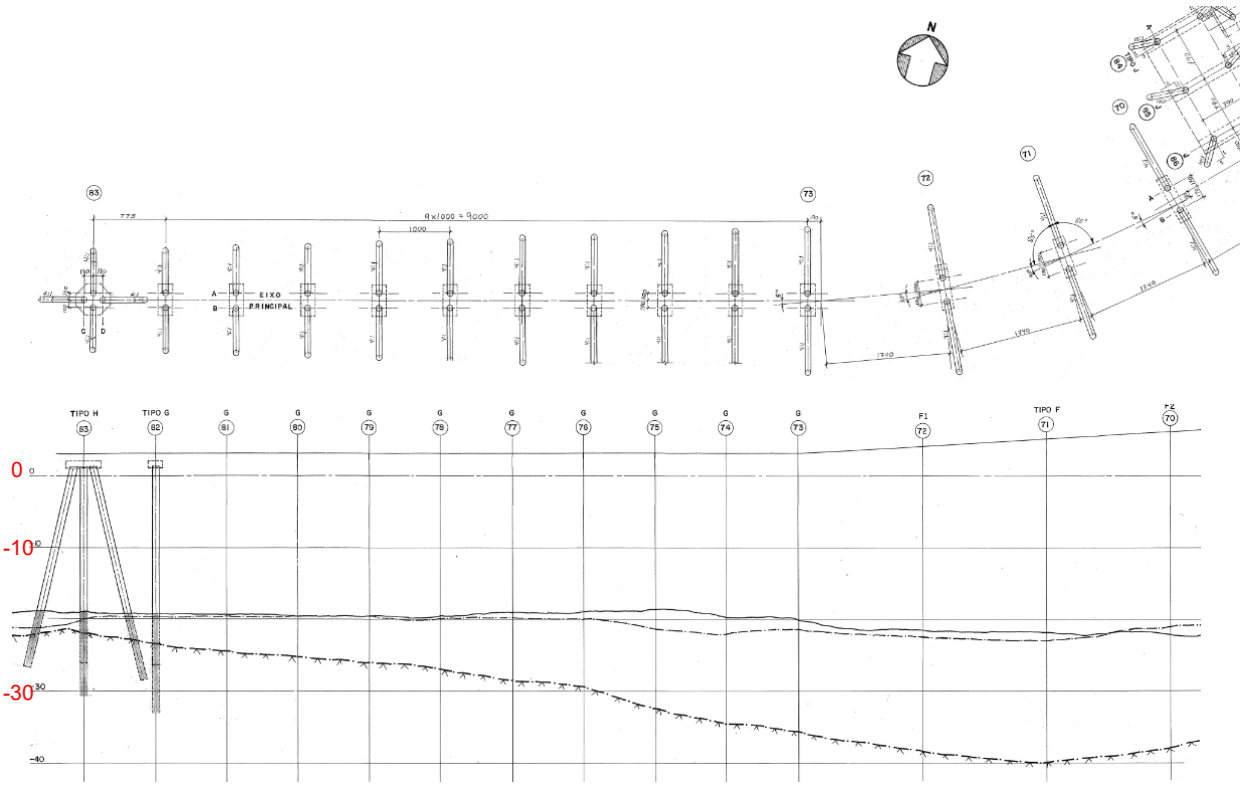


Figura 6 – Layout da fundação do Cais de Rebocadores- documento de referência [6].

As estacas possuem comprimento médio de 45m (quarenta e cinco metros), sendo 20 a 40m imersa em água conforme figura 5. A tabela 2 transcreve o comprimento executado das estacas.

Tabela 2 – Comprimento e características das estacas (fonte: [3])

NÚMERO DA ESTACA	CARGA		INCL. VERT.	TOPO A CORTAR	TIPO DE LIGAÇÃO DE TOPO	NÍVEL DO PÉ		TIPO DE LIGAÇÃO DO PÉ		COMPRIMENTO DA ESTACA		NIVEL INF. DO CAVAL.	OBSERVAÇÕES
	MAX. (COMPR)	MIN. (TRAÇÃO)				PREVISTO	FEITO	PREVISTO	FEITO	PREVISTO	FEITO		
	T	T		M		M	M			M	M	M	
70A	130	—	4:1	+3,70	A	-37	-34,00	C	D	42	45,00	+3,50	
70B	"	—	4:1	"	A	-37	-39,00	C	D	42	45,00	"	
71A	"	—	4:1	+2,65	A	-38	-36,50	C	D	42	47,90	+2,45	
71B	"	—	4:1	"	A	-38	-38,90	C	D	42	52,00	"	
72A	"	—	4:1	+1,60	A	-38	-35,60	C	D	41	45,00	+1,40	
72B	"	—	4:1	"	A	-38	-41,10	C	D	41	47,80	"	

NÚMERO DA ESTACA	CARGA MAX. (COMPR.)	CARGA MIN. (TRAÇÃO)	INCL. VERT.	TOPO A CORTAR	TIPO DE LIGAÇÃO DE TOPO	NÍVEL DO PÉ PREVISTO	NÍVEL DO PÉ FEITO	TIPO DE LIGAÇÃO DO PÉ PREVISTO	TIPO DE LIGAÇÃO DO PÉ FEITO	COMPRIMENTO DA ESTACA PREVISTO	COMPRIMENTO DA ESTACA FEITO	NIVEL INF. DO CAVAL.	OBSERVAÇÕES
	T	T		M		M	M			M	M	M	
73A	130	—	4:1	+1,20	A	-36	-34,30	C	D	38	43,00	+1,00	
73B	〃	—	4:1	〃	A	-36	-38,90	C	D	38	48,00	〃	
74A	〃	—	4:1	〃	A	-35	-33,70	D	D	37	45,00	〃	
74B	〃	—	4:1	〃	A	-35	-39,65	D	D	37	45,00	〃	
75A	〃	—	4:1	〃	A	-33	-38,72	D	D	35	42,30	〃	
75B	〃	—	4:1	〃	A	-33	-40,20	D	D	35	52,00	〃	
76A	〃	—	4:1	〃	A	-30	-34,75	D	D	32	43,00	〃	
76B	〃	—	4:1	〃	A	-30	-39,90	D	D	32	48,00	〃	
77A	〃	—	4:1	〃	A	-29	-33,75	D	D	31	43,00	〃	
77B	〃	—	4:1	〃	A	-29	-35,40	D	D	31	43,00	〃	
78A	〃	—	4:1	〃	A	-28	-30,85	D	D	30	43,00	〃	
78B	〃	—	4:1	〃	A	-28	-37,40	D	D	30	43,00	〃	
79A	〃	—	4:1	〃	A	-27	-30,10	D	D	29	38,00	〃	

NÚMERO DA ESTACA	CARGA MAX. (COMPR.)	CARGA MIN. (TRAÇÃO)	INCL. VERT.	TOPO A CORTAR	TIPO DE LIGAÇÃO DE TOPO	NÍVEL DO PÉ PREVISTO	NÍVEL DO PÉ FEITO	TIPO DE LIGAÇÃO DO PÉ PREVISTO	TIPO DE LIGAÇÃO DO PÉ FEITO	COMPRIMENTO DA ESTACA PREVISTO	COMPRIMENTO DA ESTACA FEITO	NIVEL INF. DO CAVAL.	OBSERVAÇÕES
	T	T		M		M	M			M	M	M	
79B	130	—	4:1	+1,20	A	-27	-36,00	D	D	29	43,00	+1,00	
80A	〃	—	4:1	〃	A	-26	-29,05	D	D	28	38,00	〃	
80B	〃	—	4:1	〃	A	-26	-35,60	D	D	28	43,00	〃	
81A	〃	—	4:1	〃	A	-25	-28,70	D	D	27	38,00	〃	
81B	〃	—	4:1	〃	A	-25	-33,90	D	D	27	43,00	〃	
82A	〃	—	4:1	〃	A	-24	-26,65	D	D	26	36,00	〃	ESTACAS ENCHIDAS COM CONCRETO ATE O NIVEL DO TERRENO
82B	〃	—	4:1	〃	A	-24	-33,10	D	D	26	43,00	〃	
83A	145	—	4:1	〃	A	-23	-26,25	D	D	25	36,00	〃	
83B	145	—	4:1	〃	A	-23	-30,70	D	D	25	43,00	〃	
83C	130	—	4:1	〃	A	-23	-26,90	D	D	25	32,00	〃	
83D	130	—	4:1	〃	A	-24	-28,80	D	D	26	38,00	〃	
84A	120	—	15:1	+5,40	A	-33	-34,10	D	D	39	45,00	+5,20	
84B	120	—	15:1	〃	A	-33	-32,80	D	D	39	43,00	〃	
85A	120	—	10:1	〃	A	-34	-34,90	D	D	40	45,00	〃	
85B	120	—	10:1	〃	A	-34	-34,90	D	D	40	45,00	〃	
86A	120	—	10:1	〃	A	-34	-35,40	D	D	40	48,00	〃	
86B	120	—	10:1	〃	A	-34	-37,90	D	D	40	48,00	〃	

Em relação às formas e armação das estacas, todas são iguais conforme nas figuras abaixo.

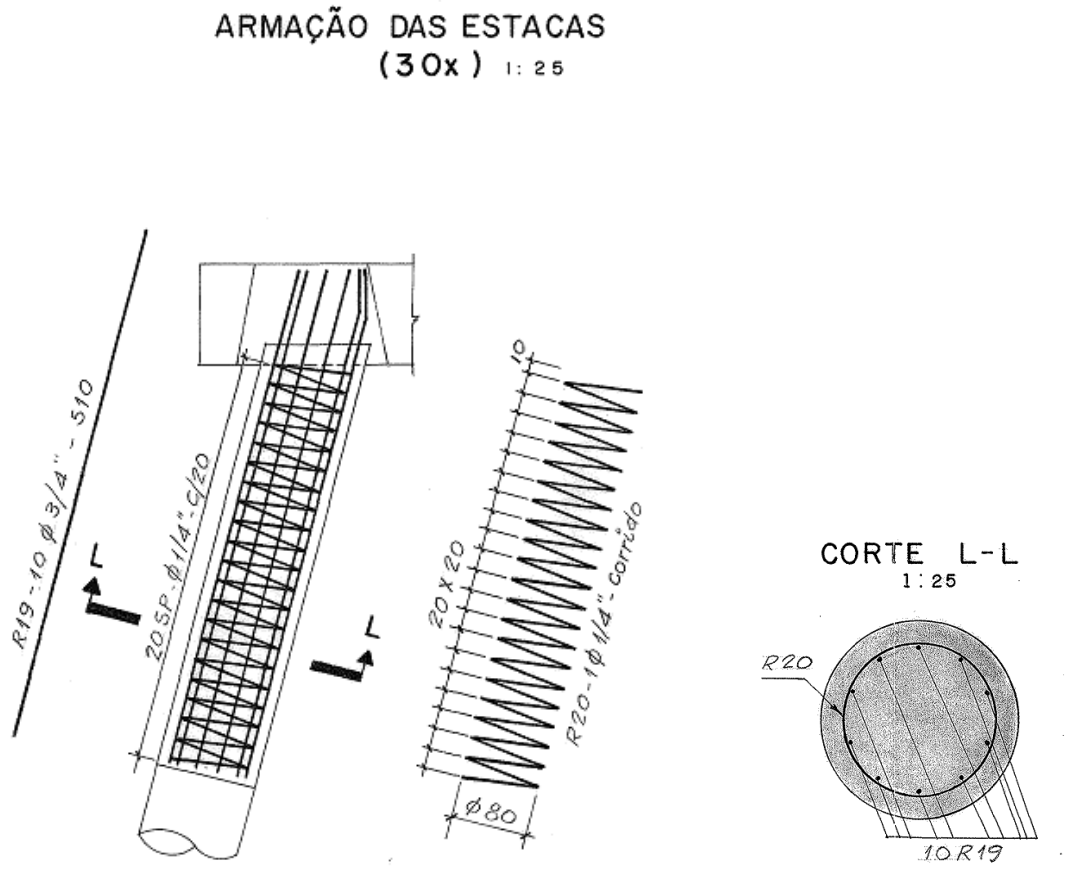


Figura 7 – Estacas adotadas no Cais de Rebocadores – Armadura (fonte [18]).

A armadura longitudinal consiste basicamente em 10 barras de aço CA-50, com 3/4” de diâmetro (19mm), em trecho adjacente ao bloco do Cais de Rebocadores.

4.4 SUPERESTRUTURA

A superestrutura do Cais é constituída de uma estrutura de concreto com laje de 0,25 m de espessura, sendo o trecho analisado com comprimento aproximado de 100,0m e 7,0m de largura.

A imagem abaixo apresenta um corte da estrutura dos Píeres, retirado do documento de referência [7].

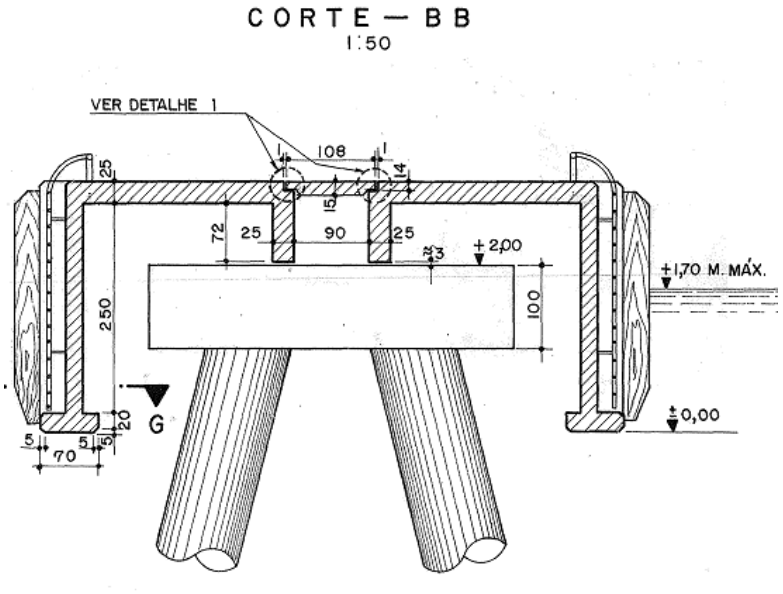


Figura 8 – Corte transversal da estrutura adotada (fonte: [8]).

4.5 DEFENSAS

4.5.1 CAIS DE REBOCADORES

O documento [2] realizou um estudo prévio das defensas do Cais de Rebocadores. Naquela ocasião foram determinados os esforços solicitantes na estrutura.

Segundo o documento a defensa próxima à extremidade – que receberá o primeiro impacto da embarcação – deve ser posicionada no plano do cavalete 83, considerando a defensa Trelleborg de altura mínima 800mm.

Uma segunda defensa, a formar um par com a da extremidade do píer, deve ser posicionada no cavalete 80. O ângulo máximo de atracação considerado foi de 10º.

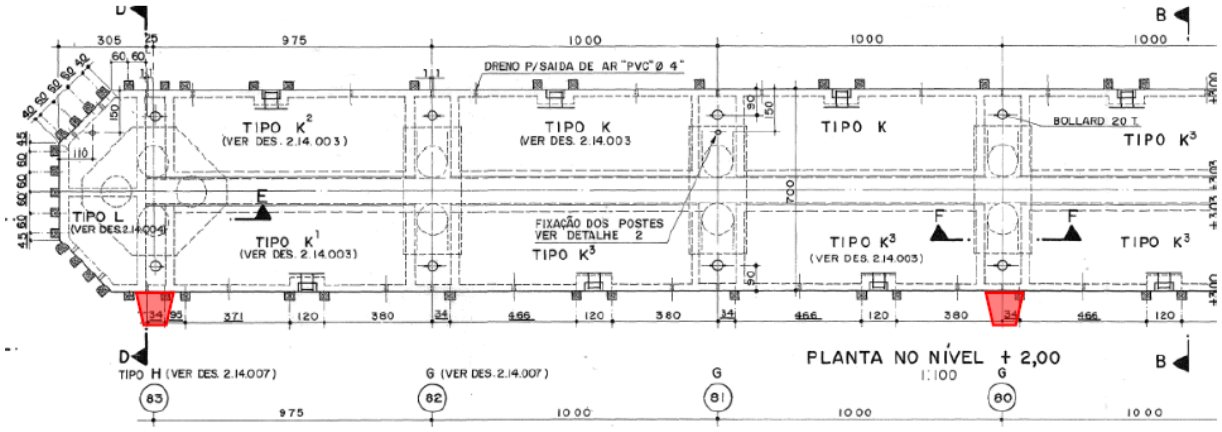
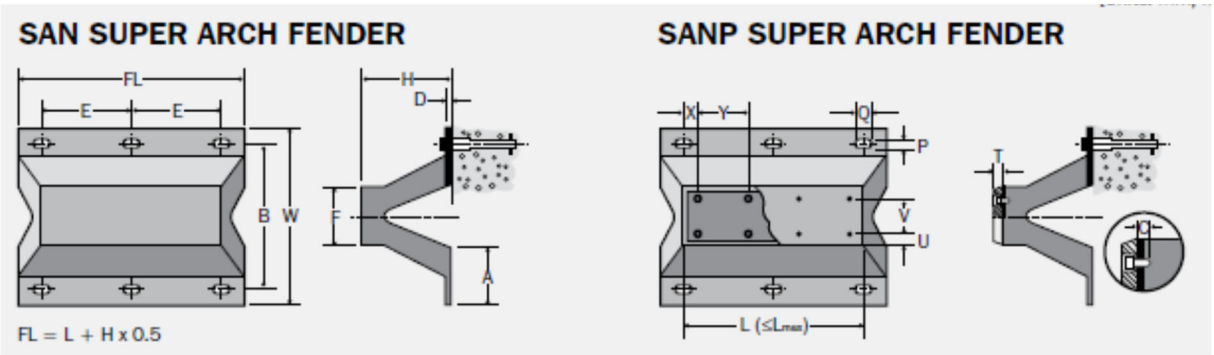


Figura 9 – Defensas para impacto de atracação inclinada (fonte: [2]).

Consideram-se duas defensas tipo Trelleborg Super Arc Fender posicionadas na vertical, conforme as figuras seguintes:



Após a atracação a barcaça deve ser posicionada de forma a possibilitar a amarração. Devem ser previstas mais duas defensas indicadas em verde na figura abaixo de modo a proteger a estrutura.

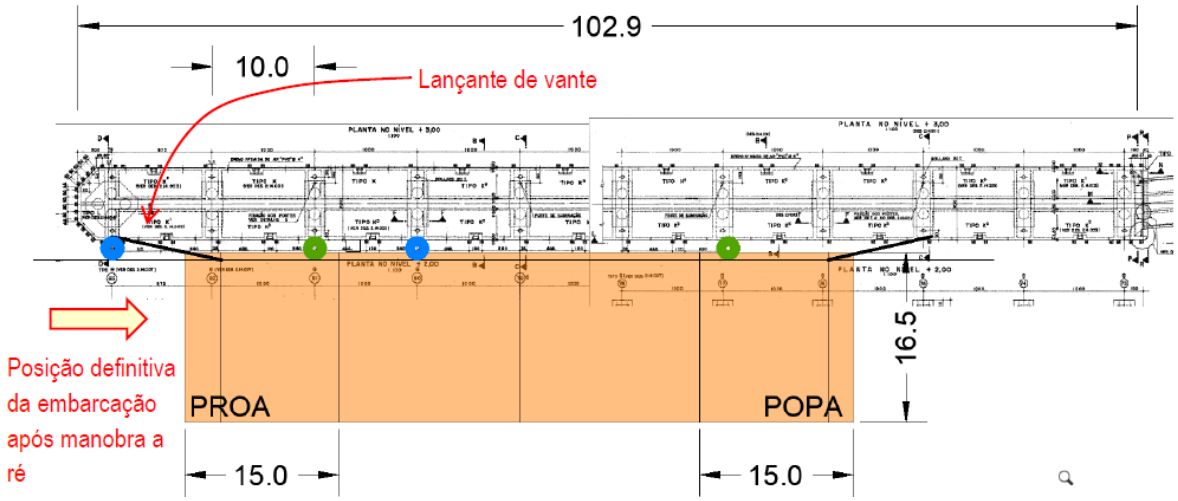


Figura 10 – Defensas para atracação paralela ou posição definitiva (fonte: [2]).

4.6 NÍVEIS DA ESTRUTURA

Pelo projeto do cais [8] a cota de topo é de aproximadamente 3,0 m

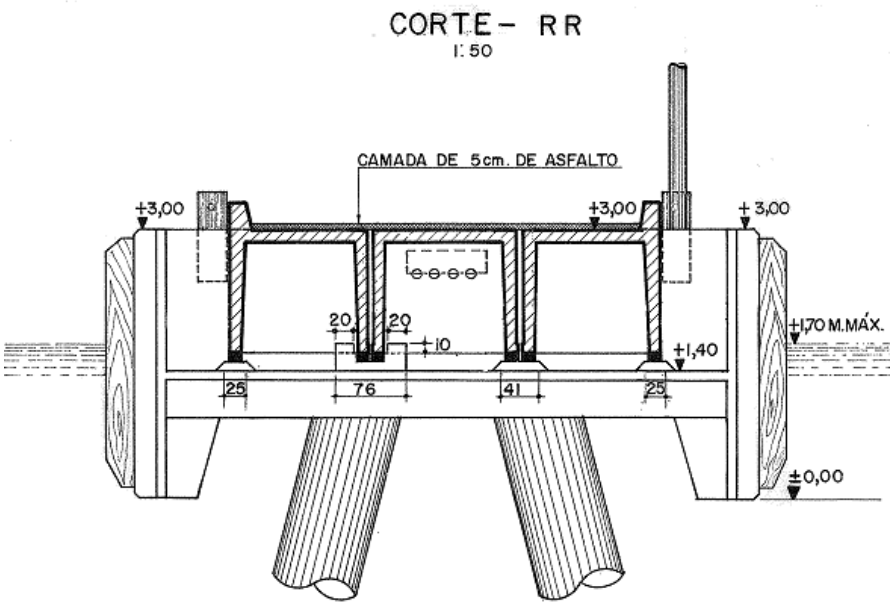


Figura 11 – Corte RR [8].

Portanto, adotou-se como nível superior da estrutura a cota de 3,00 m.

A profundidade do leito marinho pode ser verificada na Figura 5, obtida do documento de referência [6], onde observa-se que o nível do leito marinho varia ao longo dos eixos da estrutura de -20 a -40m.

5. CARREGAMENTOS DA ESTRUTURA

5.1 PESO PRÓPRIO

O software considera automaticamente o carregamento na estrutura proveniente do peso próprio dos elementos modelados, sendo que foi adotado o peso específico de 2,5 tf/m³ para o concreto armado aplicados como uma carga vertical no modelo.

5.2 SOBRECARGA ACIDENTAL

Foi adotada uma sobrecarga vertical de 10 KN/m² (1tf/m²) sobre o píer, em conformidade com a tabela 1 da norma NBR 9062, transcrita abaixo.

Tabela 3 – Valores característicos nominais mínimos para obras de acostagem

unid: kN/m²

Tipo de obra	Sobrecarga
Cais ou pier para carga geral (classe especial)	50
Cais ou pier para carga geral (classe G 32)	40
Cais ou pier para carga geral (classe G 12)	30
Cais ou pier para carga geral (classe G 6)	20
Cais ou pier para conteineres ou Ro-Ro	40
Cais ou pier para granéis sólidos	30
Cais ou pier para granéis líquidos	20
Cais ou pier para produtos siderúrgicos	100
Ponte de acesso	10
Passarela	5
Plataformas fixas ou flutuantes sem sobrecarga definida	10
Áreas de estoque de granéis de uso geral	100
Cais ou pier pesqueiro	10
Cais ou pier para passageiros	10
Cais para rebocadores	10

5.3 CARGAS DE ATRACAÇÃO INCLINADA

A atracação provoca carregamentos normais (impacto da embarcação) e tangenciais (atrito da embarcação com as defensas) simultaneamente.

As cargas normais e tangenciais de atracação inclinada foram extraídas do documento [2] e reproduzidas a seguir.

Atracação Inclinada α ≤ 10º (ângulo de atracação AF)

Na figura a seguir, extraídas do documento [2], são apresentadas as reações máximas totais ao longo de 1,5m de interface costado/defensa para atracação anormal, no caso da defensa tipo arco.

Considera-se a existência de uma força paralela ao cais devido ao atrito (coef. 0,6) entre o costado da barcaça com o painel da defensa.

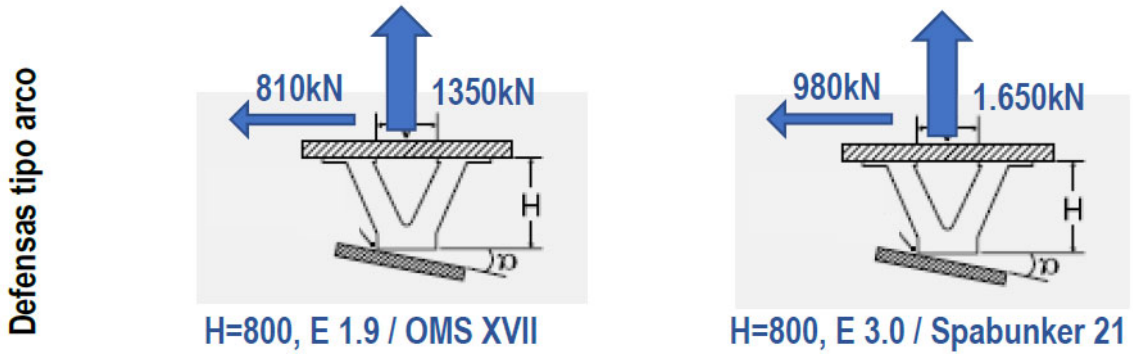


Figura 12 – Reações máximas da defensa na estrutura para atracação inclinada – fonte [2].

Elemento SAN/SANP 800 CB Super Arch Fenders:

- Ea: 359 kNm;
- R.max: 1650 kN.
- Rh.max: 980 kN.

5.4 CARGAS DE AMARRAÇÃO

O documento [1] realizou um estudo prévio dos esforços de Amarração aplicados no Cais de Rebocadores. Naquela ocasião foram determinados os esforços solicitantes na estrutura.

O documento se baseou nas seguintes condições ambientais:

- Vento vindo de qualquer direção com intensidade máxima de 16m/s (operacional) e de 20m/s (extremo). Analisa-se também para o caso particular de vento vindo de sudoeste de intensidade 60 nós (conforme o guia Informações Portuárias);
- Corrente fazendo 20° em relação à linha de atracação do píer principal de 1,0 m/s (operacional) e de 1,3 m/s (extremo) em ambos os sentidos. Foram realizadas verificações adicionais admitindo-se uma variação de 10° nessas direções;
- Com relação às ondas, o guia Informações Portuárias diz que “O terminal, por estar numa área abrigada, Baía da Ilha Grande, não apresenta variações significativas de ondas ou vagas”.

Nas análises do documento [1] as condições ambientais que provocaram maiores esforços de amarração, são as descritas a seguir:

- Maré alta, calado máximo, variação da corrente em 10°, corrente e vento extremos (vento 40 nós e corrente 2,6 nós).

Dentre as duas embarcações analisadas (OMS XVII e Spabunker 21) a que causa maiores esforços na estrutura é a Spabunker 21.

Abaixo os cenários de amarração utilizados na análise:

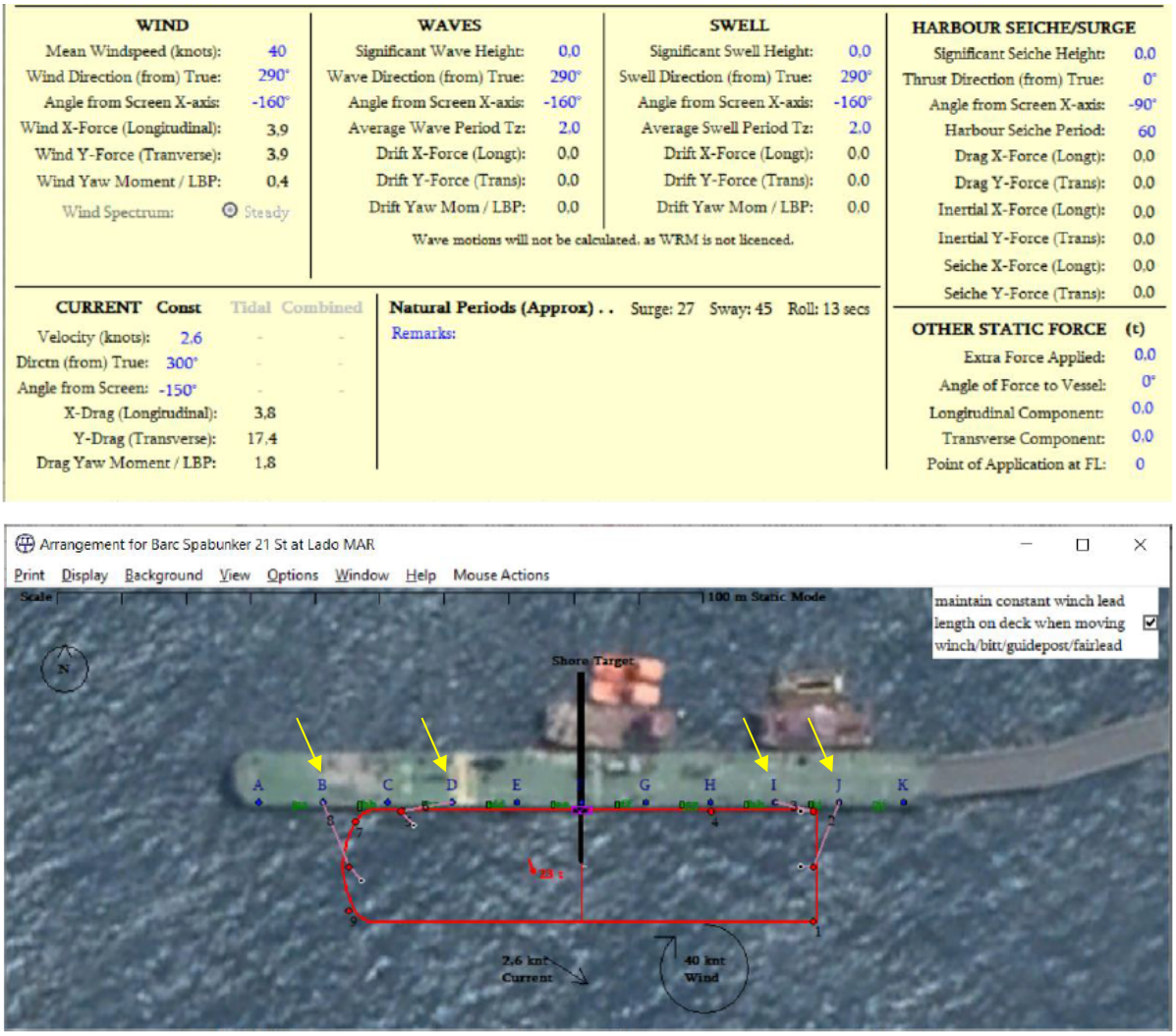


Figura 13 – Condições ambientais e arranjo de amarração – fonte [1].

Bollard/Hook	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
X-Force (t)		6,7		-2,5					6,4	-5,1	
Y-Force (t)		16,6		0,5					1,7	12,5	
Total Force		18,8		2,7					7,5	14,2	
% Bollard Strength		94%		14%					38%	71%	
Direction in Plan		22°		-78°					75°	-22°	
Bollard Uplift		5,7		1,0					3,5	4,3	

Figura 14 – Reações máximas de amarração em tf – fonte [1].

5.5 TEMPERATURA

Considerando as orientações da NBR 6118/2014, aplicamos a carga nos elementos expostos a luz solar:

$TEMP_1 = +15°$

$TEMP_2 = -15°$

5.6 VENTO

Para as verificações quanto a ação do vento, a ser aplicada nas direções transversais e longitudinais ao cais, foi adotada a velocidade básica e modificadores listados a seguir.

$V_k = V_o \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 = 35{,}00 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}02 \cdot 1{,}10 \rightarrow V_k = 39{,}27\ m/s$

$q = 0{,}613 \cdot V_k^2 = 0{,}613 \cdot 39{,}27^2 \rightarrow q = 946\ N/m^2 = 95{,}00\ kgf/m^2$

Analisando a Figura 4 da NBR 6123/1988, temos: Ca = 0,75.

$V0 = V90 = q \cdot C_a \cdot h = 95{,}00 \cdot 0{,}75 \cdot 3{,}00$

$V0 = V90 = 214 \frac{kgf}{m}\ ou\ 71{,}3 kgf/m^2$

5.7 RETRAÇÃO

Devido ao tempo de construção do cais, consideramos que as tensões de retração do concreto não se aplicam a esta análise.

5.8 CORRENTE

A pressão de água corrente (p) sobre as estacas e camisas metálicas pode ser expressa pela seguinte equação:

$p = k.v^2$

p (kgf/m²)

kv (v em m/seg)

k = coeficiente adimensional determinado experimentalmente

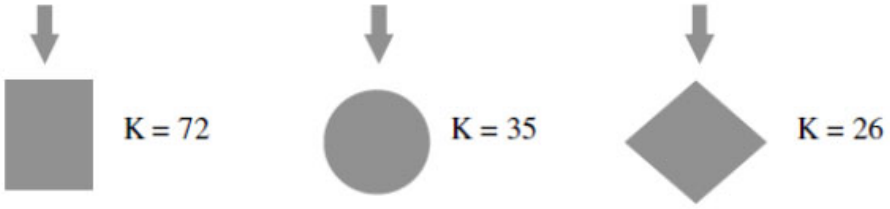


Figura 15 – Valores experimentais do coeficiente k

Adotando-se a velocidade da corrente de até 2,6 nós (fonte documento [1])

Corrente:3 nós = (2,6*1,84)/3,6 = 1,33m/s

$p = 1,33^2 \times 35 = 61,90$ kgf/m²

5.9 MOVIMENTAÇÃO DE CARGAS

O transporte de cargas no cais foi incluído na análise considerando a circulação de um veículo padrão TB30 conforme descrito na norma NBR7188.

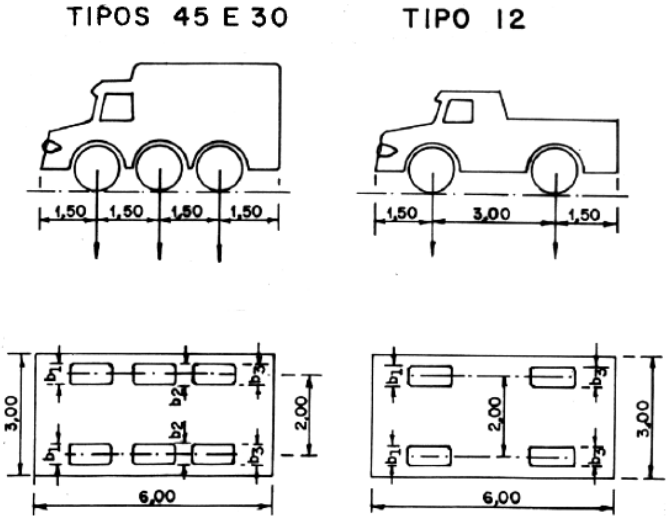


Figura 16 – Veiculo padrão NBR7188

	Unidade	Tipo 45	Tipo 30	Tipo 12
Quantidade de eixos	Eixo	3	3	2
Peso total de veículo	kN-t_f	450 - 45	300 - 30	120 - 12
Peso de cada roda dianteira	kN-t_f	75 - 7,5	50 - 5	20 - 2
Peso de cada roda traseira	kN-t_f	75 - 7,5	50 - 5	40 - 4
Peso de cada roda intermediária	kN-t_f	75 - 7,5	50 - 5	-
Largura de contato b_1 de cada roda dianteira	m	0,50	0,40	0,20
Largura de contato b_3 de cada roda traseira	m	0,50	0,40	0,30
Largura de contato b_2 de cada roda intermediária	m	0,50	0,40	-
Comprimento de contato de cada roda	m	0,20	0,20	0,20
Área de contato de cada roda	m^2	0,20 x b	0,20 x b	0,20 x b
Distância entre os eixos	m	1,50	1,50	3,00
Distância entre os centros de roda de cada eixo	m	2,00	2,00	2,00

Figura 17 – Tabela 02 NBR7188 – Características dos veículos

Transporte de carga para TB30

- Número de eixos (caminhão) = 3 un.
- Carga no primeiro eixo (caminhão) = 10 tf
- Carga no segundo e terceiro eixos (caminhão) = 10 tf
- Distância entre eixos = 1,5m
- Distância entre rodas = 2m
- Carga por roda = 5 tf
- Carga estimada por roda devido a frenagem e aceleração = 0,5 tf

6. MODELAGEM DA ESTRUTURA

Neste capítulo será apresentado os dados de entrada para a elaboração do modelo estrutural, sendo que o foco principal foi avaliar a aplicação das novas cargas de atracação e amarração apresentadas nos documentos [1] e [2].

6.1 SOFTWARE UTILIZADO

Para modelagem computacional da estrutura do Cais, utilizou-se o *software* Strap da empresa SAE - Sistema de Análise Estrutural - SAE. Na plataforma do *software*, as estruturas foram modeladas em elementos de barras (estacas e eventuais vigas), e de placas (laje), de acordo com as premissas apresentadas nos capítulos a seguir.

6.2 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Os comprimentos das estacas foram modelados conforme tabela de controle de cravação apresentada no documento [6].

De acordo com o documento, a fundação do cais consiste em estacas com camisas metálicas cravadas, com inclinação de 1:4, ϕ_{EXT}=1,0m, parede de 19mm,

As estacas foram modeladas em trechos de 1 metro, através de elementos de barras (frames), engastadas na estrutura de concreto do Cais.

Para obtenção dos esforços nas estacas, considerado a interação solo-estrutura, deve-se aplicar o coeficiente de reação horizontal do solo em cada metro de estaca. O coeficiente de reação horizontal do solo varia de acordo com o tipo de solo e o seu grau de compactação.

A figura a seguir apresenta a correlação proposta por Alonso para o coeficiente de reação horizontal do solo x Compacidade da areia.

Compacidade da Areia	Valor de η_h(MN/m³)	
	Seca	Submersa
Areia Fofa	2,6	1,5
Areia Mediamente Compacta	8,0	5,0
Areia Compacta	20	12,5
Silte muito fofo	-	0,1 a 0,3
Argila muito mole	-	0,55

Figura 18 – Valores de coeficientes de reação horizontal, Fonte: Alonso 1989

Devido a inexistência de ensaios de sondagem do leito marinho, na área de implantação do Cais, será admitido que o solo é arenoso e mediamente compacto.

Para confirmação da hipótese admitida, recomenda-se que sejam executados ensaios de sondagem do solo na região de implantação do Cais.

6.3 MODELO ESTRUTURAL

A fim de determinar os esforços internos na estrutura do Cais, a estrutura foi modelada em um software para análise pelo Método dos Elementos Finitos. Nas seções a seguir serão apresentados as principais premissas adotadas e os resultados obtidos no modelo estrutural efetuado.

Com base no detalhamento geométrico apresentado anteriormente, abaixo segue algumas imagens do software de elementos finitos da geometria do modelo realizado.

As principais características geométricas adotadas para a construção do modelo estrutural são descritas a seguir:

 As lajes foram modeladas através de elementos finitos do tipo casca (shell), que foram refinadas a partir das distância entre estacas para que fosse gerado elementos com geometria retangular ou quadrada.

 As estacas foram modeladas através de elementos de barras (frames), que foram consideradas como ligação engastada com a estrutura de concreto do píer. Foram consideradas seções do tipo circulares com camisas metálica de diâmetro de 1,0 m, conforme [6].

Cada estaca foi modelada com o comprimento executado conforme documento [6], com inclinação de 1:4, discretizados a cada 1 m.

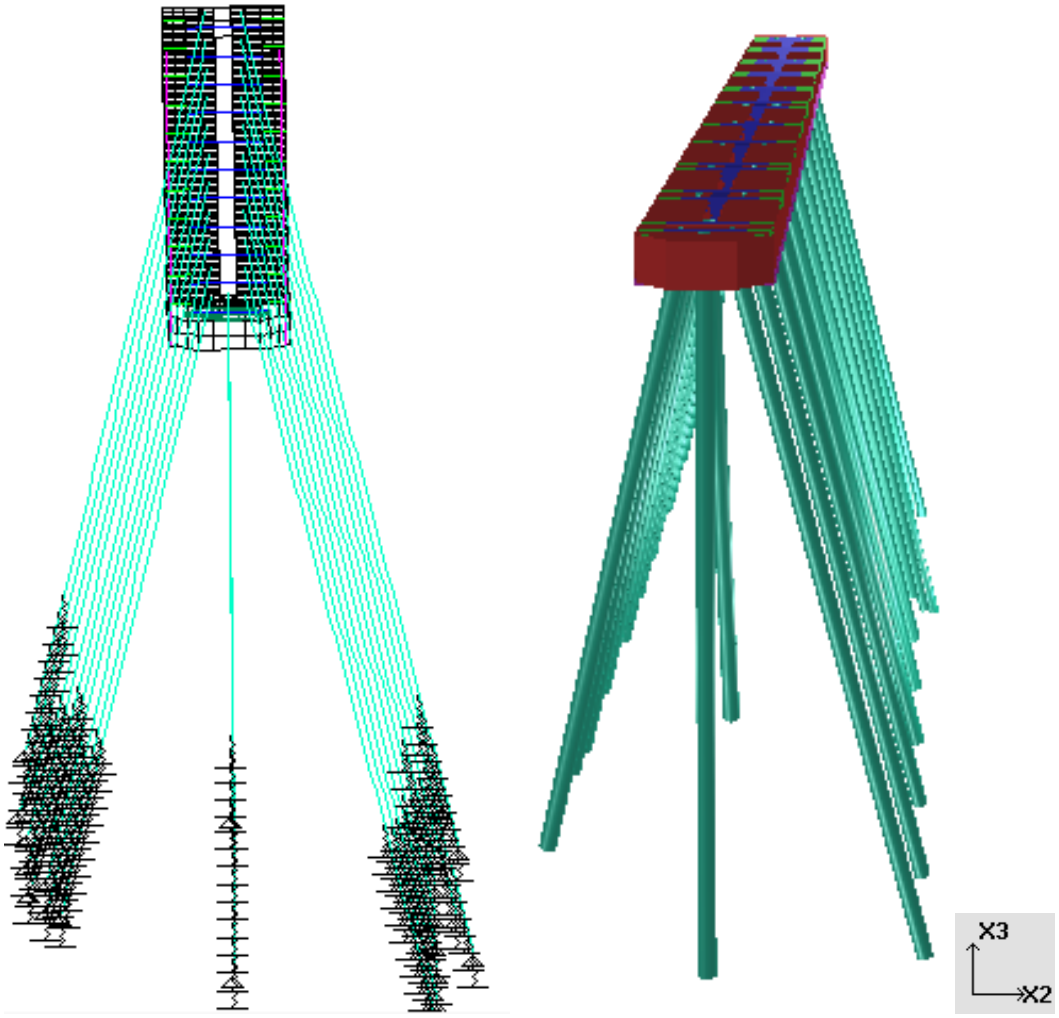


Figura 19 – Vista frontal unifilar e renderizada do modelo.

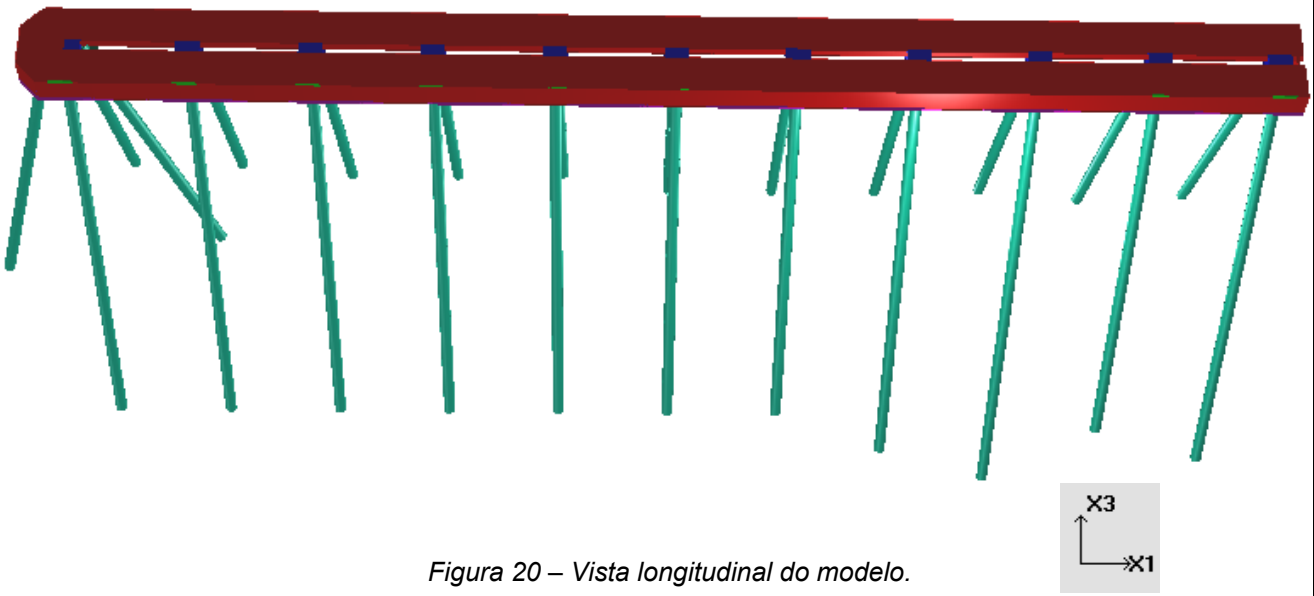


Figura 20 – Vista longitudinal do modelo.

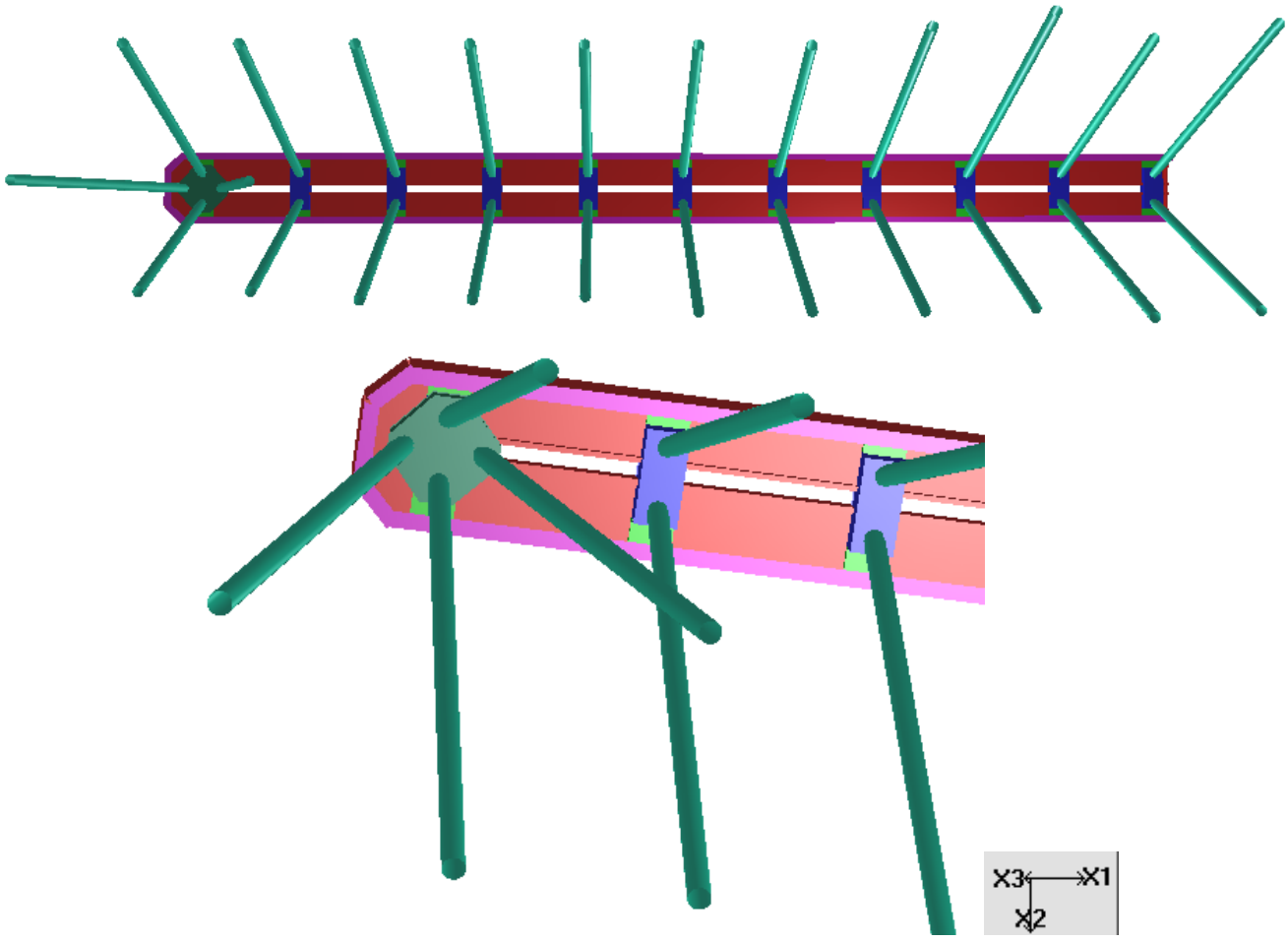


Figura 21 – Vista inferior do modelo.

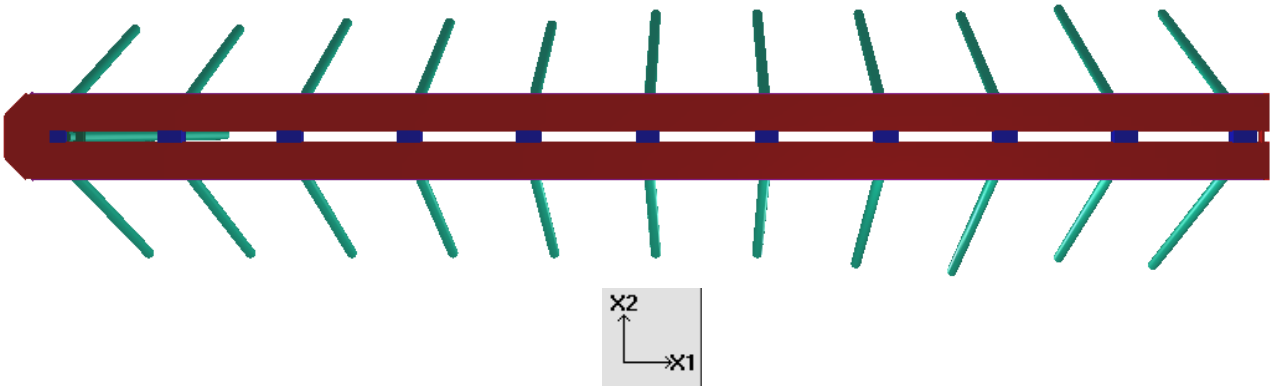


Figura 22 – Vista superior do modelo.

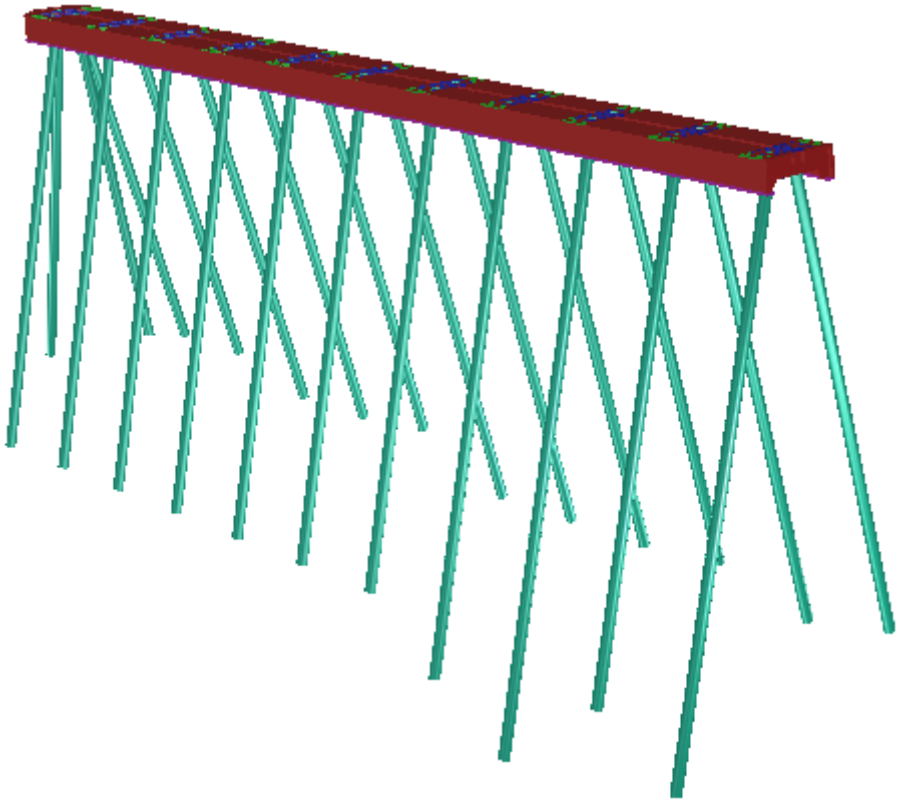


Figura 23 – Vista 3D em perspectiva do modelo.

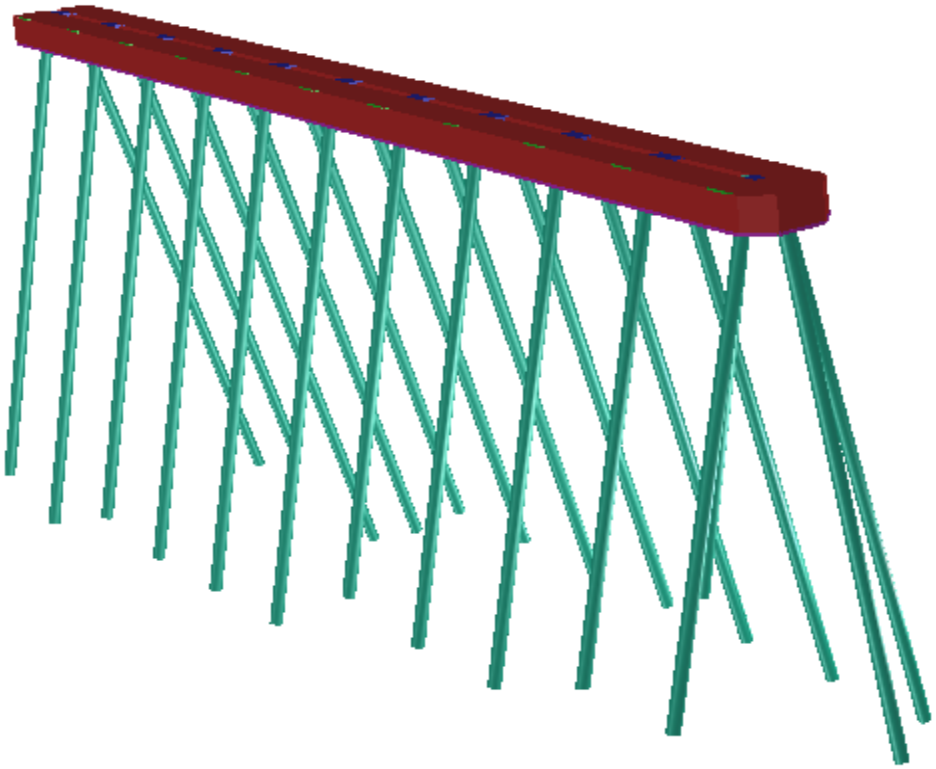


Figura 24 – Vista 3D em perspectiva do modelo.

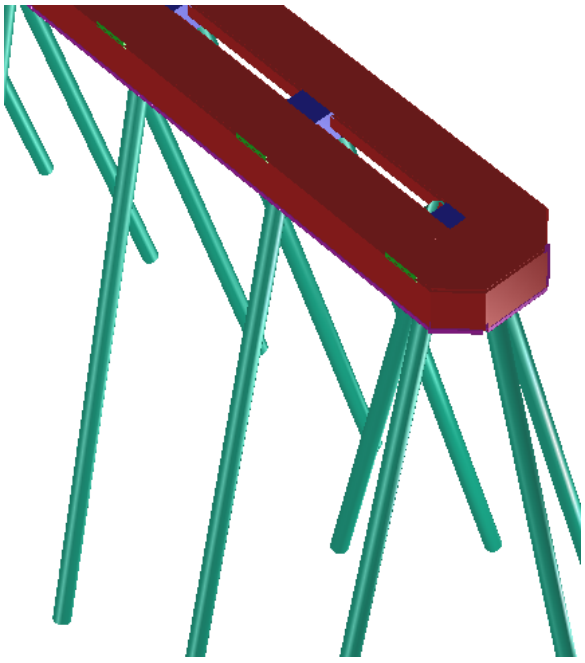


Figura 25 – Vista 3D em perspectiva do modelo.

6.4 PROPRIEDADES E SEÇÕES TRANSVERSAIS

A lista de seções transversais adotadas no modelo é apresentada abaixo.

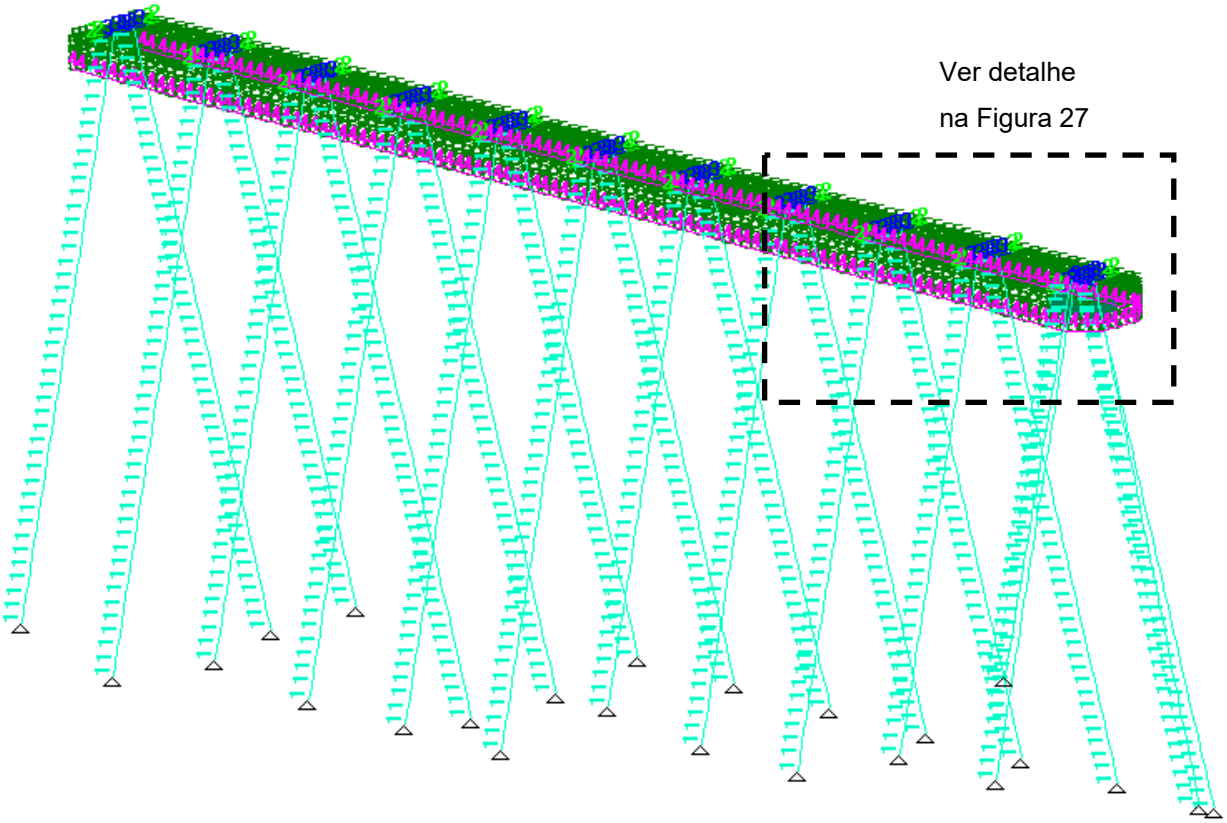


Figura 26 – Modelo Unifilar com Número de Propriedades – Vista Isométrica

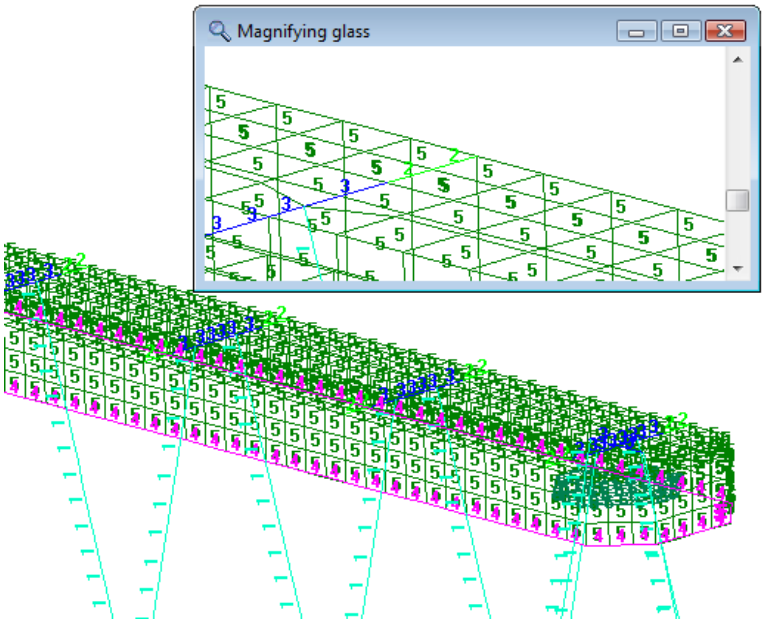


Figura 27– Detalhe da Figura 26

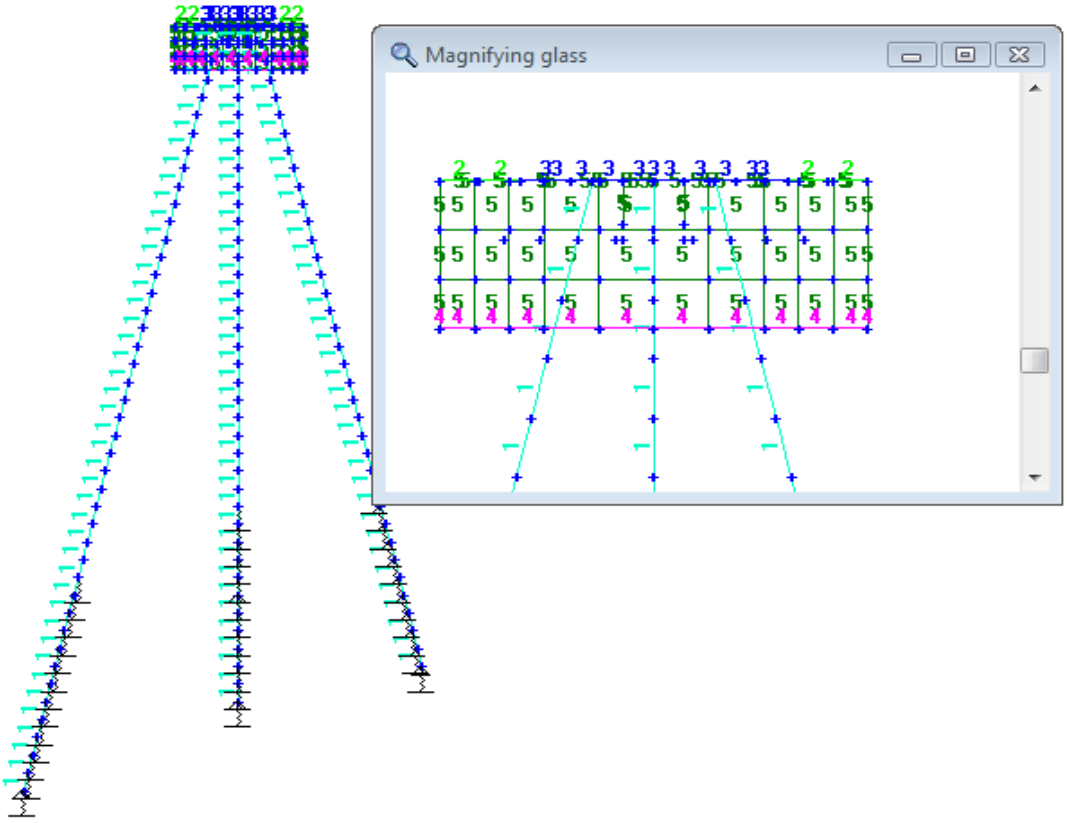
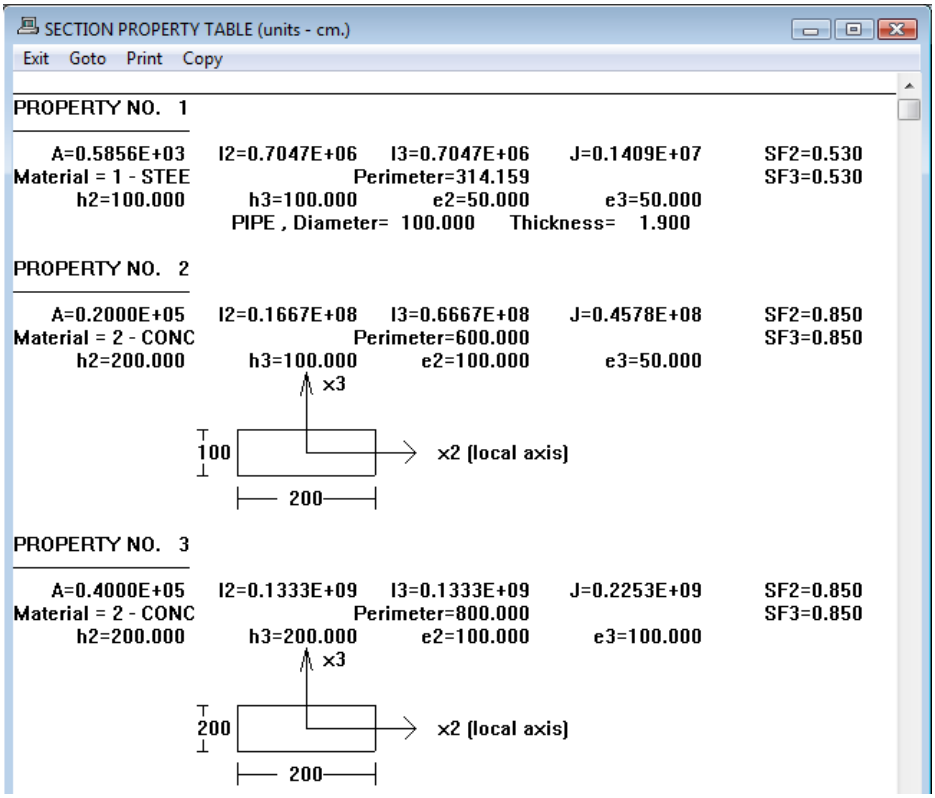
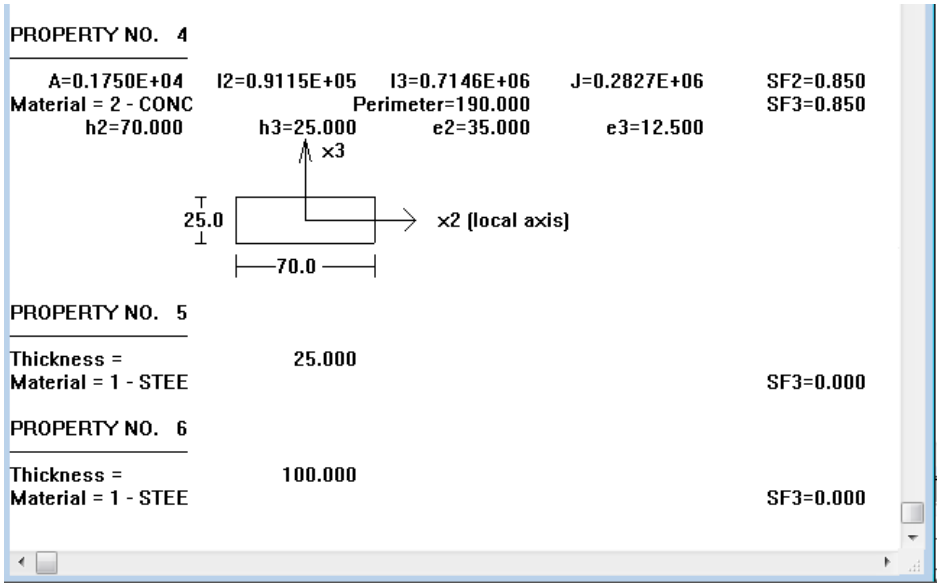


Figura 28 – Modelo Estrutural com Número de Propriedades – Vista Transversal





6.5 MATERIAIS

Para a superestrutura, as características dos principais materiais adotados neste projeto foram consideradas de acordo com os documentos de referência [7] e [8], que se trata dos projetos de forma do Cais de Rebocadores.

- Concreto “in situ “ fck ≥ 15 Mpa;
- Concreto “pré moldado “ fck ≥ 20 Mpa;

Aço para o concreto armado CA50, com fy ≥ 500 Mpa

TABELA DE MATERIAIS (unidades - kN metros)

N.º	*Nome*	*Módulo de Elasticidade*	*Coefic. Poisson*	*Densidade*	*Dilatação Térmica*	*Módulo Transv.(G)*
1	C20	0.2233E+08	0.200	0.2500E+0	0.00001000	0.9303E+07
2	C15	0.2019E+08	0.200	0.2500E+0	0.00001000	0.8415E+07
3	STEE	0.2000E+09	0.300	0.7850E+0	0.00001200	0.7692E+08

6.6 APLICAÇÃO DOS CARREGAMENTOS

Conforme carregamentos considerados apresentados anteriormente, sua aplicação no modelo estrutural segue os seguintes parâmetros apresentados abaixo.

6.6.1 G1 – PP Estrutura

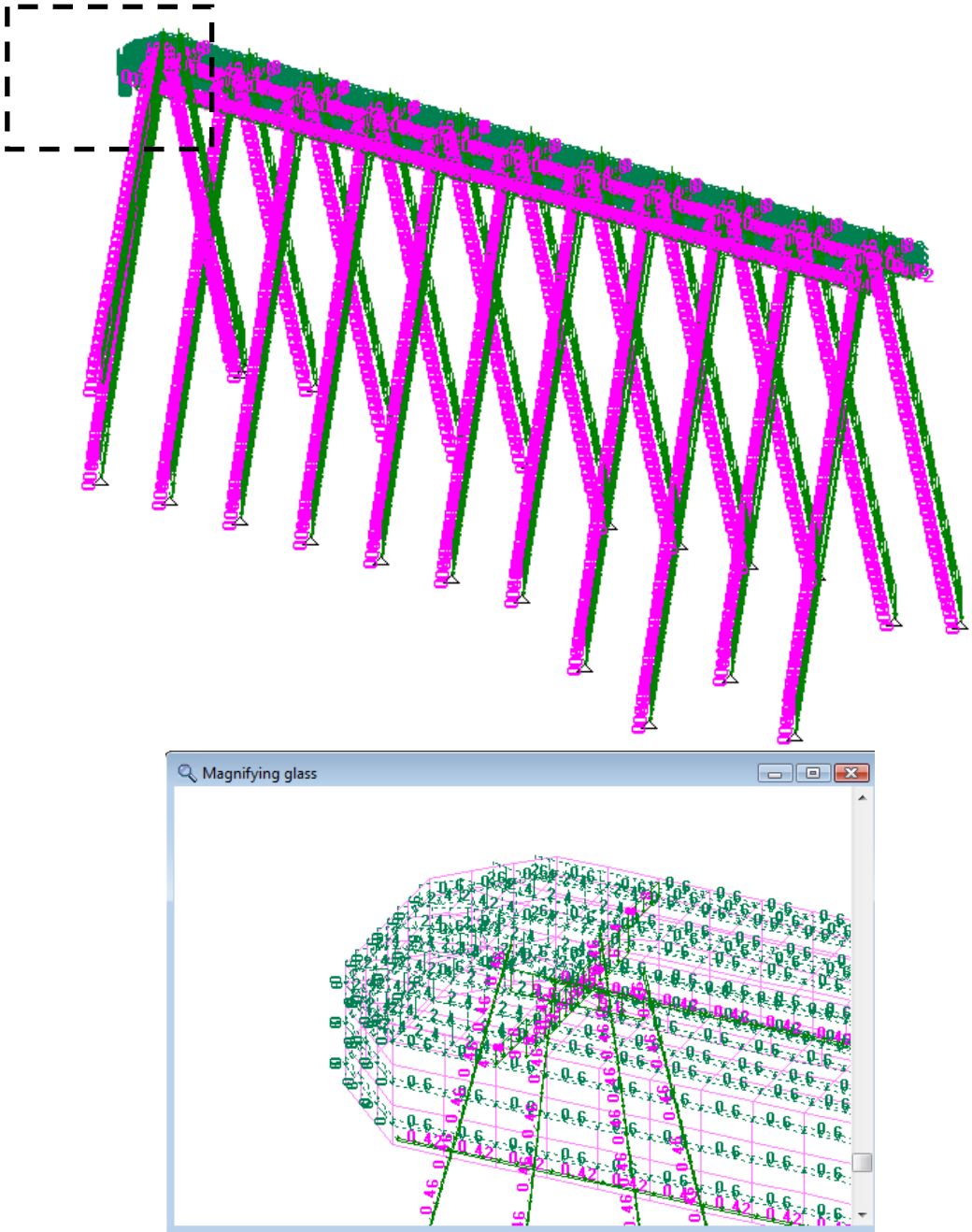


Figura 29– Carga n.º 1: G1 - PP ESTRUTURA (unidades – tf metro)

6.6.2 Q1 – SC Geral

Carga aplicada de 1 tf/m² em todo tabuleiro.

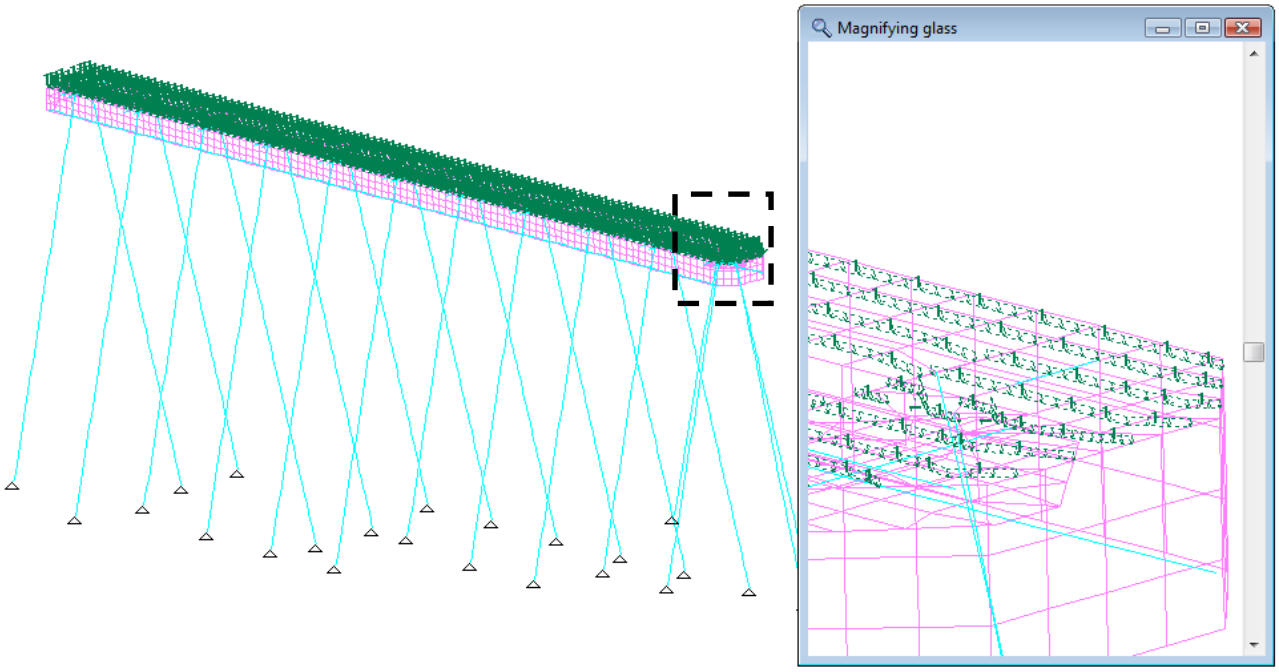


Figura 30– Carga n.º 2: Q1 – SOBRECARGA ACIDENTAL (unidades – *tf/m²)*

6.6.3 Q2.1 ATRACAÇÃO INCLINADA

Carga de atracação inclinada da defensa SA800H, aplicada no paramento.

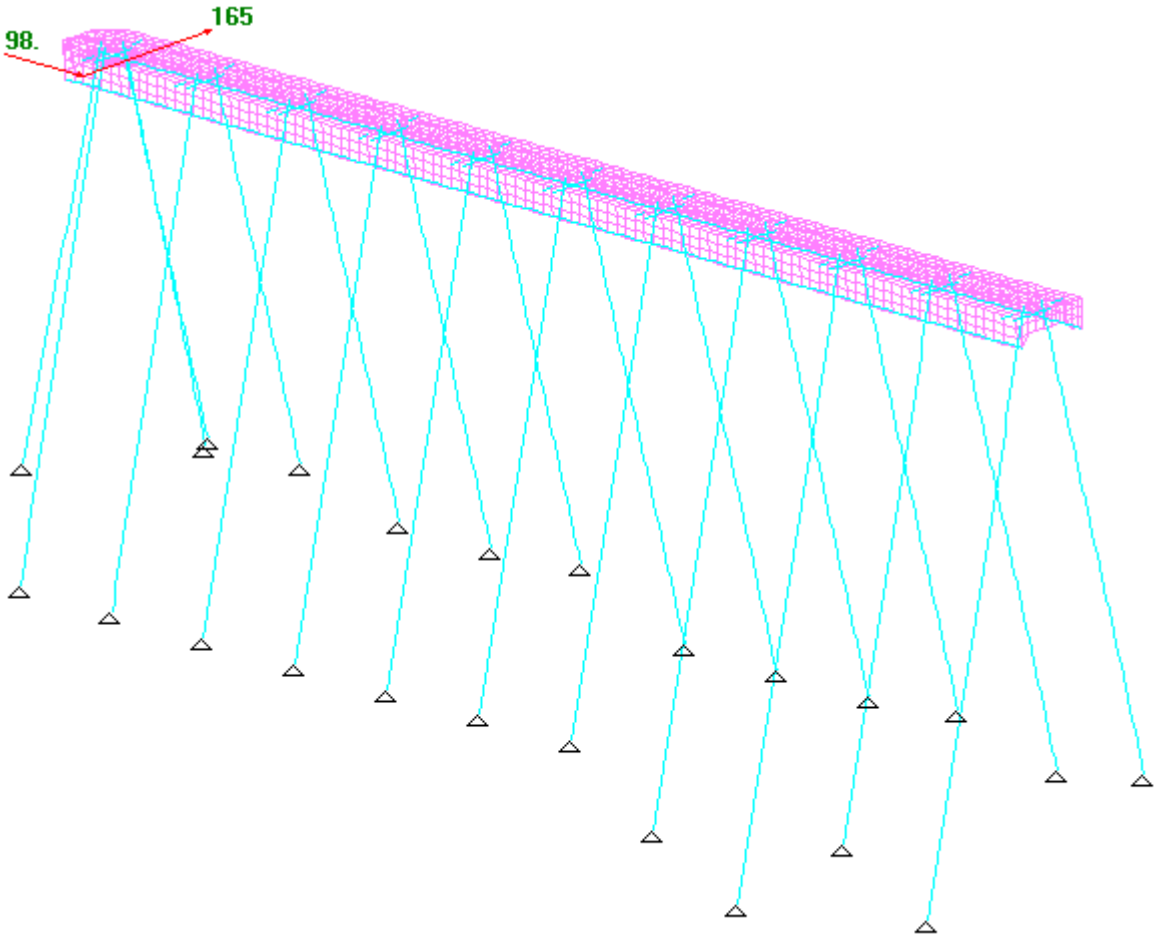


Figura 31– Carga n.º 3: Q2 – ATRACAÇÃO INCLINADA (unidades – *tf)*

6.6.4 Q3.1 AMARRAÇÃO

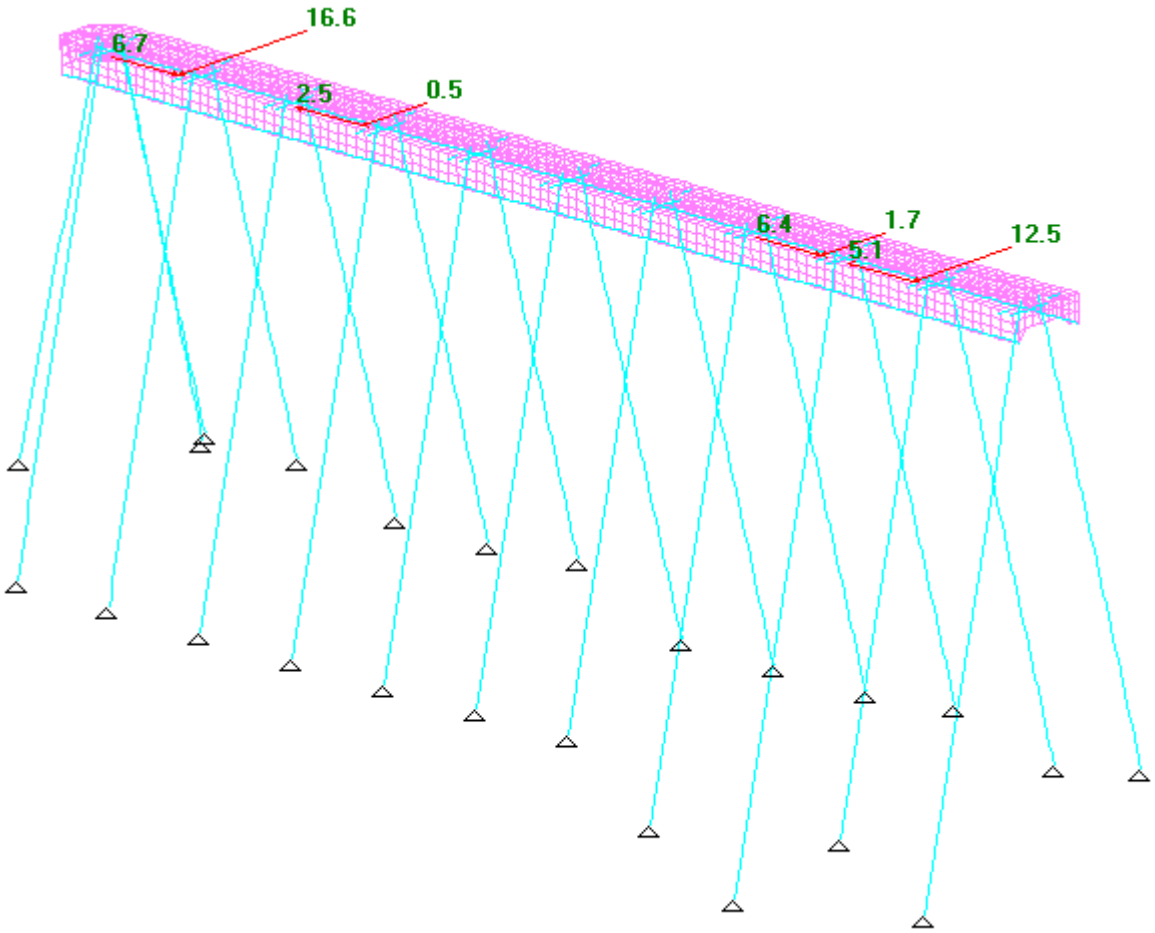


Figura 32– Carga n.º 4: Q3 – AMARRAÇÃO (unidades – *tf)*

6.6.5 Q4 – TEMPERATURA

Aplicação de temperatura de retração -15°C e +15°C em todas as propriedades do tabuleiro.

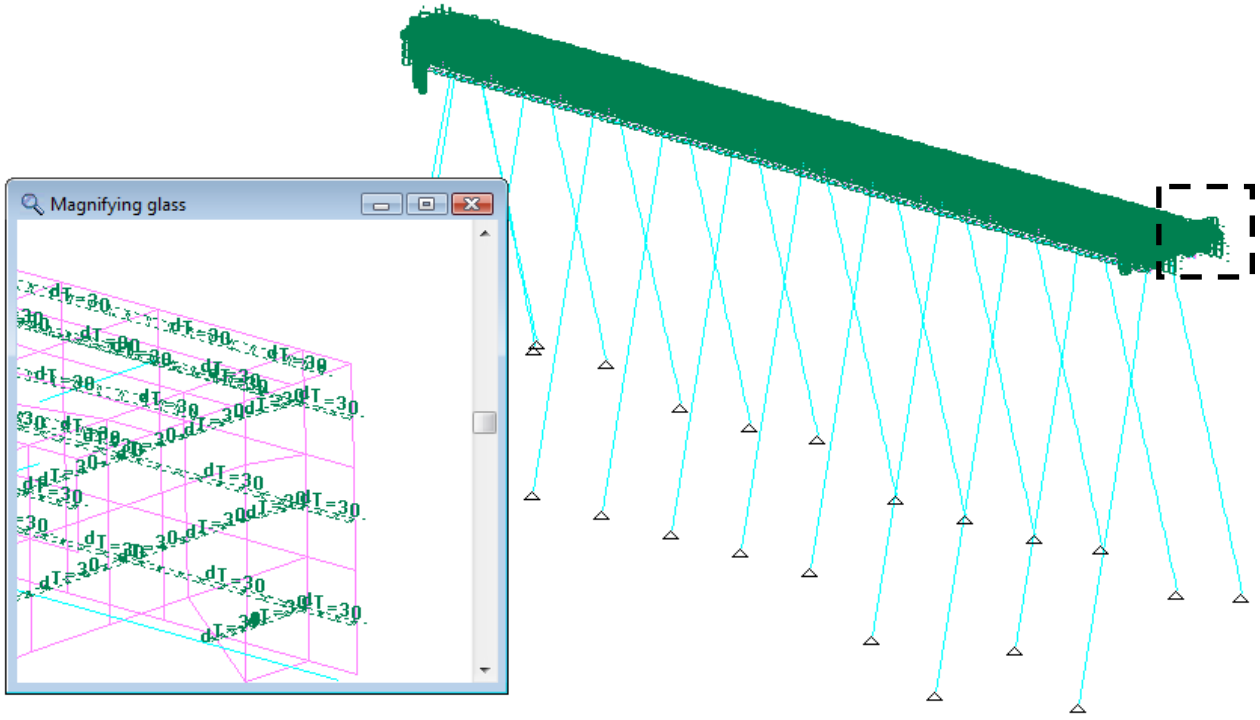


Figura 33– Carga n.º 5: Q4 – TEMPERATURA (unidades – *°C)*

6.6.6 Q5 – VENTO

Aplicação da força de arrasto do vento $71{,}3 kgf/m^2$ (vide item 5.4.3.6) em toda área do paramento oposto a embarcação.

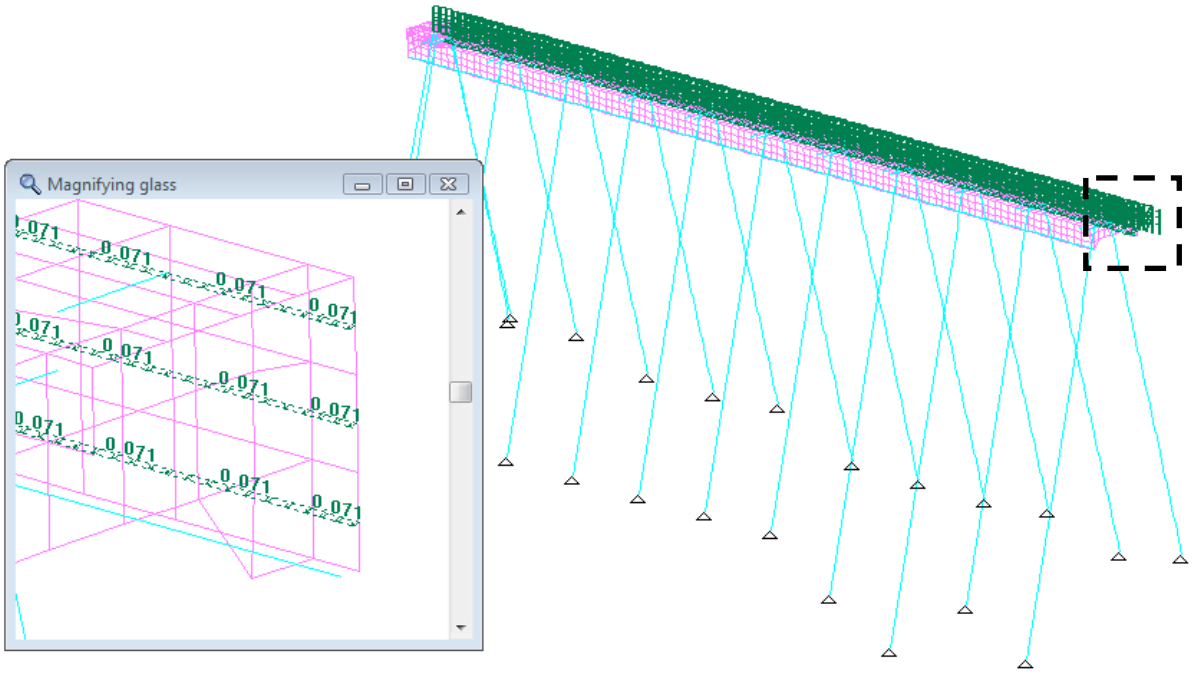


Figura 34– Carga n.º 6: Q5 – VENTO (unidades – kgf/m^2)

6.6.7 Q6 - CORRENTE

Aplicação da força de arrasto da corrente marinha de $61{,}90 kgf/m^2$, conforme item 5.4.3.8.

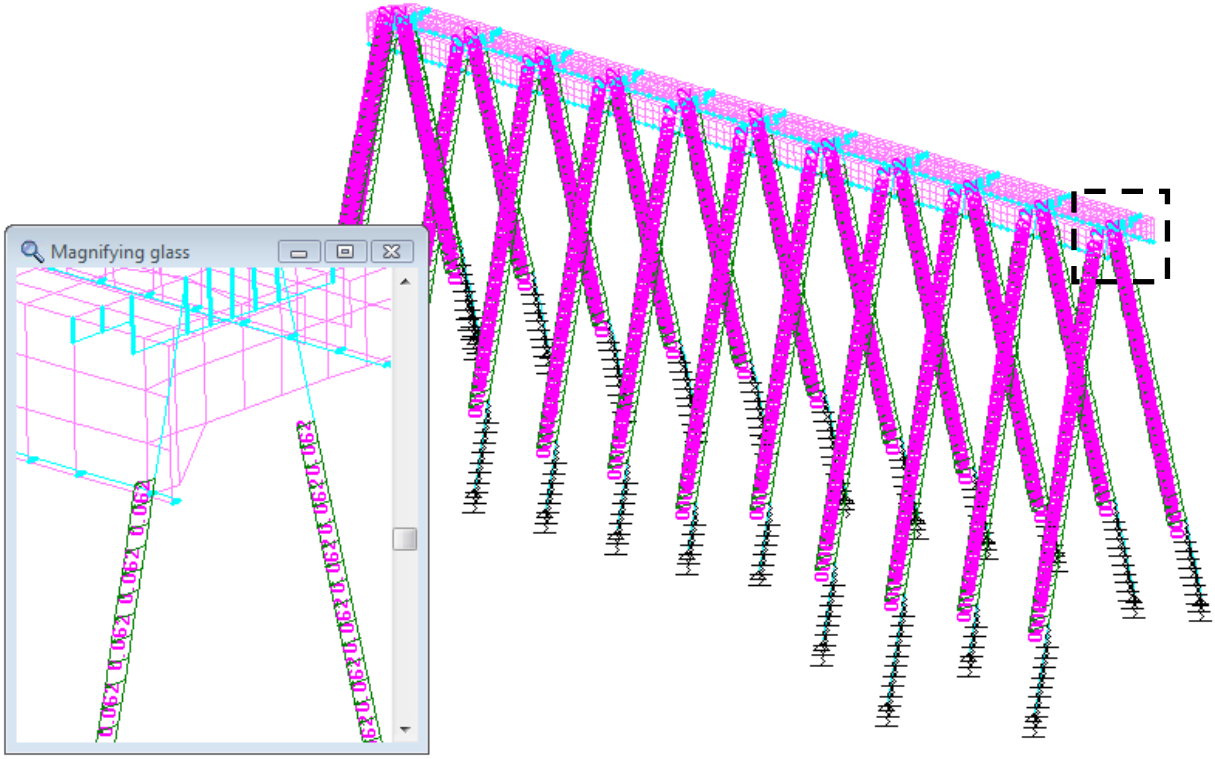


Figura 35– Carga n.º 7: Q6 – CORRENTE (unidades – kgf/m^2)

6.6.8 Q7.–CARGA DE VEÍCULO TB30

A aplicação do veículo TB30 (conforme item 5.4.3.9) foi lançado ao longo de todo o tabuleiro do cais. O veículo foi posicionado em 3 linhas em 56 posições distintas (*Carga n.º 8 a nº64)*.

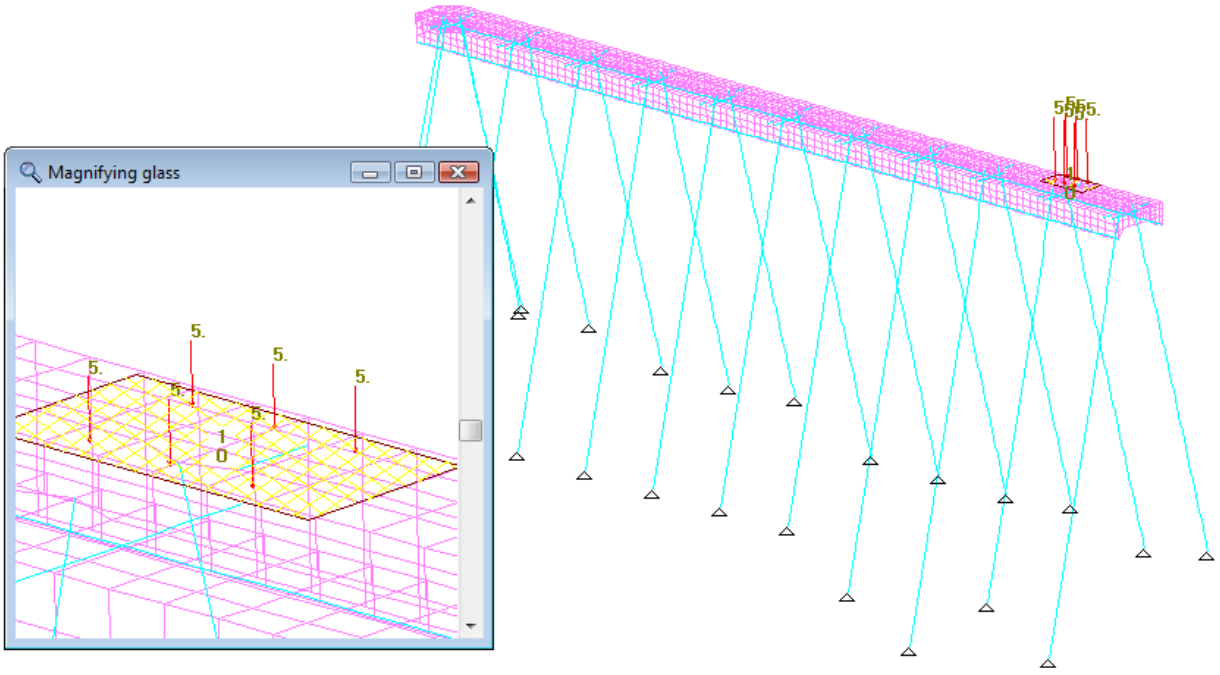


Figura 36– Carga n.º 8: Q7 – TB30 (unidades – tf)

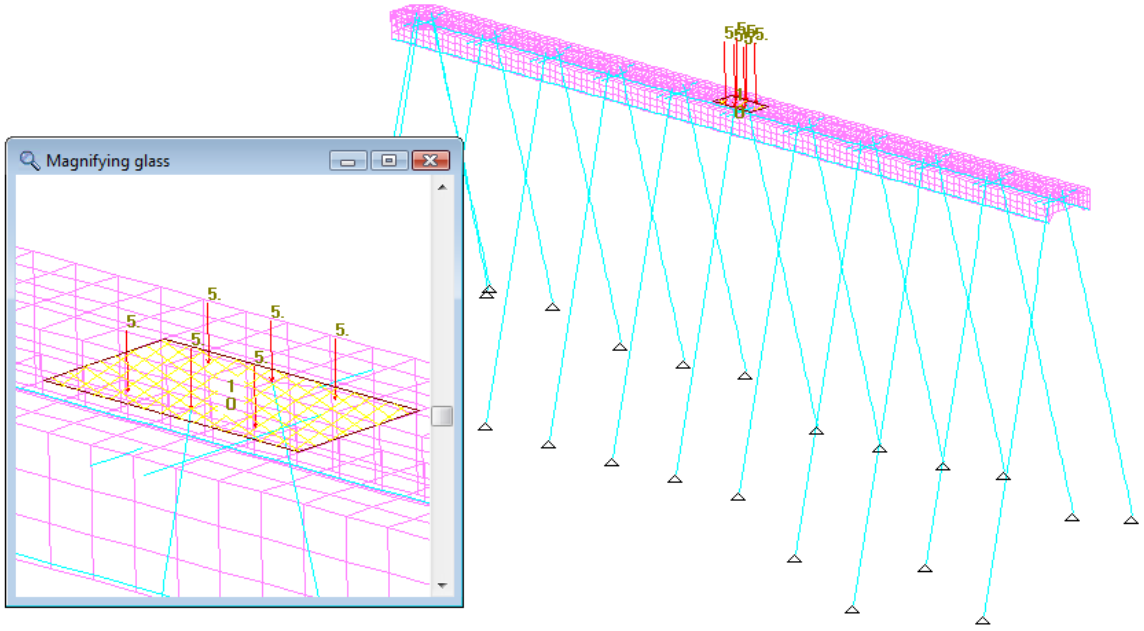


Figura 37– Carga n.º 8: Q36 – TB30 L2#10 (unidades – tf)

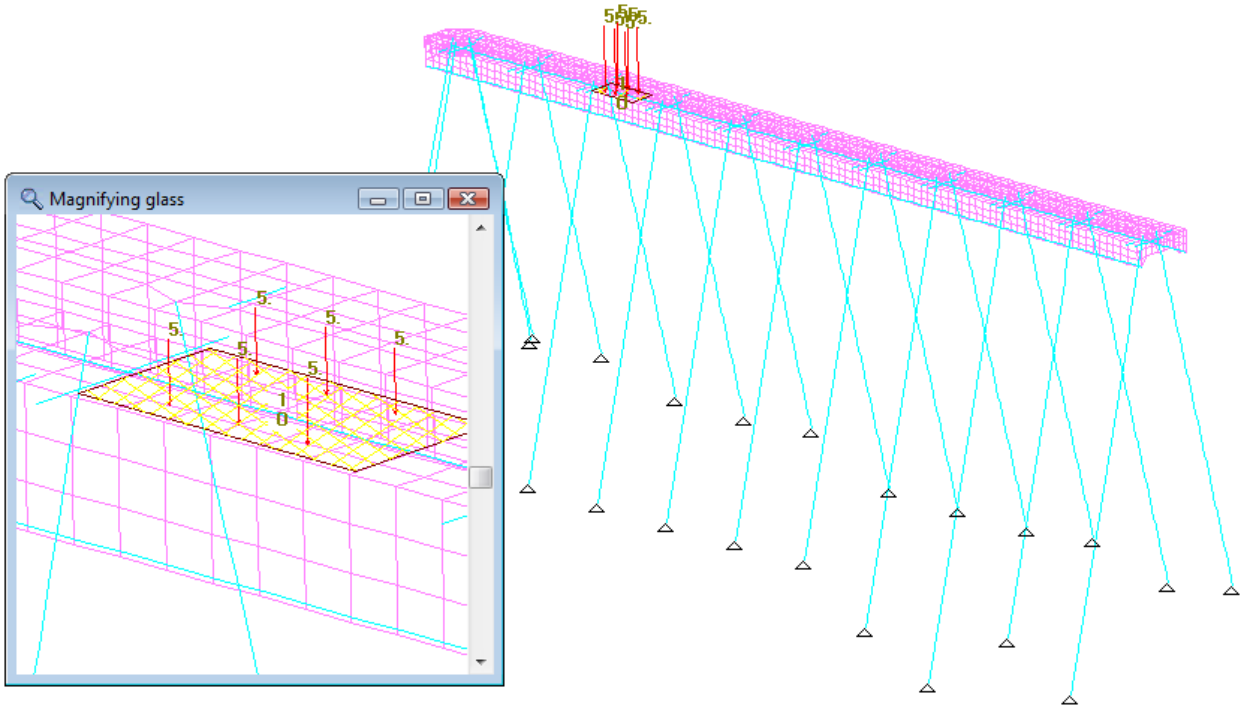


Figura 38– Carga n.º 8: Q61 – TB30 L3#15 (unidades – tf)

6.6.9 LISTA DE CARREGAMENTOS

LOAD CASES LIST		
no.	*no. in results*	*name*
1	1	PP
2	2	Sobrecarga
3	3	Atracação 10°
4	4	Amarração
5	5	Temp
6	6	Vento
7	7	Corrente
8	8	TB30 L1
9	9	TB30 L1 #2
10	10	TB30 L1 #3
11	11	TB30 L1 #4
12	12	TB30 L1 #5
13	13	TB30 L1 #6
14	14	TB30 L1 #7
15	15	TB30 L1 #8
16	16	TB30 L1 #9
17	17	TB30 L1 #10
18	18	TB30 L1 #11
19	19	TB30 L1 #12
20	20	TB30 L1 #13
21	21	TB30 L1 #14
22	22	TB30 L1 #15
23	23	TB30 L1 #16
24	24	TB30 L1 #17

LOAD CASES LIST		
no.	*no. in results*	*name*
25	25	TB30 L1 #18
26	26	TB30 L1 #19
27	27	TB30 L2
28	28	TB30 L2 #2
29	29	TB30 L2 #3
30	30	TB30 L2 #4
31	31	TB30 L2 #5
32	32	TB30 L2 #6
33	33	TB30 L2 #7
34	34	TB30 L2 #8
35	35	TB30 L2 #9
36	36	TB30 L2 #10
37	37	TB30 L2 #11
38	38	TB30 L2 #12
39	39	TB30 L2 #13
40	40	TB30 L2 #14
41	41	TB30 L2 #15
42	42	TB30 L2 #16
43	43	TB30 L2 #17
44	44	TB30 L2 #18
45	45	TB30 L2 #19
46	46	TB30 L2 #20
47	47	TB30 L3
48	48	TB30 L3 #2
49	49	TB30 L3 #3
50	50	TB30 L3 #4
51	51	TB30 L3 #5
52	52	TB30 L3 #6
53	53	TB30 L3 #7
54	54	TB30 L3 #8
55	55	TB30 L3 #9
56	56	TB30 L3 #10
57	57	TB30 L3 #11
58	58	TB30 L3 #12
59	59	TB30 L3 #13
60	60	TB30 L3 #14
61	61	TB30 L3 #15
62	62	TB30 L3 #16
63	63	TB30 L3 #17
64	64	TB30 L3 #18

6.7 COMBINAÇÕES DE CARGA

Para avaliação dos esforços internos dos elementos tanto localmente quanto globalmente, foi considerado as combinações críticas referentes aos casos de carga do novo esforço nas defensas e nos cabeços do píer com seus respectivos esforços concomitantes possíveis de ocorrerem simultaneamente.

A tabela abaixo apresenta apenas os casos de carga utilizados em cada combinação, sendo que os fatores multiplicadores seguem os parâmetros normativos da NBR6118.

TABELA DE COMBINAÇÕES

No.	Title	1:PP	2:Sobre...	3:Atrac...	4:Amarr...	5:Temp	6:Vento	7:Corre...	8:TB30 L1	27:TB30 L2	47:TB30 L3
1	1*1.40	1.4									
2	1*1.40+2*1.40	1.4	1.4								
3	1*1.40+2*1.40+8*1.40	1.4	1.4						1.4		
4	1*1.40+2*1.40+27*1.40	1.4	1.4							1.4	
5	1*1.40+2*1.40+47*1.40	1.4	1.4								1.4
6	1*1.40+2*1.40+3*1.12+8*1.40	1.4	1.4	1.12					1.4		
7	1*1.40+2*1.40+3*1.12+27*1.40	1.4	1.4	1.12						1.4	
8	1*1.40+2*1.40+3*1.12+47*1.40	1.4	1.4	1.12							1.4
9	1*1.40+2*1.40+4*1.12+8*1.40	1.4	1.4		1.12				1.4		
10	1*1.40+2*1.40+4*1.12+27*1.40	1.4	1.4		1.12					1.4	
11	1*1.40+2*1.40+4*1.12+47*1.40	1.4	1.4		1.12						1.4
12	1*1.40+2*1.40+3*1.12+6*-1.12+7*-...	1.4	1.4	1.12			-1.12	-1.12	1.4		
13	1*1.40+2*1.40+3*1.12+6*-1.12+7*-...	1.4	1.4	1.12			-1.12	-1.12		1.4	
14	1*1.40+2*1.40+3*1.12+6*-1.12+7*-...	1.4	1.4	1.12			-1.12	-1.12			1.4
15	1*1.40+2*1.40+4*1.12+6*1.12+7*1....	1.4	1.4		1.12		1.12	1.12	1.4		
16	1*1.40+2*1.40+4*1.12+6*1.12+7*1....	1.4	1.4		1.12		1.12	1.12		1.4	
17	1*1.40+2*1.40+4*1.12+6*1.12+7*1....	1.4	1.4		1.12		1.12	1.12			1.4
18	1*1.40+2*1.12+3*1.40	1.4	1.12	1.4							
19	1*1.40+2*1.12+3*1.40+6*-1.12+7*-...	1.4	1.12	1.4			-1.12	-1.12			
20	1*1.40+2*1.12+4*1.40	1.4	1.12		1.4						
21	1*1.40+2*1.12+4*1.40+6*1.12+7*1....	1.4	1.12		1.4		1.12	1.12			
22	1*0.90+3*1.40	0.9		1.4							
23	1*0.90+3*1.40+6*-1.12+7*-1.12	0.9		1.4			-1.12	-1.12			
24	1*0.90+4*1.40	0.9			1.4						
25	1*0.90+4*1.40+6*1.12+7*1.12	0.9			1.4		1.12	1.12			
26	1*0.90+3*1.12+6*-1.12+7*-1.40	0.9		1.12			-1.12	-1.4			
27	1*0.90+3*1.12+6*-1.40+7*-1.12	0.9		1.12			-1.4	-1.12			
28	1*0.90+4*1.12+6*1.12+7*1.40	0.9			1.12		1.12	1.4			
29	1*0.90+4*1.12+6*1.40+7*1.12	0.9			1.12		1.4	1.12			
30	1*1.40+5*1.40	1.4				1.4					
31	1*1.40+2*1.40+5*1.40	1.4	1.4			1.4					
32	1*1.40+2*1.40+5*1.12+8*1.40	1.4	1.4			1.12			1.4		
33	1*1.40+2*1.40+5*1.12+27*1.40	1.4	1.4			1.12				1.4	
34	1*1.40+2*1.40+5*1.12+47*1.40	1.4	1.4			1.12					1.4
35	1*1.40+2*1.40+3*1.12+5*0.84+8*1....	1.4	1.4	1.12		0.84			1.4		
36	1*1.40+2*1.40+3*1.12+5*0.84+27*...	1.4	1.4	1.12		0.84				1.4	
37	1*1.40+2*1.40+3*1.12+5*0.84+47*...	1.4	1.4	1.12		0.84					1.4
38	1*1.40+2*1.40+4*1.12+5*0.84+8*1....	1.4	1.4		1.12	0.84			1.4		
39	1*1.40+2*1.40+4*1.12+5*0.84+27*...	1.4	1.4		1.12	0.84				1.4	
40	1*1.40+2*1.40+4*1.12+5*0.84+47*...	1.4	1.4		1.12	0.84					1.4
41	1*1.40+2*1.40+3*1.12+5*0.84+6*-...	1.4	1.4	1.12		0.84	-1.12	-1.12	1.4		
42	1*1.40+2*1.40+3*1.12+5*0.84+6*-...	1.4	1.4	1.12		0.84	-1.12	-1.12		1.4	
43	1*1.40+2*1.40+3*1.12+5*0.84+6*-...	1.4	1.4	1.12		0.84	-1.12	-1.12			1.4
44	1*1.40+2*1.40+4*1.12+5*0.84+6*1....	1.4	1.4		1.12	0.84	1.12	1.12	1.4		
45	1*1.40+2*1.40+4*1.12+5*0.84+6*1....	1.4	1.4		1.12	0.84	1.12	1.12		1.4	
46	1*1.40+2*1.40+4*1.12+5*0.84+6*1....	1.4	1.4		1.12	0.84	1.12	1.12			1.4
47	1*1.00	1.									
48	1*1.00+2*1.00	1.	1.								
49	1*1.00+2*1.00+8*1.00	1.	1.						1.		
50	1*1.00+2*1.00+27*1.00	1.	1.							1.	
51	1*1.00+2*1.00+47*1.00	1.	1.								1.
52	1*1.00+2*1.00+3*1.00+8*1.00	1.	1.	1.					1.		
53	1*1.00+2*1.00+3*1.00+27*1.00	1.	1.	1.						1.	
54	1*1.00+2*1.00+3*1.00+47*1.00	1.	1.	1.							1.
55	1*1.00+2*1.00+4*1.00+8*1.00	1.	1.		1.				1.		
56	1*1.00+2*1.00+4*1.00+27*1.00	1.	1.		1.					1.	
57	1*1.00+2*1.00+4*1.00+47*1.00	1.	1.		1.						1.
58	1*1.00+2*1.00+3*1.00+6*-1.00+7*-...	1.	1.	1.			-1.	-1.	1.		
59	1*1.00+2*1.00+3*1.00+6*-1.00+7*-...	1.	1.	1.			-1.	-1.		1.	
60	1*1.00+2*1.00+3*1.00+6*-1.00+7*-...	1.	1.	1.			-1.	-1.			1.
61	1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*1.00+7*1....	1.	1.		1.		1.	1.	1.		
62	1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*1.00+7*1....	1.	1.		1.		1.	1.		1.	
63	1*1.00+2*1.00+4*1.00+6*1.00+7*1....	1.	1.		1.		1.	1.			1.

Figura 39 – Tabela de combinações de esforços

Foram geradas combinações em Estado Limite Último (ELU) para verificação das áreas de aço existentes e necessárias, Estado Limite de Serviço (ELS) para avaliação dos deslocamentos totais e uma combinação denominada Carga de Trabalho sem fatores multiplicadores dos resultados para avaliação do estaqueamento.

6.8 CONSIDERAÇÕES DE APOIO DA ESTRUTURA

Para a consideração de suporte da estrutura, foram aplicados apoios flexíveis nas direções X e Y na região da estaca cravada em solo, e apoios rígidos no sentido vertical no nó referente ao fim das estacas.

Os comprimentos das estacas foram modelados conforme tabela de controle de cravação apresentada no documento [6].

As estacas foram modeladas em trechos de 1 metro, através de elementos de barras (frames), engastadas na estrutura de concreto do Cais.

Para obtenção dos esforços nas estacas, considerado a interação solo-estrutura, deve-se aplicar o coeficiente de reação horizontal do solo em cada metro de estaca.

O coeficiente de reação horizontal do solo varia de acordo com o tipo de solo e o seu grau de compactação.

Devido a inexistência de ensaios de sondagem do leito marinho, será admitido que o solo é arenoso e mediamente compacto.

Para confirmação da hipótese admitida, recomenda-se que sejam executados ensaios de sondagem do solo na região de implantação do Cais.

Nas figuras a seguir apresentamos apenas o exemplo de uma das estacas da estrutura, porém, estes apoios flexíveis foram aplicados em todas as estacas.

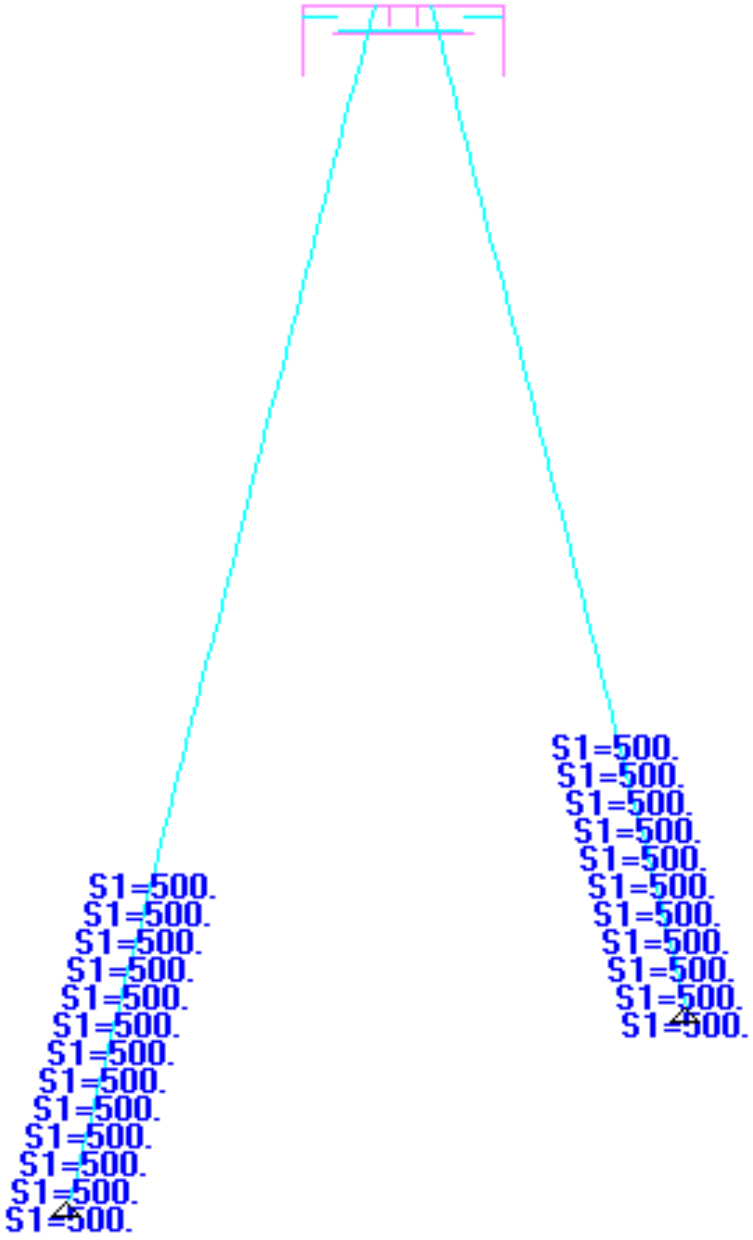


Figura 40 - Corte transversal eixo 83 com indicação da aplicação das molas no modelo - direção X1 (tf.m).

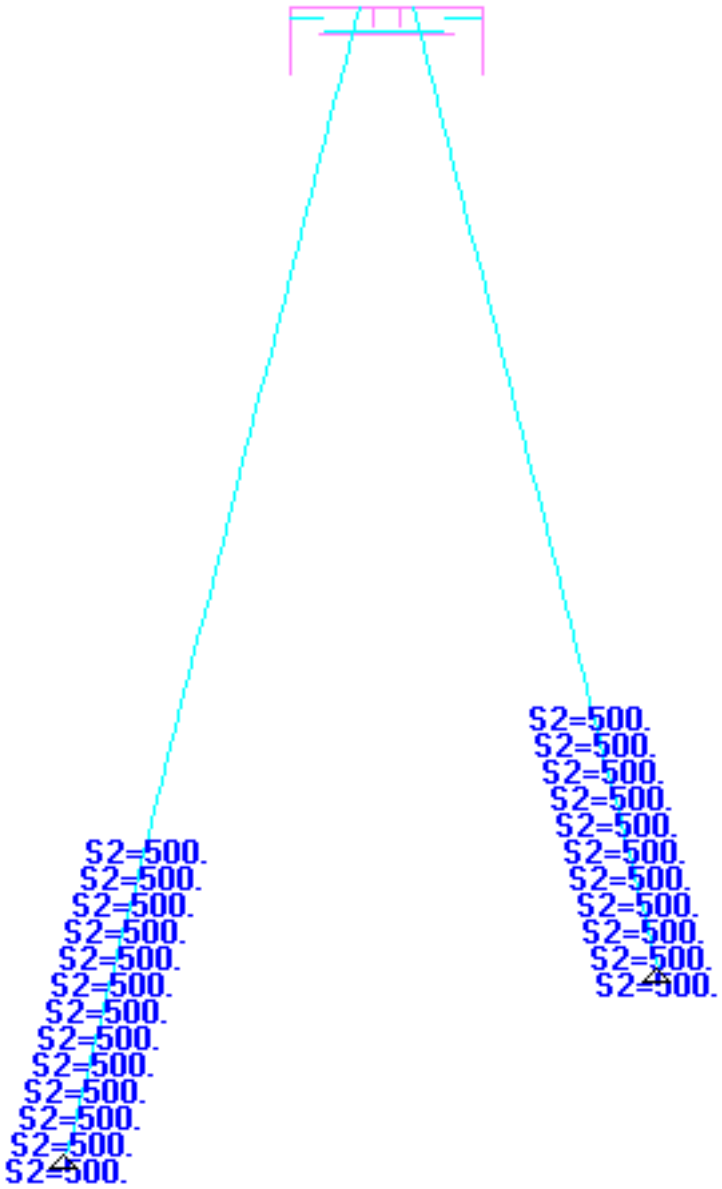


Figura 41- Corte transversal eixo 83 com indicação da aplicação das molas no modelo - direção X2.

7. ESFORÇOS ATUANTES E VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL

7.1 VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DO TABULEIRO DA LAJE

ESFORÇOS NO TABULEIRO DA LAJE

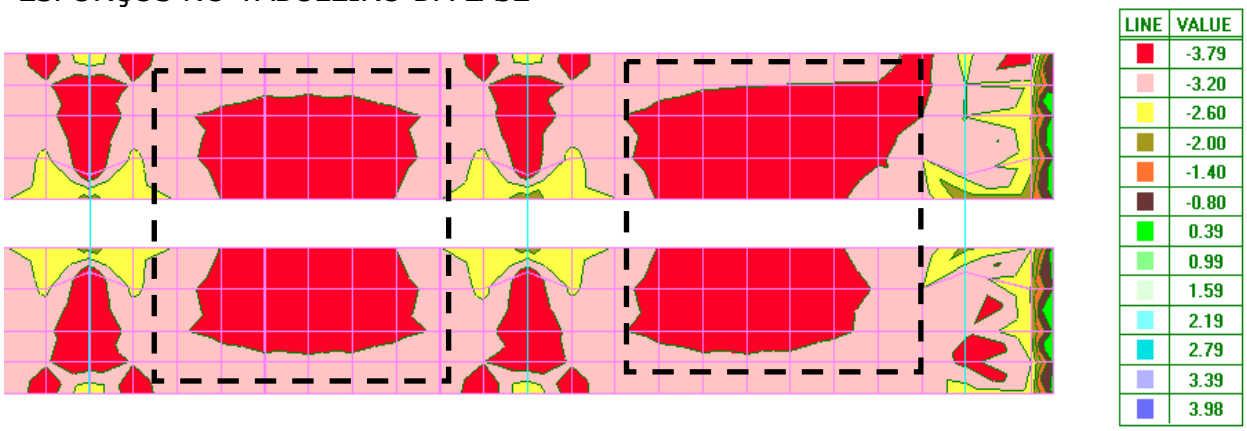


Figura 42– Momento fletor Mdx mínimo no tabuleiro (tf.m) – envoltória de combinações mínimas

Consultando o projeto [22] verificamos que a armadura longitudinal superior do pré moldado k3 consiste em barras de 8mm a cada 25cm e na face inferior 8mm a cada 12.5cm.

Momento fletor Md (tf.m):	3,79
Largura bw (cm):	100
Altura total h (cm):	25
Resistência do concreto fck (MPa):	20
Aço CA fyk (Mpa):	500
Cobrimento do concreto (cm):	3,0
Bitola da armadura transversal (mm):	6,3
Bitola da armadura longitudinal (mm):	6,3
Altura útil d (cm):	21,06

μ: 0,060 x/d: 0,091 Mensagem: Armadura maior que a mínima

Mlim: (tf.m): 11,11

Costela : 2,5 cm2/face 0,062 Mensagem: Não é Domínio 4

As (cm²): 4,30

Sugestões:	Lajes	Vigas
	ϕ 6,3 c/ 7,3 cm	13,8 barras
	ϕ 8,0 c/ 11,7 cm	8,5 barras
	ϕ 10,0 c/ 18,3 cm	5,5 barras
	ϕ 12,5 c/ 28,6 cm	3,5 barras
	ϕ 16,0 c/ 46,8 cm	2,1 barras
	ϕ 20,0 c/ 73,1 cm	1,4 barras
	φ 25,0 c/ 114,3 cm	0,9 barras

Coeficientes:	
k3:	0,3235531
As:	4,1595784

Armadura longitudinal inferior existente ϕ 8.0 c/12.5 > necessária ϕ 8.0 c/11,7cm → **ok**

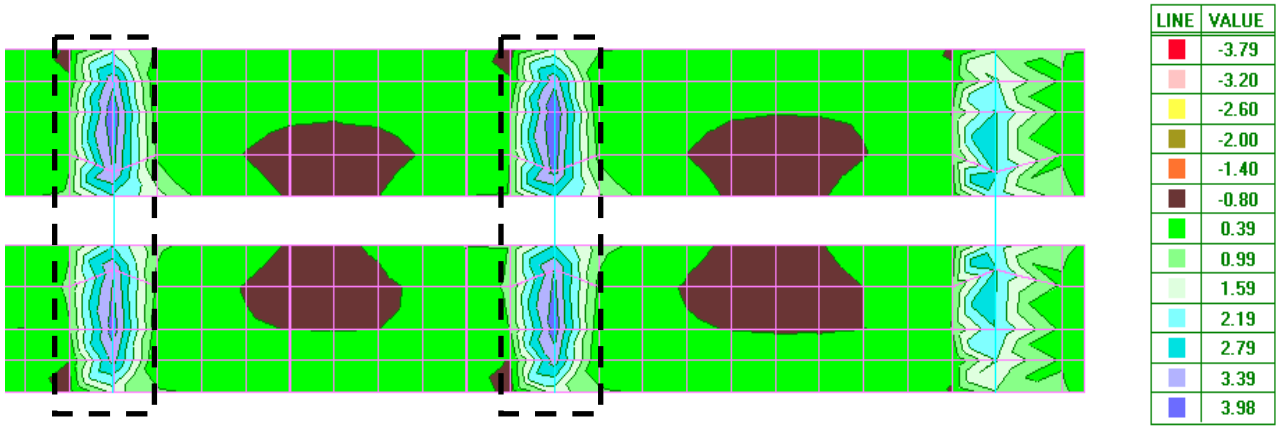


Figura 43– Momento fletor Mdx máximo no tabuleiro (tf.m) – envoltória de combinações máximas

Consultando o projeto [18] verificamos que a armadura superior no sentido longitudinal do píer consiste em barras de 6.3mm a cada 15cm.

				Lajes	Vigas
Momento fletor Mk (tf.m):	3,98		Sugestões:	ϕ 6,3 c/ 23,3 cm	4,3 barras
Largura bw (cm):	100			ϕ 8,0 c/ 37,5 cm	2,7 barras
Altura total h (cm):	100			ϕ 10,0 c/ 58,7 cm	1,7 barras
Resistência do concreto fck (MPa):	15			ϕ 12,5 c/ 91,7 cm	1,1 barras
Aço CA fyk (Mpa):	500			ϕ 16,0 c/ 150,2 cm	0,7 barras
Cobrimento do concreto (cm):	3,0			ϕ 20,0 c/ 234,7 cm	0,4 barras
Bitola da armadura transversal (mm):	6,3			φ 25,0 c/ 366,7 cm	0,3 barras
Bitola da armadura longitudinal (mm):	6,3				
Altura útil d (cm):	96,06				

μ: 0,006 x/d: 0,008 Mensagem: Utilizar armadura mínima

Mlim: (tf.m): 173,41

Costela : 10,0 cm2/face 0,006 Mensagem: Não é Domínio 4

As (cm²): 1,34

Coeficientes:	
k3:	0,3235531
As:	1,340629

Armadura longitudinal superior existente ϕ 6.3 c/15 > necessária ϕ 6.3 c/23,3cm → **ok**

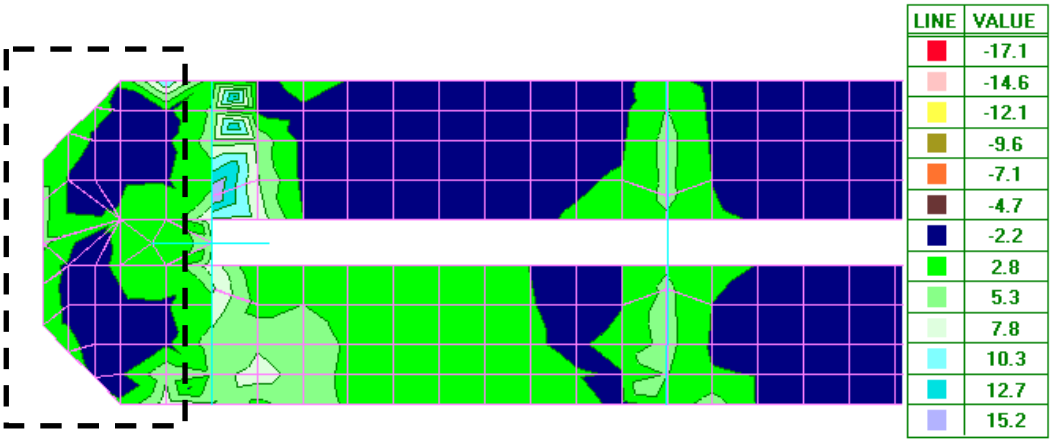


Figura 44– Momento fletor Mdx máximo no tabuleiro (tf.m) – envoltória de combinações máximas

Consultando o projeto [17] verificamos que a armadura longitudinal inferior consiste em barras de 6.3mm a cada 15cm nas duas direções

Momento fletor Md (tf.m):	2,2
Largura bw (cm):	100
Altura total h (cm):	100
Resistência do concreto fck (MPa):	15
Aço CA fyk (Mpa):	500
Cobrimento do concreto (cm):	3,0
Bitola da armadura transversal (mm):	6,3
Bitola da armadura longitudinal (mm):	6,3
Altura útil d (cm):	96,06

μ: 0,002 x/d: 0,003 Mensagem: Utilizar armadura mínima

Mlim: (tf.m): 173,41

Costela : 10,0 cm2/face 0,002 Mensagem: Não é Domínio 4

As (cm²): 0,53

Sugestões:	Lajes	Vigas
	ϕ 6,3 c/ 59,1 cm	1,7 barras
	ϕ 8,0 c/ 95,3 cm	1,0 barras
	ϕ 10,0 c/ 149,0 cm	0,7 barras
	ϕ 12,5 c/ 232,7 cm	0,4 barras
	ϕ 16,0 c/ 381,3 cm	0,3 barras
	ϕ 20,0 c/ 595,8 cm	0,2 barras
	φ 25,0 c/ 931,0 cm	0,1 barras

Coeficientes:	
k3:	0,3235531
As:	0,5292588

Armadura longitudinal inferior existente ϕ 6.3 c/15 > necessária ϕ 6.3 c/59,1cm → **ok**

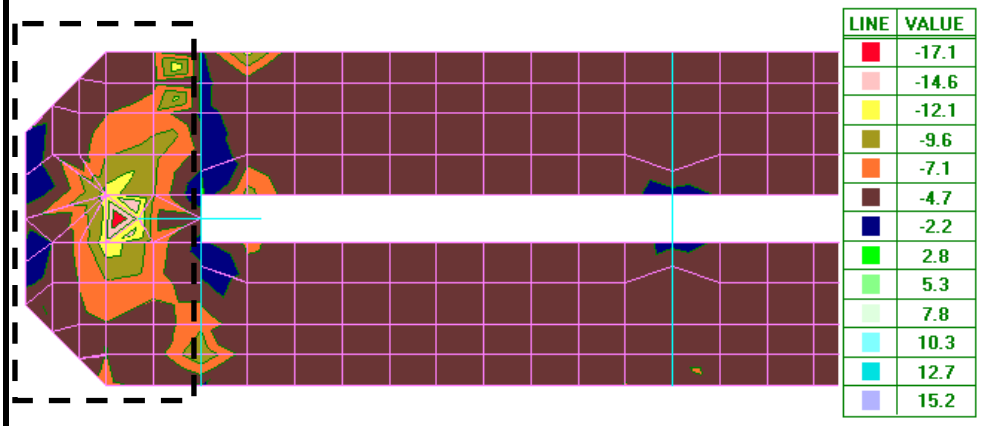


Figura 45– Momento fletor Mdx mínimo no tabuleiro (tf.m) – envoltória de combinações mínimas

Consultando o projeto [17] verificamos que a armadura longitudinal inferior consiste em barras de 6.3mm a cada 15cm nas duas direções

Momento fletor Md (tf.m):	**17,1**
Largura bw (cm):	**100**
Altura total h (cm):	**200**
Resistência do concreto fck (MPa):	**15**
Aço CA fyk (Mpa):	**500**
Cobrimento do concreto (cm):	**3,0**
Bitola da armadura transversal (mm):	**6,3**
Bitola da armadura longitudinal (mm):	**6,3**
Altura útil d (cm):	**196,1**

μ: 0,004 x/d: 0,006 Mensagem: **Utilizar armadura mínima**

Mlim: (tf.m): 722,43

Costela : 20,0 cm2/face 0,004 Mensagem: **Não é Domínio 4**

As (cm²): 2,01

Sugestões:	Lajes	Vigas
	ϕ 6,3 c/ 15,5 cm	6,4 barras
	ϕ 8,0 c/ 25,0 cm	4,0 barras
	ϕ 10,0 c/ 39,1 cm	2,6 barras
	ϕ 12,5 c/ 61,0 cm	1,6 barras
	ϕ 16,0 c/ 100,0 cm	1,0 barras
	ϕ 20,0 c/ 156,3 cm	0,6 barras
	ϕ 25,0 c/ 244,2 cm	0,4 barras

Coeficientes:	
k3:	0,3235531
As:	2,0155034

Armadura longitudinal inferior existente ϕ 6.3 c/15 > necessária ϕ 6.3 c/15,5cm → **ok**

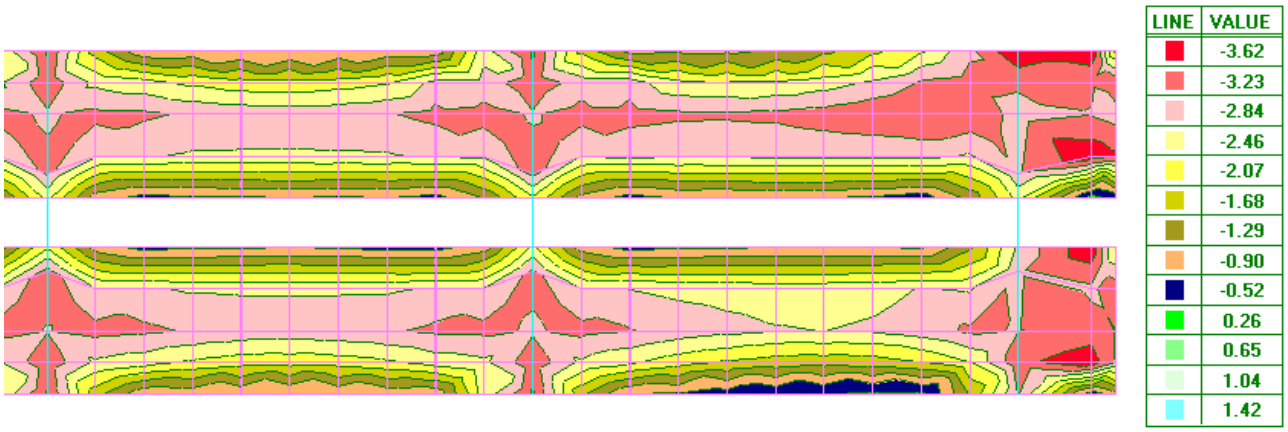


Figura 46– Momento fletor Mdy mínimo no tabuleiro (tf.m) – envoltória de combinações mínimas

Consultando o projeto [22] verificamos que a armadura transversal superior do pré moldado k3 consiste em barras de 12.5mm a cada 15cm e na face inferior 8mm a cada 15cm.

Momento fletor Md (tf.m):	2,84
Largura bw (cm):	100
Altura total h (cm):	25
Resistência do concreto fck (MPa):	20
Aço CA fyk (Mpa):	500
Cobrimento do concreto (cm):	3,0
Bitola da armadura transversal (mm):	6,3
Bitola da armadura longitudinal (mm):	6,3
Altura útil d (cm):	21,06

μ: 0,045 x/d: 0,068 Mensagem: Armadura maior que a mínima

Mlim: (tf.m): 11,11

Costela : 2,5 cm2/face 0,046 Mensagem: Não é Domínio 4

As (cm²): 3,19

Sugestões:	Lajes	Vigas
	ϕ 6,3 c/ 9,8 cm	10,2 barras
	ϕ 8,0 c/ 15,8 cm	6,3 barras
	ϕ 10,0 c/ 24,6 cm	4,1 barras
	ϕ 12,5 c/ 38,5 cm	2,6 barras
	ϕ 16,0 c/ 63,1 cm	1,6 barras
	ϕ 20,0 c/ 98,6 cm	1,0 barras
	φ 25,0 c/ 154,0 cm	0,6 barras

Coeficientes:	
k3:	0,3235531
As:	3,11694

Armadura transversal inferior existente ϕ 8.0 c/15 > necessária ϕ 8.0 c/15,8cm → **ok**

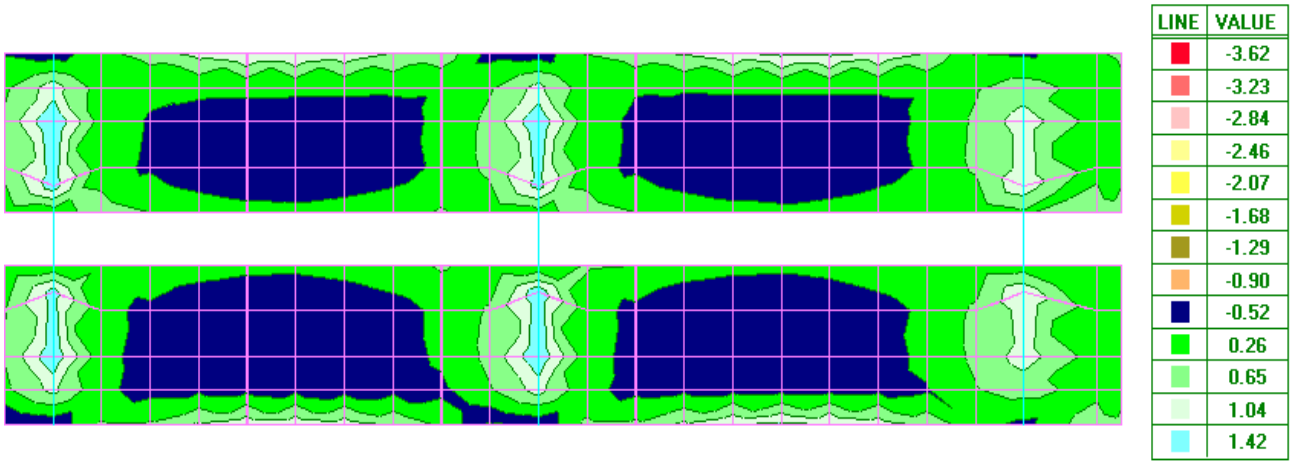


Figura 47– Momento fletor Mdy máximo no tabuleiro (tf.m) – envoltória de combinações máximas

Consultando o projeto [22] verificamos que a armadura transversal superior do pré moldado k3 consiste em barras de 12.5mm a cada 15cm .

Momento fletor Md (tf.m):	1,42
Largura bw (cm):	100
Altura total h (cm):	25
Resistência do concreto fck (MPa):	20
Aço CA fyk (Mpa):	500
Cobrimento do concreto (cm):	3,0
Bitola da armadura transversal (mm):	6,3
Bitola da armadura longitudinal (mm):	6,3
Altura útil d (cm):	21,06

μ: 0,022 x/d: 0,033 Mensagem: Utilizar armadura mínima

Mlim: (tf.m): 11,11

Costela : 2,5 cm2/face 0,023 Mensagem: Não é Domínio 4

As (cm²): 1,57

Sugestões:	Lajes	Vigas
	ϕ 6,3 c/ 19,8 cm	5,0 barras
	ϕ 8,0 c/ 32,0 cm	3,1 barras
	ϕ 10,0 c/ 50,0 cm	2,0 barras
	ϕ 12,5 c/ 78,1 cm	1,3 barras
	ϕ 16,0 c/ 127,9 cm	0,8 barras
	ϕ 20,0 c/ 199,9 cm	0,5 barras
	φ 25,0 c/ 312,3 cm	0,3 barras

Coeficientes:	
k3:	0,3235531
As:	1,55847

Armadura transversal superior existente ϕ 12.5 c/15 > necessária ϕ 8.0 c/32,0cm **→ ok**

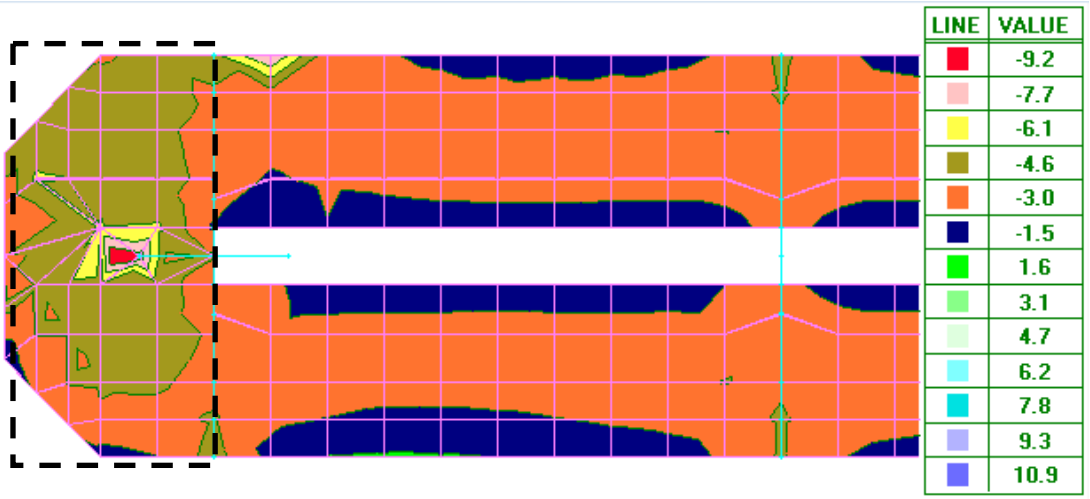


Figura 48– Momento fletor Mdy mínimo no tabuleiro (tf.m) – envoltória de combinações mínimas

Consultando o projeto [17] verificamos que a armadura transversal superior consiste em barras de 6.3mm a cada 15cm nas duas direções

Momento fletor Md (tf.m):	**7,7**			**Lajes**	**Vigas**	
Largura bw (cm):	**100**			ϕ 6,3 c/ 16,9 cm	5,9 barras	
Altura total h (cm):	**100**			ϕ 8,0 c/ 27,2 cm	3,7 barras	
Resistência do concreto fck (MPa):	**20**		***Sugestões:***	ϕ 10,0 c/ 42,5 cm	2,4 barras	
Aço CA fyk (Mpa):	**500**			ϕ12,5 c/ 66,4 cm	1,5 barras	
Cobrimento do concreto (cm):	**3,0**			ϕ16,0 c/ 108,7 cm	0,9 barras	
Bitola da armadura transversal (mm):	**6,3**			ϕ 20,0 c/ 169,9 cm	0,6 barras	
Bitola da armadura longitudinal (mm):	**6,3**			φ25,0 c/ 265,4 cm	0,4 barras	
Altura útil d (cm):	**96,06**					
μ: 0,006	x/d: 0,009	Mensagem:	**Utilizar armadura mínima**	**Coeficientes:**		
		Mlim: (tf.m):	231,22	**k3:**	0,3235531	
Costela : 10,0 cm2/face	0,006	Mensagem:	**Não é Domínio 4**	**As:**	1,8524057	
As (cm²):	**1,85**					

Armadura transversal superior existente ϕ 6.3 c/15 > necessária ϕ 6.3 c/16,9cm → ok

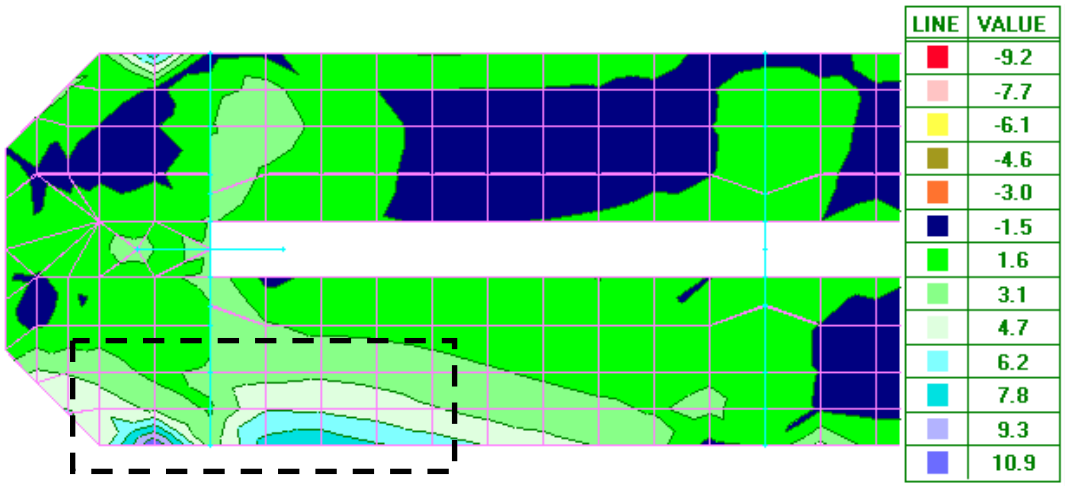


Figura 49– Momento fletor Mdy máximo no tabuleiro (tf.m) – envoltória de combinações máximas

Consultando o projeto [22] verificamos que a armadura transversal superior do pré moldado k3 consiste em barras de 12.5mm a cada 15cm .

Momento fletor Md (tf.m):	6,2
Largura bw (cm):	100
Altura total h (cm):	25
Resistência do concreto fck (MPa):	20
Aço CA fyk (Mpa):	500
Cobrimento do concreto (cm):	3,0
Bitola da armadura transversal (mm):	6,3
Bitola da armadura longitudinal (mm):	6,3
Altura útil d (cm):	21,06

μ: 0,098 x/d: 0,153 Mensagem: Armadura maior que a mínima

Mlim: (tf.m): 11,11

Costela : 2,5 cm2/face 0,104 Mensagem: **Não é Domínio 4**

As (cm²): 7,21

Sugestões:	Lajes	Vigas
	ϕ 6,3 c/ 4,3 cm	23,1 barras
	ϕ 8,0 c/ 7,0 cm	14,3 barras
	ϕ 10,0 c/ 10,9 cm	9,2 barras
	ϕ 12,5 c/ 17,0 cm	5,9 barras
	ϕ 16,0 c/ 27,9 cm	3,6 barras
	ϕ 20,0 c/ 43,6 cm	2,3 barras
	φ 25,0 c/ 68,1 cm	1,5 barras

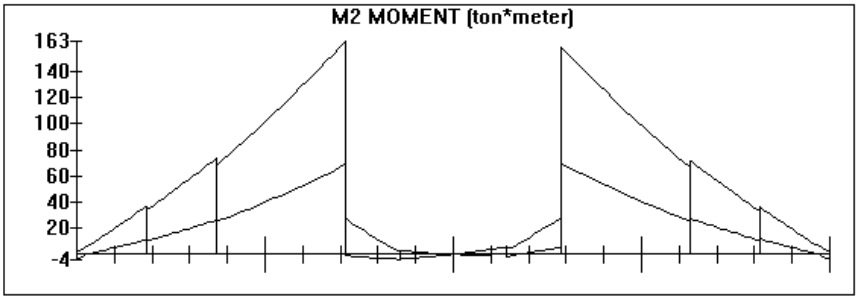
Coeficientes:	
k3:	0,3235531
As:	6,8045874

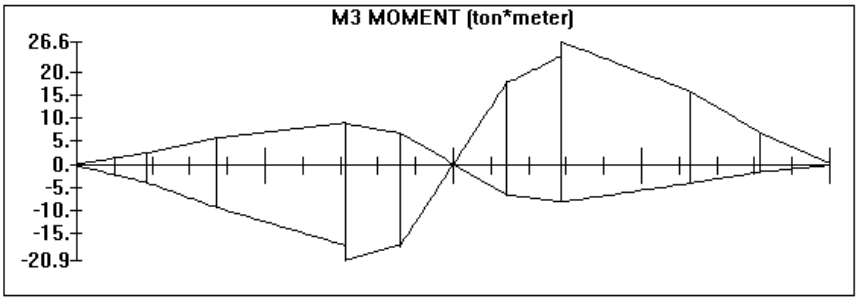
Armadura transversal existente ϕ 12.5 c/15 > necessária ϕ 12.5c/17,0cm → ok

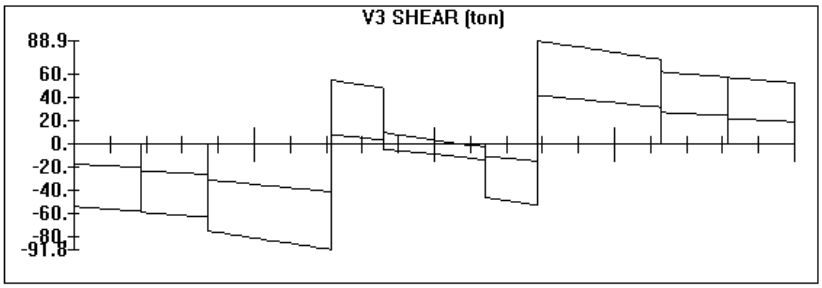
7.2 VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DAS VIGAS E BLOCOS DE FUNDAÇÃO

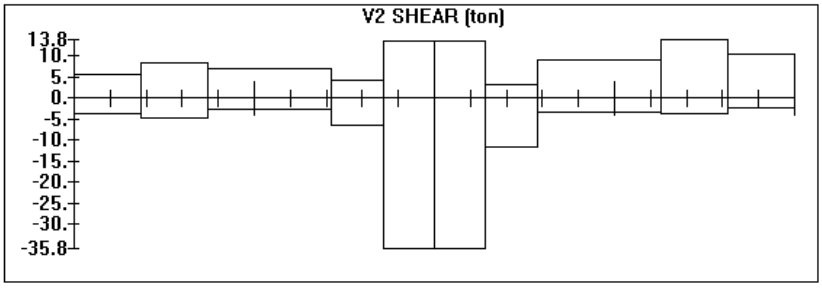
ESFORÇOS NO BLOCO E VIGA EIXOS 73 A 82

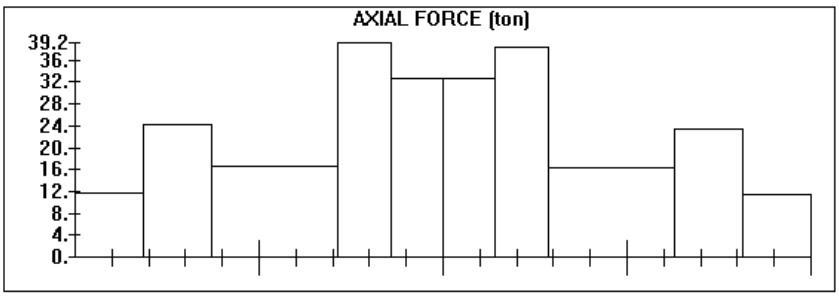
COMBINATIONS ENVELOPE

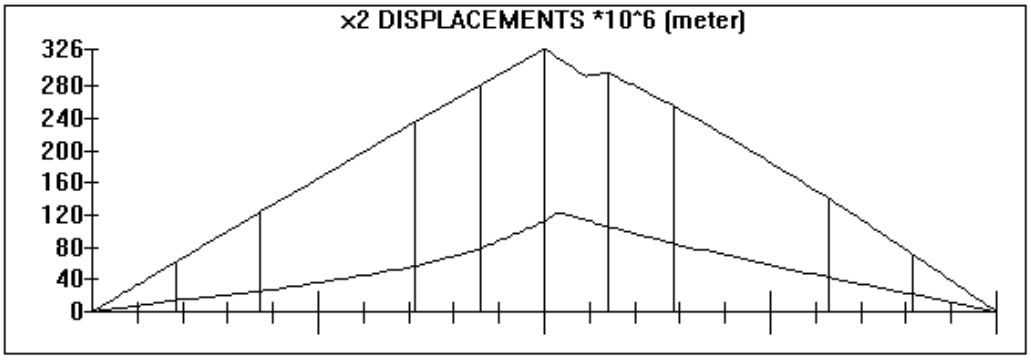


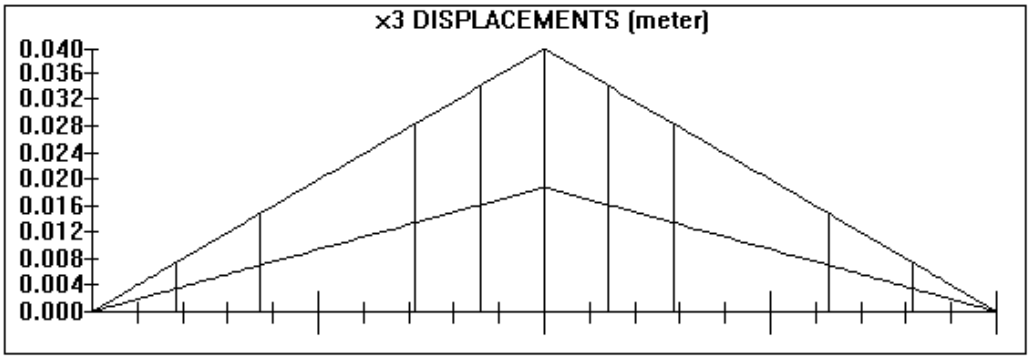












Consultando o projeto [18] verificamos que a armadura longitudinal superior da viga sobre o bloco consiste em 10 barras de 16.0mm e armadura para esforço cortante são barras de 8.0mm c/15

Momento fletor Md (tf.m):	166
Largura bw (cm):	100
Altura total h (cm):	200
Resistência do concreto fck (MPa):	15
Aço CA fyk (Mpa):	500
Cobrimento do concreto (cm):	3,0
Bitola da armadura transversal (mm):	12,5
Bitola da armadura longitudinal (mm):	16
Altura útil d (cm):	195

μ: 0,041 x/d: 0,061 Mensagem: Armadura maior que a mínima

Mlim: (tf.m): 714,31

Costela : 20,0 cm2/face 0,042 Mensagem: Não é Domínio 4

As (cm²): 20,07

Coeficientes:	
k3:	0,3235531
As:	19,676606

Sugestões:	Lajes			Vigas
	ϕ 6,3	c/	1,6 cm	64,4 barras
	ϕ 8,0	c/	2,5 cm	39,9 barras
	ϕ 10,0	c/	3,9 cm	25,6 barras
	ϕ 12,5	c/	6,1 cm	16,4 barras
	ϕ 16,0	c/	10,0 cm	10,0 barras
	ϕ 20,0	c/	15,7 cm	6,4 barras
	ϕ 25,0	c/	24,5 cm	4,1 barras

2) Verificação do Concreto ao Esforço Cortante:

V: (tf) 89

τwu: (kgf/cm²) 26,79

τwd: (kgf/cm²) 4,565273 **Mensagem:** Ok! O concreto resiste.

3.2) Limites para o diâmetro do estribo

φe: (mm) <= 83,333

>= 5mm

3) Dimensionamento da Armadura Transversal: (estribos a 90º)

3.1) Limites para espaçamento e área do estribo

d/2:	97 cm	Ae: (cm²)	5,383 cm²
s <=	30 cm	Ae: (cm² adot.):	5,38 cm²
Aemín.:	2 cm²/m	Esp. Min. adot.:	30 cm

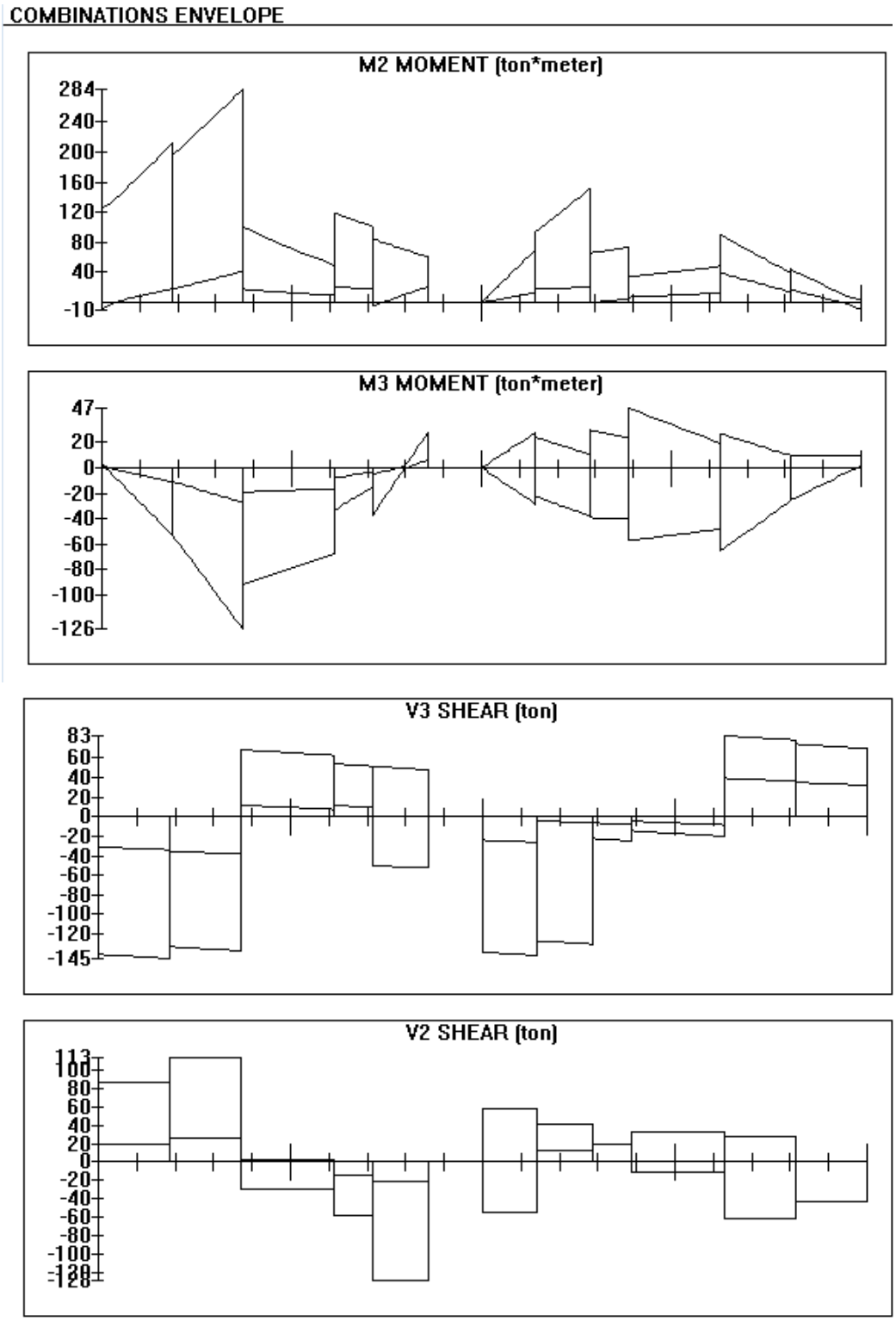
Sugestões:	2 ramos			4 ramos		
	ϕ 5,0	c/	7,3 cm	ϕ 5,0	c/	14,6 cm
	ϕ 6,0	c/	10,5 cm	ϕ 6,0	c/	21,0 cm
	ϕ 8,0	c/	18,7 cm	ϕ 8,0	c/	37,4 cm
	ϕ 10,0	c/	29,2 cm	ϕ 10,0	c/	58,4 cm

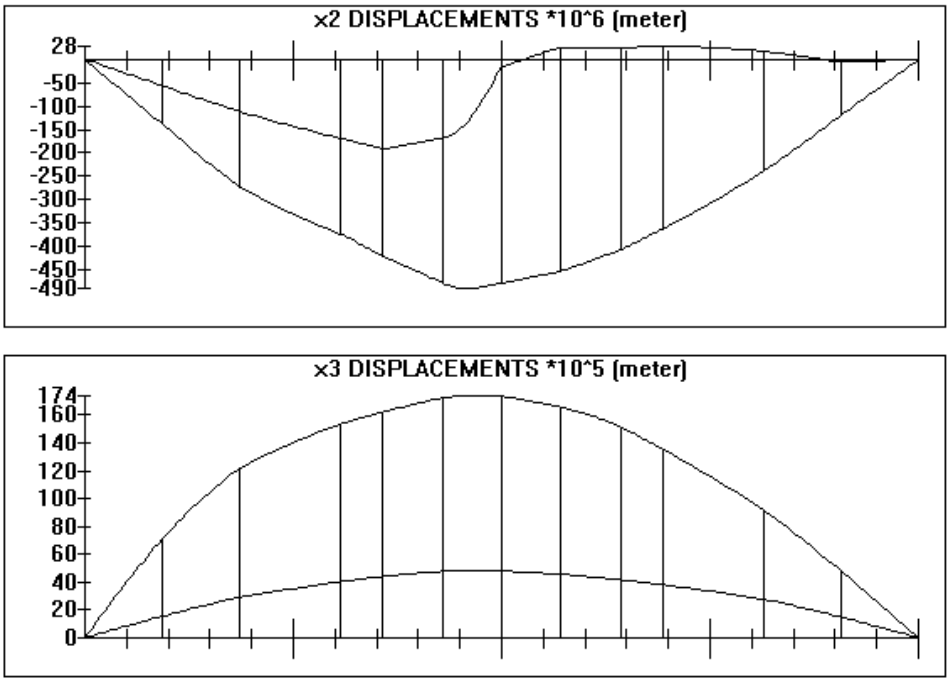
Armadura negativa existente 10 ϕ 16.0 c/15 = necessária 10 ϕ 16.0 → ok

Armadura para esforço cortante existente ϕ 8.0 c/15 > necessária ϕ 8.0c/18,7cm → ok

7.3 ESFORÇOS NA VIGA E BLOCO DE FUNDAÇÃO DO EIXO 83

ESFORÇOS NA VIGA DO EIXO 83





Consultando o projeto [17] verificamos que a armadura longitudinal superior da viga sobre o bloco consiste em 18 barras de 16.0mm e armadura para esforço cortante são barras de 8.0mm c/15



Armadura negativa existente 18 ϕ 16.0 > necessária 17,4 ϕ 16.0 → ok

Armadura para esforço cortante existente ϕ 8.0 c/15 ≈ necessária ϕ 8.0c/14,8cm → ok

ESFORÇOS NO BLOCO DO EIXO 83

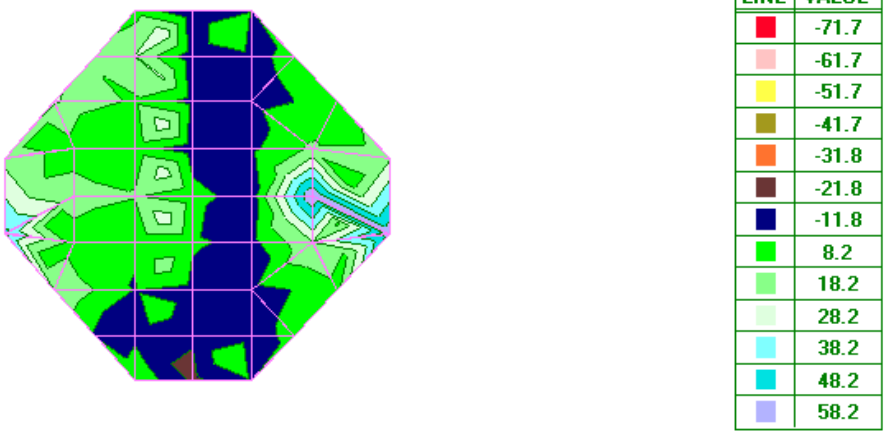


Figura 50– Momento fletor Mdx máximo no tabuleiro (tf.m) – envoltória de combinações máximas

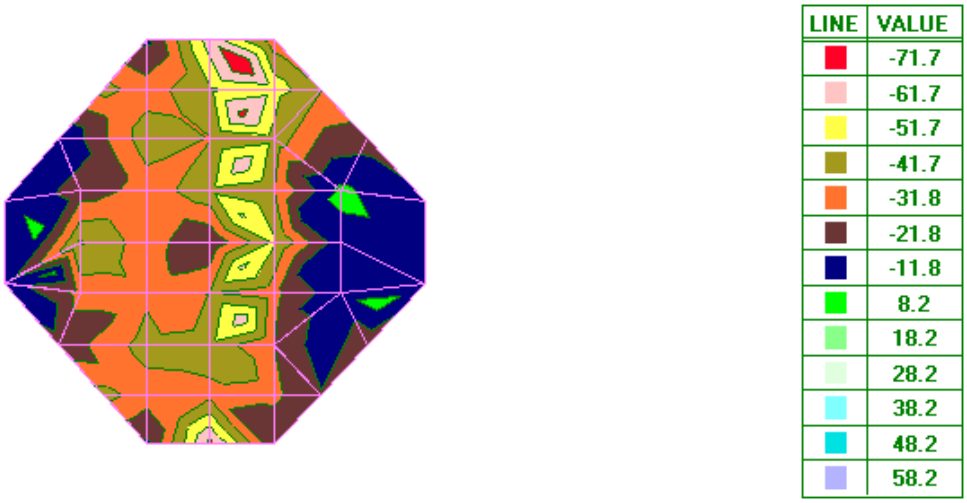


Figura 51– Momento fletor Mdx mínimo no tabuleiro (tf.m) – envoltória de combinações mínimas

Consultando o projeto [19] verificamos que a armadura longitudinal inferior do bloco consiste em 28 barras de 16.0mm distribuídas na face inferior do bloco

Momento fletor Md (tf.m):	72
Largura bw (cm):	100
Altura total h (cm):	200
Resistência do concreto fck (MPa):	15
Aço CA fyk (Mpa):	500
Cobrimento do concreto (cm):	3,0
Bitola da armadura transversal (mm):	12,5
Bitola da armadura longitudinal (mm):	16
Altura útil d (cm):	195

μ: 0,018 x/d: 0,026 Mensagem: Utilizar armadura mínima

Mlim: (tf.m): 714,31

Costela : 20,0 cm2/face 0,018 Mensagem: Não é Domínio 4

As (cm²): 8,58

Sugestões:	Lajes	Vigas
	ϕ 6,3 c/ 3,6 cm	27,5 barras
	ϕ 8,0 c/ 5,9 cm	17,1 barras
	ϕ 10,0 c/ 9,2 cm	10,9 barras
	ϕ 12,5 c/ 14,3 cm	7,0 barras
	ϕ 16,0 c/ 23,4 cm	4,3 barras
	ϕ 20,0 c/ 36,6 cm	2,7 barras
	φ 25,0 c/ 57,2 cm	1,7 barras

Coeficientes:	
k3:	0,3235531
As:	8,5344317

Armadura inferior 28 ϕ 16.0 em 4,4m (6,5 ϕ 16.0 /m)

Armadura necessária 4,3 ϕ 16.0 → ok

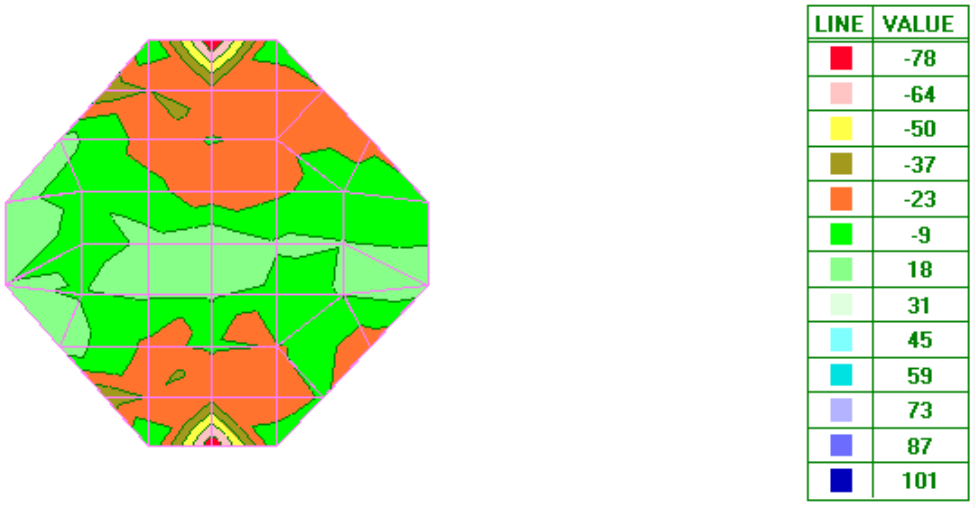


Figura 52– Momento fletor Mdy mínimo no tabuleiro (tf.m) – envoltória de combinações mínimas

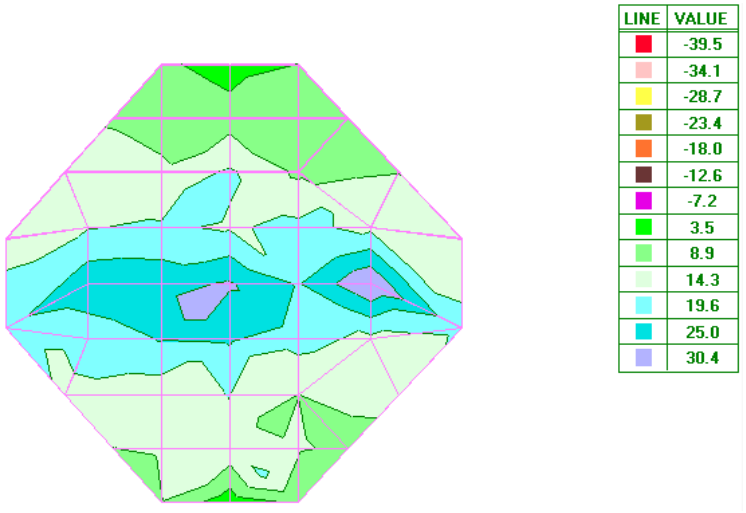


Figura 53– Momento fletor Mdy máximo no tabuleiro (tf.m) – envoltória de combinações máximas

Consultando o projeto [19] verificamos que a armadura longitudinal superior do bloco consiste em 28 barras de 12.5mm distribuídas na face superior do bloco

					Lajes				Vigas	
Momento fletor Md (tf.m):		29								
Largura bw (cm):		100			ϕ 6,3	c/	4,4	cm	22,9	barras
Altura total h (cm):		100			ϕ 8,0	c/	7,0	cm	14,2	barras
Resistência do concreto fck (MPa):		15		*Sugestões:*	ϕ 10,0	c/	11,0	cm	9,1	barras
Aço CA fyk (Mpa):		500			ϕ 12,5	c/	17,2	cm	5,8	barras
Cobrimento do concreto (cm):		3,0			ϕ 16,0	c/	28,1	cm	3,6	barras
Bitola da armadura transversal (mm):		12,5			ϕ 20,0	c/	43,9	cm	2,3	barras
Bitola da armadura longitudinal (mm):		16			ϕ 25,0	c/	68,6	cm	1,5	barras
Altura útil d (cm):		94,95								
μ: 0,030	x/d:	0,045	Mensagem:	Utilizar armadura mínima					Coeficientes:	
			Mlim: (tf.m):	169,45					k3:	0,3235531
Costela : 10,0 cm2/face		0,031	Mensagem:	Não é Domínio 4					As:	7,0577843
	As (cm²):	7,15								

Armadura superior 28 ϕ 12.5 em 5,5m + (6,0 ϕ 12.5 /m)

Armadura necessária 5,8 ϕ 12.5 → ok

8. ESFORÇOS NAS ESTACAS E VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL

Os seguintes resultados globais de reações de apoio, deslocamentos totais e esforços internos nos elementos das estacas foram extraídos do modelo e estão apresentados nas figuras que seguem. Abaixo de cada figura de resultado são apresentadas as combinações de esforços que geraram os máximos resultados encontrados conforme tabela de combinações da figura 39.

Carga de Trabalho das Estacas Verticais (Força Axial)

Cálculo linear
Combinação: Carga de Trabalho

Resumo:
Valores: Força Axial
Cálculo Linear
Combinação: Carga de Trabalho
Força Axial Máxima de Compressão: 287 tf (combinação 23)
Força Axial Mínima de Compressão: -144 tf (combinação 23)

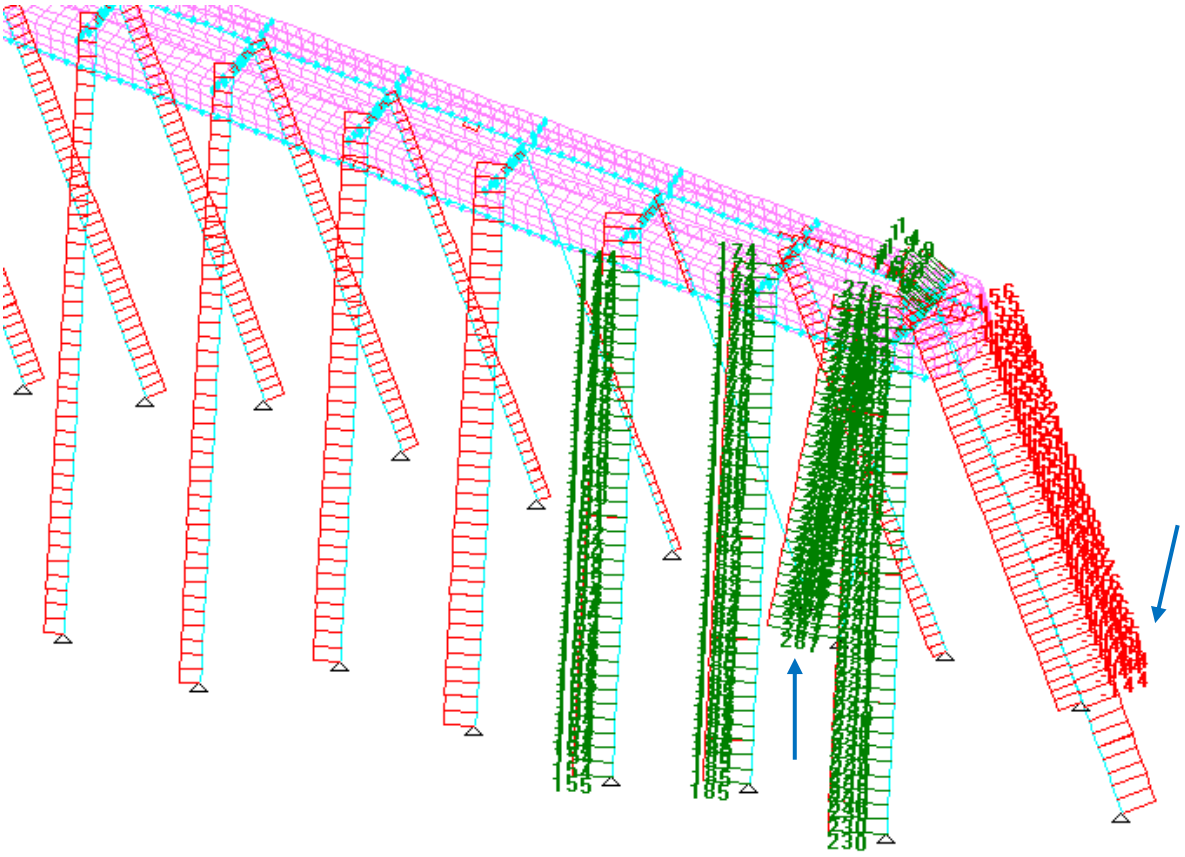


Figura 54 – Carga Axial máxima nas estacas combinação 23

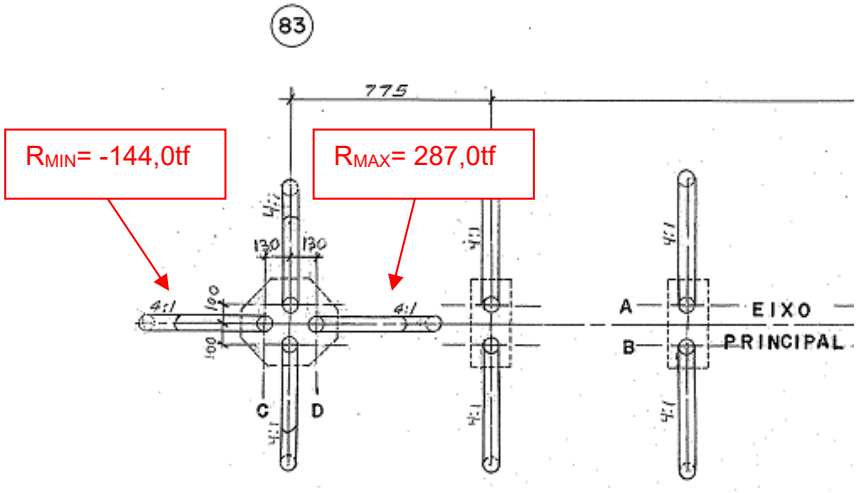
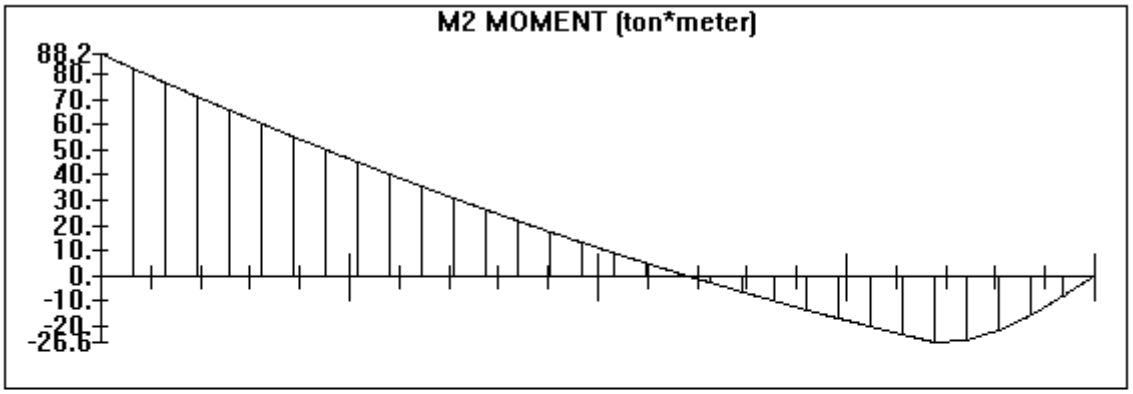
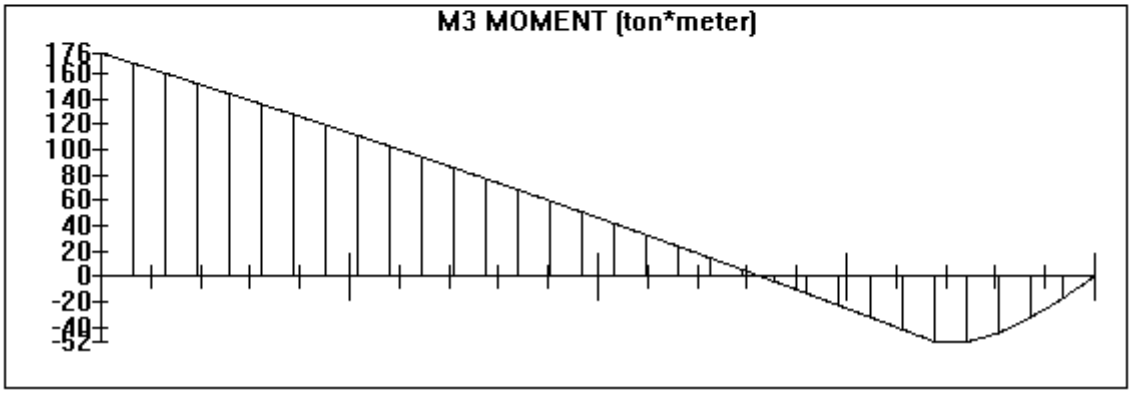


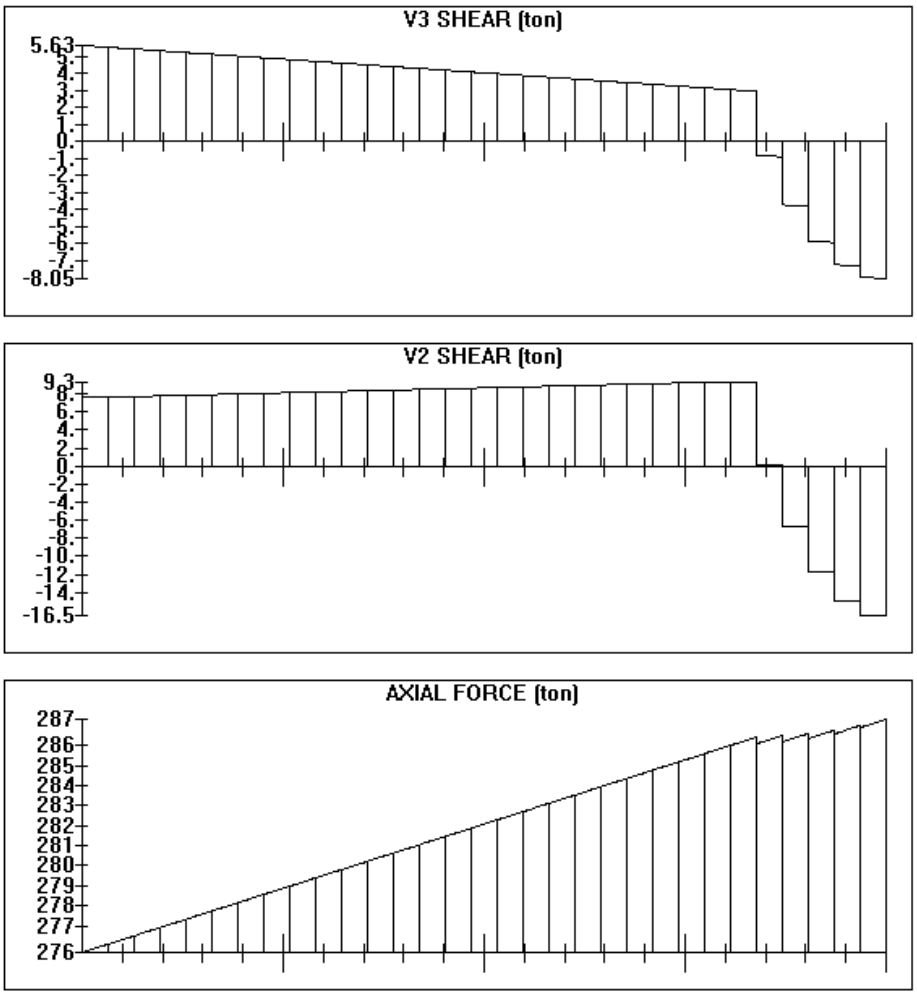
Figura 55 – Carga Axial máxima nas estacas combinação 23

Esforços estaca com maior compressão (R_{MAX}= 287,0tf):

COMB. NO. 23 1*0.90+3*1.40+6*-1.12+7*-1.12







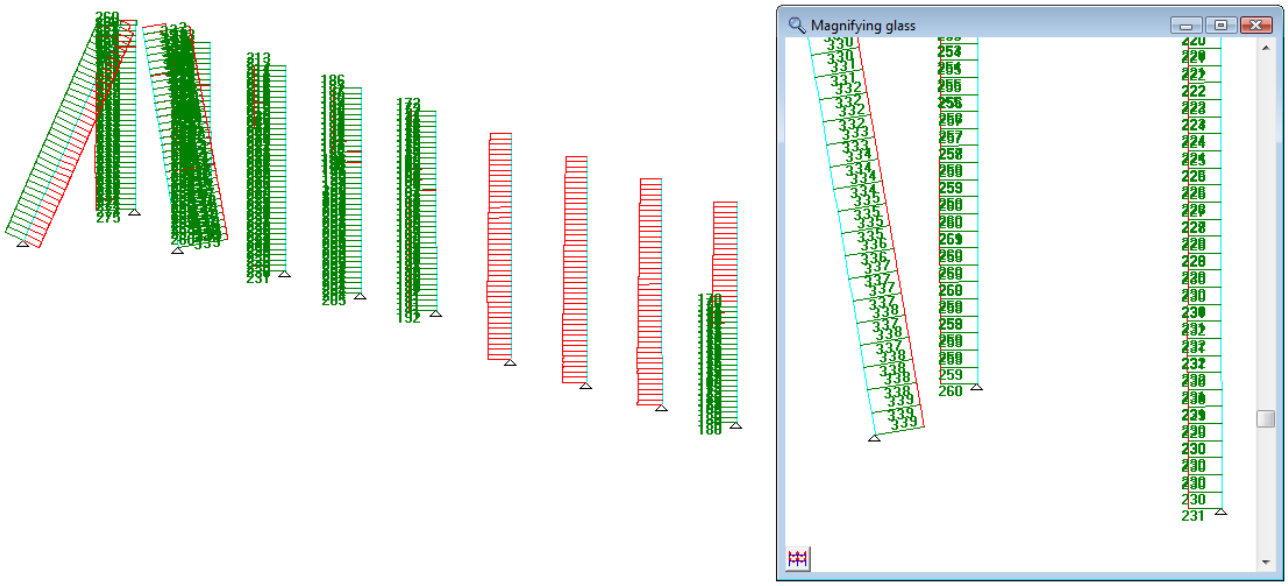


Figura 56 – Gráfico de esforços internos de força axial nas estacas, corte transversal – Nd em ELU

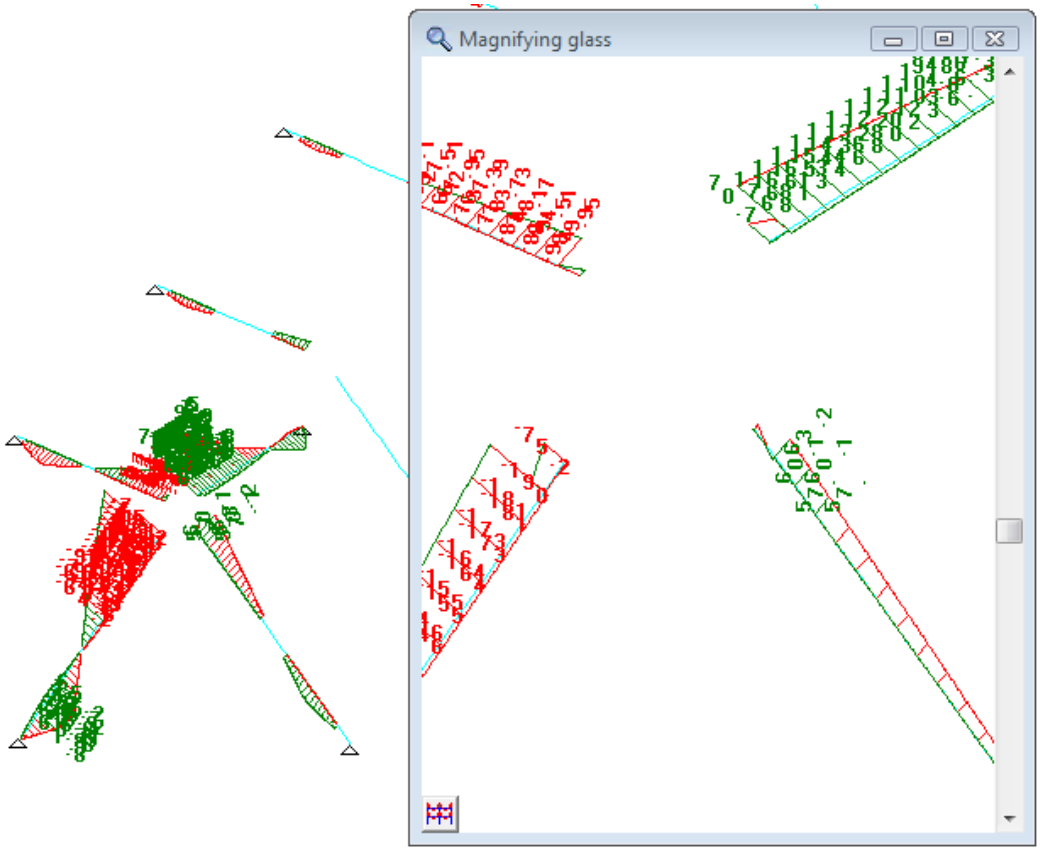


Figura 57 – Momento fletor nas estacas, vista isométrica superior – M2d em ELU

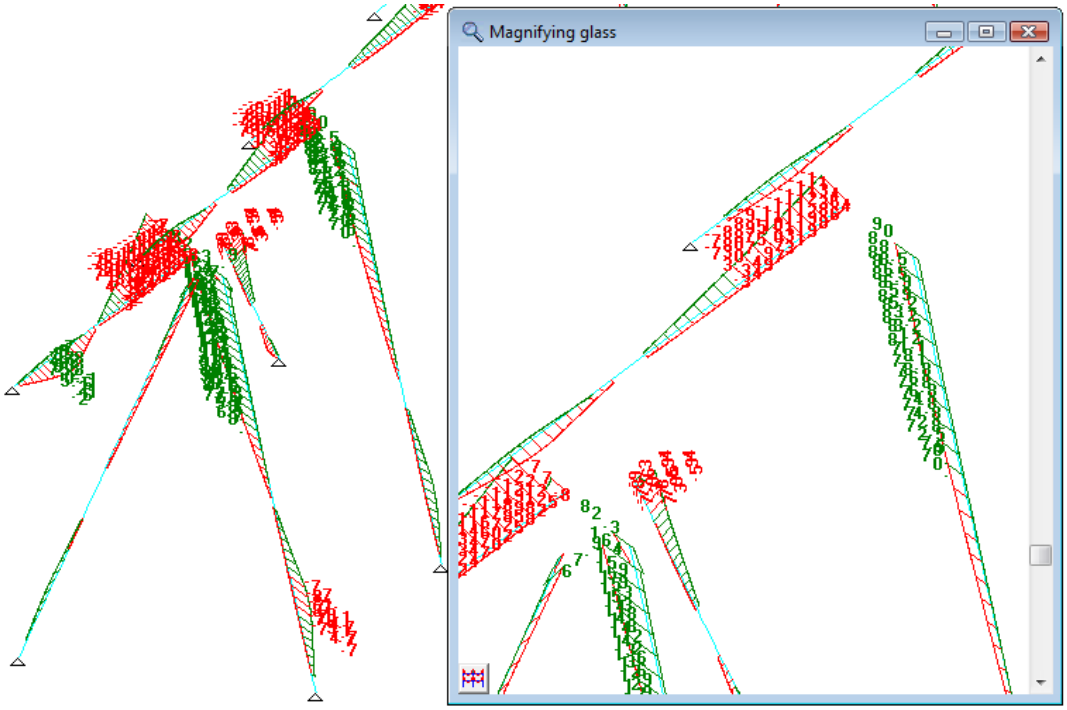


Figura 58– Momento fletor nas estacas, vista isométrica superior – M3d em ELU

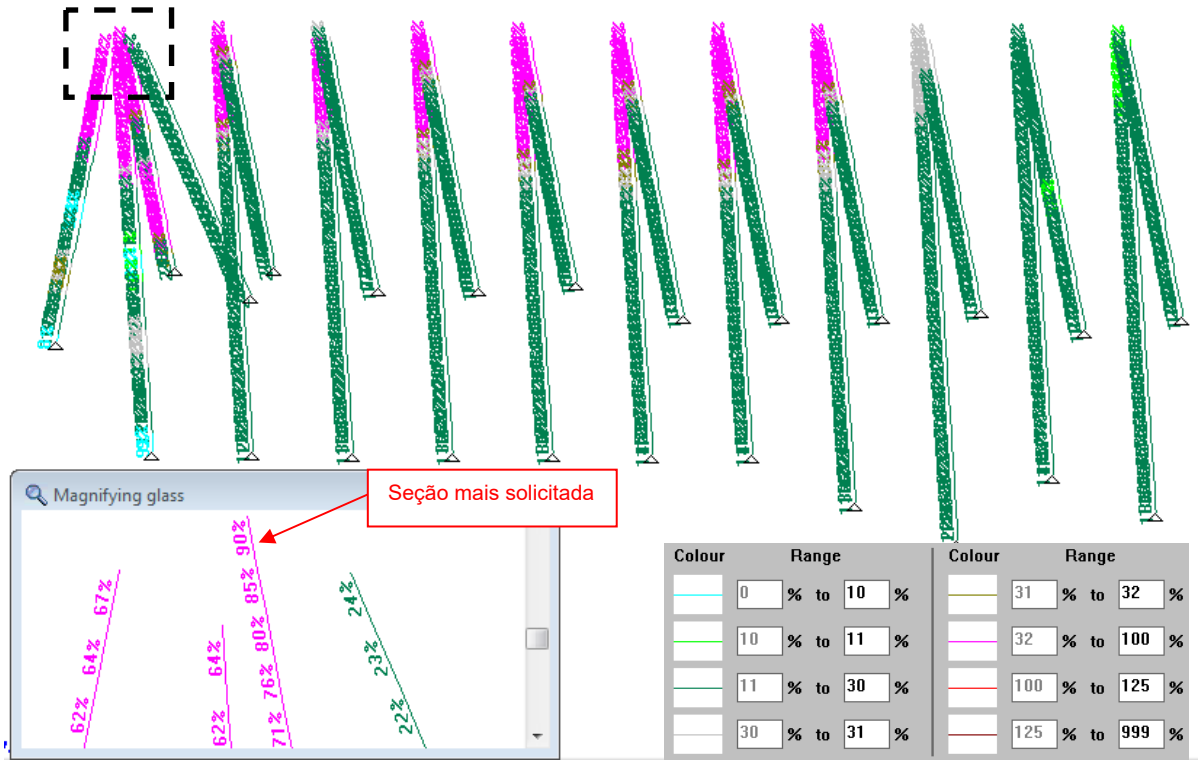


Figura 59– Percentual de utilização da seção dos perfis metálicos

8.1 RESUMO RESULTADO DAS BARRAS

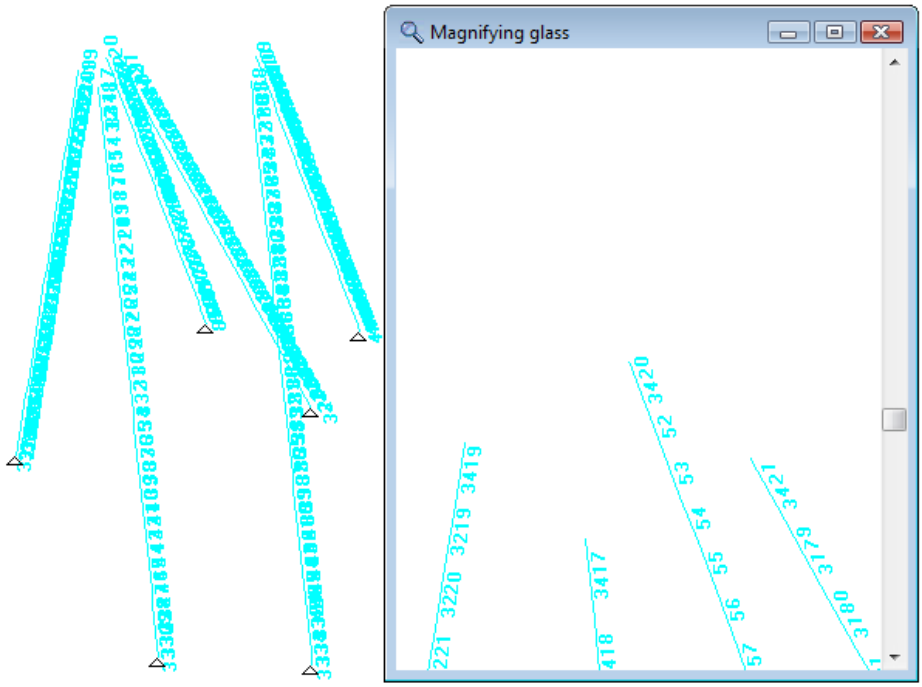
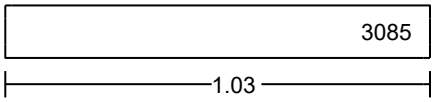


Figura 60– Numeração barras mais solicitadas

Detailed Results Table

Moments: ton*meter , Forces: ton , Stresses: mPa , Section prop.: cm.

Beam: **3419**



X3 (Major

CONSTRAINTS

- Sections : Check
- Steel A53

DESIGN DATA

- Kx = 1.00 - Ky = 1.00
- Allow. Slend. : 200 (compr.) 300 (tens.)
- Allowable Deflection : 1/240
- Tension Area Reduction Factor : 1.00
- Building type : Unbraced

Section: Property no. 1

Ix = 704665 Iy = 704665cm4 Zx = 18287 Zy = 18287cm3 Area = 585.6
D = 1000.00 t = 19.00mm
J = 1409331 Cw = 28186.6dm6

DESIGN COMBINATION = 23

M2 Moment Diagram



Max. AXIAL Force = 102.31 (tens.) Max. SHEAR Force = 0.59

M3 Moment Diagram



Max. AXIAL Force = 102.31 (tens.) Max. SHEAR Force = 9.81

SECTION CLASSIFICATION: *** COMPACT ***

Limiting C Non-
d/t= 91.1 (Fy= 246.6 R = -0.071)

DESI	EQUATION			
V2 (G2.1.	Vn=0.6*Fy*Aw	Vu/0.9Vn<1.00	= =	
M3 (F8-1) witho	——— < 1.00 0.9Mn	M Z =	= =	
M2 (F8-1) witho	——— < 1.00 0.9Mn	M Z =	= =	

Detailed Results Table

Moments: ton*meter , Forces: ton , Stresses: mPa , Section prop.: cm.

DESI	EQUATION			
Defle	defl. / L / 240 < 1.00		defl = 0.00015	
Axial Force (D2-	0.9AgFy < 1.00	Pu (kL/r)y =3	= = =	
Comb Force (tensi (H1-	Pr / 2ϕPn + Mrx / ϕMnx < 1.00	Mry / ϕMny	= =	

Detailed Results Table

Moments: ton*meter , Forces: ton , Stresses: mPa , Section prop.: cm.

Beam: 3421

3046 — 3045 — X3 (Major axis)

1.03

CONSTRAINTS

- Sections : Check
- Steel Grade: A53

DESIGN DATA

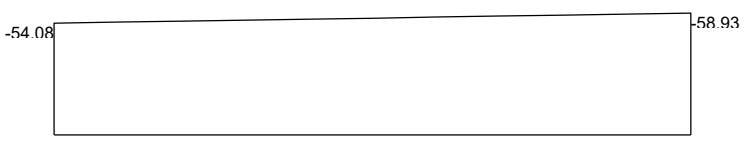
- Kx = 1.00 - Ky = 1.00
- Allow. Slend. : 200 (compr.) 300 (tens.)
- Allowable Deflection : 1/240
- Tension Area Reduction Factor : 1.00
- Building type : Unbraced

Section: Property no. 1

Ix = 704665 Iy = 704665cm4 Zx = 18287 Zy = 18287cm3 Area = 585.6
D = 1000.00 t = 19.00mm
J = 1409331 Cw = 28186.6dm6

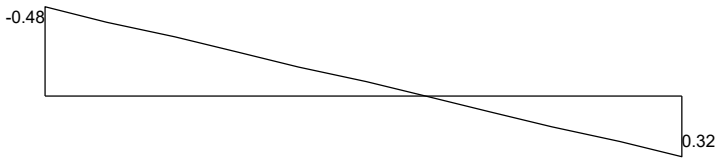
DESIGN COMBINATION = 18

M2 Moment Diagram



Max. AXIAL Force = -238.40 (compr.) Max. SHEAR Force = 4.70

M3 Moment Diagram



Max. AXIAL Force = -238.40 (compr.) Max. SHEAR Force = 0.78

SECTION CLASSIFICATION: *** COMPACT ***

Limiting Ratios: Compa Non-Compact
d/t= 52.63 < 58.0 91.1 (Fy= 246.6 R = 0.165)

DESIGN	EQUATION	FACTORS	VALUES	RESUL
V3 Shear (G2.1.b-i)	Vu/0.9Vn<1.00 Vn=0.6*Fy*Aw	Aw = 292.78	Vu = 4.70 Vn = 433.18	0.01
M2 Moment (F8-1) without LTB	$\frac{M}{0.9Mn} < 1.00$	Z = 18287.14	M = 58.93 Mn = 450.95	0.15
Axial Force (E3-1)	$\frac{Pu}{0.9AgFcr} < 1.00$	(kL/r)x =3 (kL/r)y =3	Pu = 238.40 Ag = 585.56 Fcr = 246.48	0.18

Detailed Results Table

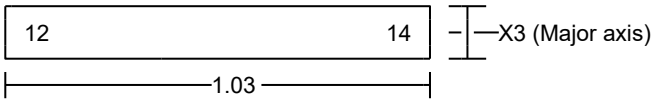
Moments: ton*meter , Forces: ton , Stresses: mPa , Section prop.: cm.

DESIGN	EQUATION	FACTORS	VALUES	RESUL
Combined Forces (compress.) (H1-1b)	$\frac{Pr}{2\phi Pn} + \frac{Mrx}{\phi Mnx} + \frac{Mry}{\phi Mny} < 1.00$	Cmx = 1.00 Cmy = 1.00 Pex =1316384.00 Pey =1316384.00	Mrx = 0.48 Mry = 58.94 B1x = 1.00 B1y = 1.00	0.24

Detailed Results Table

Moments: ton*meter , Forces: ton , Stresses: mPa , Section prop.: cm.

Beam: 3417



CONSTRAINTS

- Sections : Check
- Steel Grade: A53

DESIGN DATA

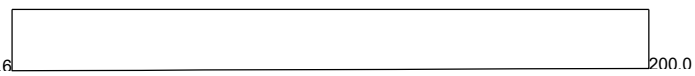
- Kx = 1.00 - Ky = 1.00
- Allow. Slend. : 200 (compr.) 300 (tens.)
- Allowable Deflection : 1/240
- Tension Area Reduction Factor : 1.00
- Building type : Unbraced

Section: Property no. 1

Ix = 704665 Iy = 704665cm4 Zx = 18287 Zy = 18287cm3 Area = 585.6
D = 1000.00 t = 19.00mm
J = 1409331 Cw = 28186.6dm6

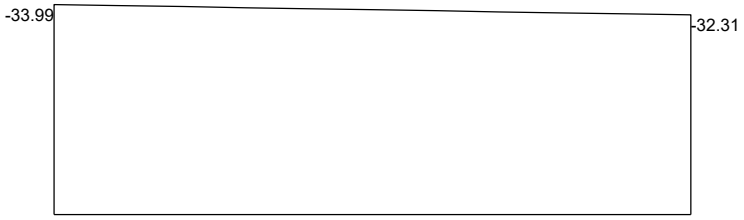
DESIGN COMBINATION = 23

M2 Moment Diagram



Max. AXIAL Force = 116.44 (tens.) Max. SHEAR Force = 7.36

M3 Moment Diagram



Max. AXIAL Force = 116.44 (tens.) Max. SHEAR Force = 1.63

SECTION CLASSIFICATION: *** COMPACT ***

Limiting Ratios: Compa Non-Compact
d/t= 52.63 < 58.0 91.1 (Fy= 246.6 R = -0.081)

DESIGN	EQUATION	FACTORS	VALUES	RESUL
M3 Moment (F8-1) without LTB	$\frac{M}{0.9Mn} < 1.00$	Z = 18287.14	M = 33.99 Mn = 450.95	0.08
V3 Shear (G2.1.b-i)	Vu/0.9Vn<1.00 Vn=0.6*Fy*Aw	Aw = 292.78	Vu = 7.36 Vn = 433.18	0.02
M2 Moment (F8-1) without LTB	$\frac{M}{0.9Mn} < 1.00$	Z = 18287.14	M = 207.62 Mn = 450.95	0.51

Detailed Results Table

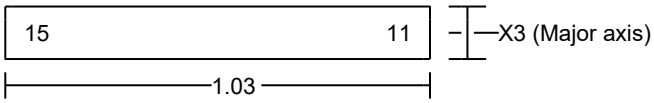
Moments: ton*meter , Forces: ton , Stresses: mPa , Section prop.: cm.

DESIGN	EQUATION	FACTORS	VALUES	RESUL
Deflection	$\frac{defl.}{L / 240} < 1.00$		defl = 0.00013	0.03
Axial Force (D2-1)	$\frac{Pu}{0.9AgFy} < 1.00$	(kL/r)x =3 (kL/r)y =3	Pu = 116.44 Ag = 585.56 Fy = 246.59	0.09
Combined Forces (tension) (H1-1b)	$\frac{Pr}{2\phi Pn} + \frac{Mrx}{\phi Mnx} + \frac{Mry}{\phi Mny} < 1.00$		Mrx = 33.99 Mry = 207.62	0.64

Detailed Results Table

Moments: ton*meter , Forces: ton , Stresses: mPa , Section prop.: cm.

Beam: 3420



CONSTRAINTS

- Sections : Check
- Steel Grade: A53

DESIGN DATA

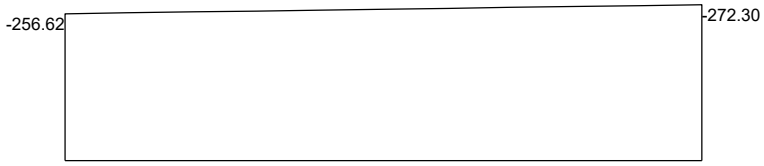
- Kx = 1.00 - Ky = 1.00
- Allow. Slend. : 200 (compr.) 300 (tens.)
- Allowable Deflection : 1/240
- Tension Area Reduction Factor : 1.00
- Building type : Unbraced

Section: Property no. 1

Ix = 704665 Iy = 704665cm4 Zx = 18287 Zy = 18287cm3 Area = 585.6
D = 1000.00 t = 19.00mm
J = 1409331 Cw = 28186.6dm6

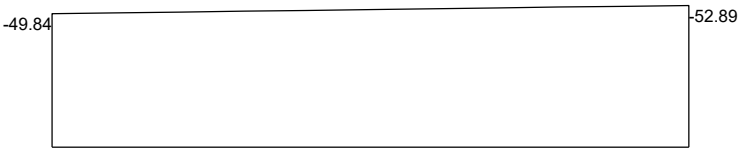
DESIGN COMBINATION = 19

M2 Moment Diagram



Max. AXIAL Force = -247.16 (compr.) Max. SHEAR Force = 15.22

M3 Moment Diagram



Max. AXIAL Force = -247.16 (compr.) Max. SHEAR Force = 2.96

SECTION CLASSIFICATION: *** COMPACT ***

Limiting Ratios: Compa Non-Compact
d/t= 52.63 < 58.0 91.1 (Fy= 246.6 R = 0.171)

DESIGN	EQUATION	FACTORS	VALUES	RESUL
V2 Shear (G2.1.b-i)	Vu/0.9Vn<1.00 Vn=0.6*Fy*Aw	Aw = 292.78	Vu = 2.96 Vn = 433.18	0.01
M3 Moment (F8-1) without LTB	$\frac{M}{0.9Mn} < 1.00$	Z = 18287.14	M = 52.89 Mn = 450.95	0.13
V3 Shear (G2.1.b-i)	Vu/0.9Vn<1.00 Vn=0.6*Fy*Aw	Aw = 292.78	Vu = 15.22 Vn = 433.18	0.04

Detailed Results Table

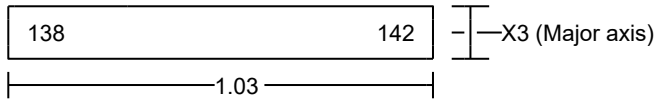
Moments: ton*meter , Forces: ton , Stresses: mPa , Section prop.: cm.

DESIGN	EQUATION	FACTORS	VALUES	RESUL
M2 Moment (F8-1) without LTB	$\frac{M}{0.9Mn} < 1.00$	Z = 18287.14	M = 272.30 Mn = 450.95	0.67
Deflection	$\frac{defl.}{L / 240} < 1.00$		defl = 0.00018	0.04
Axial Force (E3-1)	$\frac{Pu}{0.9AgFcr} < 1.00$	(kL/r)x =3 (kL/r)y =3	Pu = 247.16 Ag = 585.56 Fcr = 246.48	0.19
Combined Forces (compress.) (H1-1b)	$\frac{Pr}{2\phi Pn} + \frac{Mrx}{\phi Mnx} + \frac{Mry}{\phi Mny} < 1.00$	Cmx = 1.00 Cmy = 1.00 Pex =1316384.00 Pey =1316384.00	Mrx = 52.90 Mry = 272.35 B1x = 1.00 B1y = 1.00	0.90

Detailed Results Table

Moments: ton*meter , Forces: ton , Stresses: mPa , Section prop.: cm.

Beam: 368



CONSTRAINTS

- Sections : Check
- Steel Grade: A53

DESIGN DATA

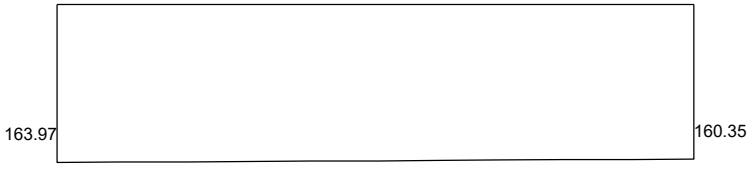
- Kx = 1.00 - Ky = 1.00
- Allow. Slend. : 200 (compr.) 300 (tens.)
- Allowable Deflection : 1/240
- Tension Area Reduction Factor : 1.00
- Building type : Unbraced

Section: Property no. 1

Ix = 704665 Iy = 704665cm4 Zx = 18287 Zy = 18287cm3 Area = 585.6
D = 1000.00 t = 19.00mm
J = 1409331 Cw = 28186.6dm6

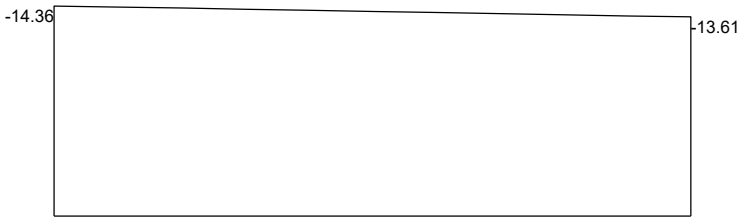
DESIGN COMBINATION = 19

M2 Moment Diagram



Max. AXIAL Force = 15.81 (tens.) Max. SHEAR Force = 3.60

M3 Moment Diagram



Max. AXIAL Force = 15.81 (tens.) Max. SHEAR Force = 0.72

SECTION CLASSIFICATION: *** COMPACT ***

Limiting Ratios: Compa Non-Compact
d/t= 52.63 < 58.0 91.1 (Fy= 246.6 R = -0.011)

DESIGN	EQUATION	FACTORS	VALUES	RESUL
M3 Moment (F8-1) without LTB	$\frac{M}{0.9Mn} < 1.00$	Z = 18287.14	M = 14.36 Mn = 450.95	0.04
V3 Shear (G2.1.b-i)	Vu/0.9Vn<1.00 Vn=0.6*Fy*Aw	Aw = 292.78	Vu = 3.60 Vn = 433.18	0.01
M2 Moment (F8-1) without LTB	$\frac{M}{0.9Mn} < 1.00$	Z = 18287.14	M = 163.97 Mn = 450.95	0.40

Detailed Results Table

Moments: ton*meter , Forces: ton , Stresses: mPa , Section prop.: cm.

DESIGN	EQUATION	FACTORS	VALUES	RESUL
Deflection	$\frac{defl.}{L/240} < 1.00$		defl = 0.00011	0.03
Axial Force (D2-1)	$\frac{Pu}{0.9AgFy} < 1.00$	(kL/r)x =3 (kL/r)y =3	Pu = 15.81 Ag = 585.56 Fy = 246.59	0.01
Combined Forces (tension) (H1-1b)	$\frac{Pr}{2\phi Pn} + \frac{Mrx}{\phi Mnx} + \frac{Mry}{\phi Mny} < 1.00$		Mrx = 14.36 Mry = 163.97	0.45

Detailed Results Table

Moments: ton*meter , Forces: ton , Stresses: mPa , Section prop.: cm.

Beam: 409

134 — 141 — X3 (Major axis)

1.03

CONSTRAINTS

- Sections : Check
- Steel Grade: A53

DESIGN DATA

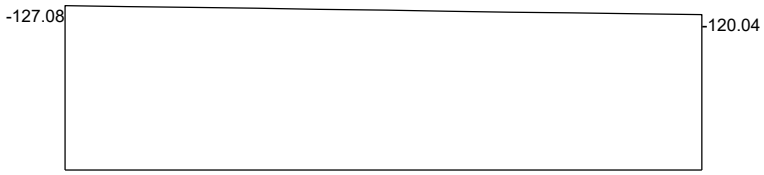
- Kx = 1.00 - Ky = 1.00
- Allow. Slend. : 200 (compr.) 300 (tens.)
- Allowable Deflection : 1/240
- Tension Area Reduction Factor : 1.00
- Building type : Unbraced

Section: Property no. 1

Ix = 704665 Iy = 704665cm4 Zx = 18287 Zy = 18287cm3 Area = 585.6
D = 1000.00 t = 19.00mm
J = 1409331 Cw = 28186.6dm6

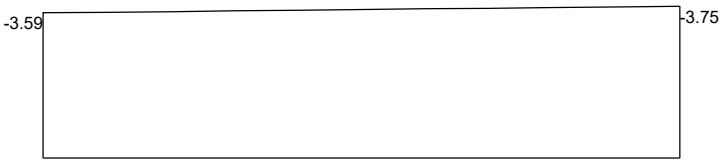
DESIGN COMBINATION = 23

M2 Moment Diagram



Max. AXIAL Force = -173.05 (compr.) Max. SHEAR Force = 6.88

M3 Moment Diagram



Max. AXIAL Force = -173.05 (compr.) Max. SHEAR Force = 0.16

SECTION CLASSIFICATION: *** COMPACT ***

Limiting Ratios: Compa Non-Compact
d/t= 52.63 < 58.0 91.1 (Fy= 246.6 R = 0.120)

DESIGN	EQUATION	FACTORS	VALUES	RESUL
M3 Moment (F8-1) without LTB	$\frac{M}{0.9Mn} < 1.00$	Z = 18287.14	M = 3.75 Mn = 450.95	0.01
V3 Shear (G2.1.b-i)	Vu/0.9Vn<1.00 Vn=0.6*Fy*Aw	Aw = 292.78	Vu = 6.88 Vn = 433.18	0.02
M2 Moment (F8-1) without LTB	$\frac{M}{0.9Mn} < 1.00$	Z = 18287.14	M = 127.08 Mn = 450.95	0.31

Detailed Results Table

Moments: ton*meter , Forces: ton , Stresses: mPa , Section prop.: cm.

DESIGN	EQUATION	FACTORS	VALUES	RESUL
Axial Force (E3-1)	$\frac{Pu}{0.9AgFcr} < 1.00$	(kL/r)x =3 (kL/r)y =3	Pu = 173.05 Ag = 585.56 Fcr = 246.48	0.13
Combined Forces (compress.) (H1-1b)	$\frac{Pr}{2\phi Pn} + \frac{Mrx}{\phi Mnx} + \frac{Mry}{\phi Mny} < 1.00$	Cmx = 1.00 Cmy = 1.00 Pex =1316384.00 Pey =1316384.00	Mrx = 3.75 Mry = 127.10 B1x = 1.00 B1y = 1.00	0.39

9. DESLOCAMENTOS DA ESTRUTURA

Os deslocamentos máximos obtidos na estrutura são apresentados nas figuras a seguir. Para obtenção dos deslocamentos, o comprimento das estacas e profundidade do leito marinho seguiu o documento [6].

Na interação solo-estaca (coeficiente de reação horizontal) foi admitido que o solo é arenoso mediamente compacto. O maior deslocamento apresentado para combinações de esforços em ELU foi de 6,5 cm e para ELS foi de 4,7cm.

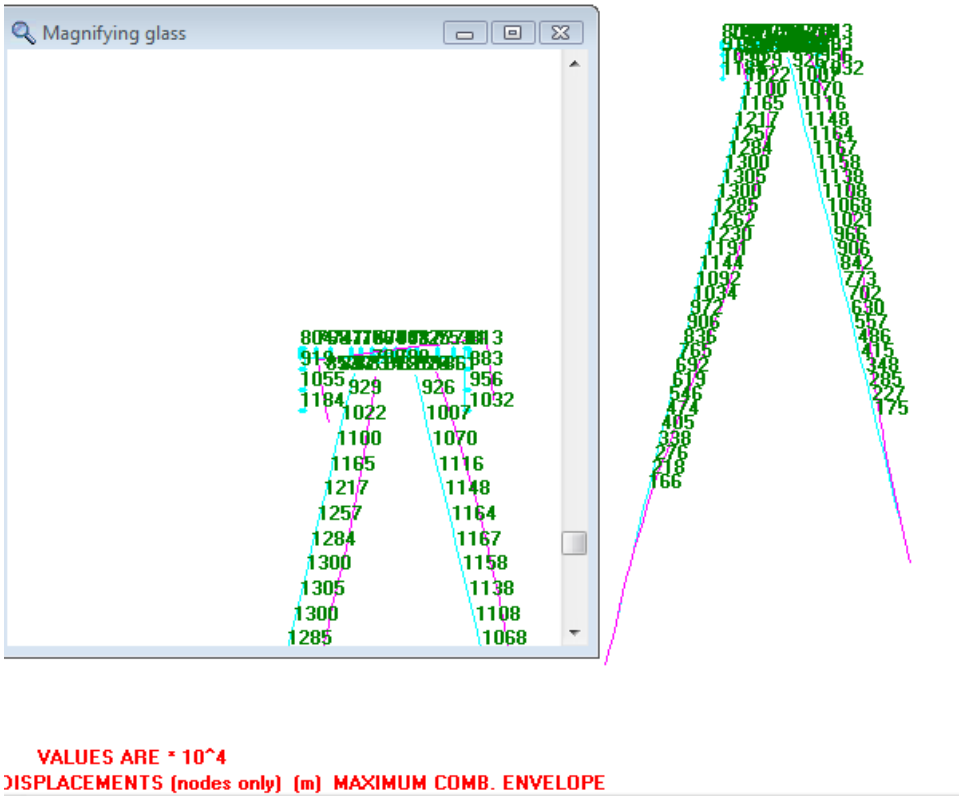


Figura 61– Deslocamentos da estrutura eixo 83 (m.10^{-3}) – envoltória de combinações máximas

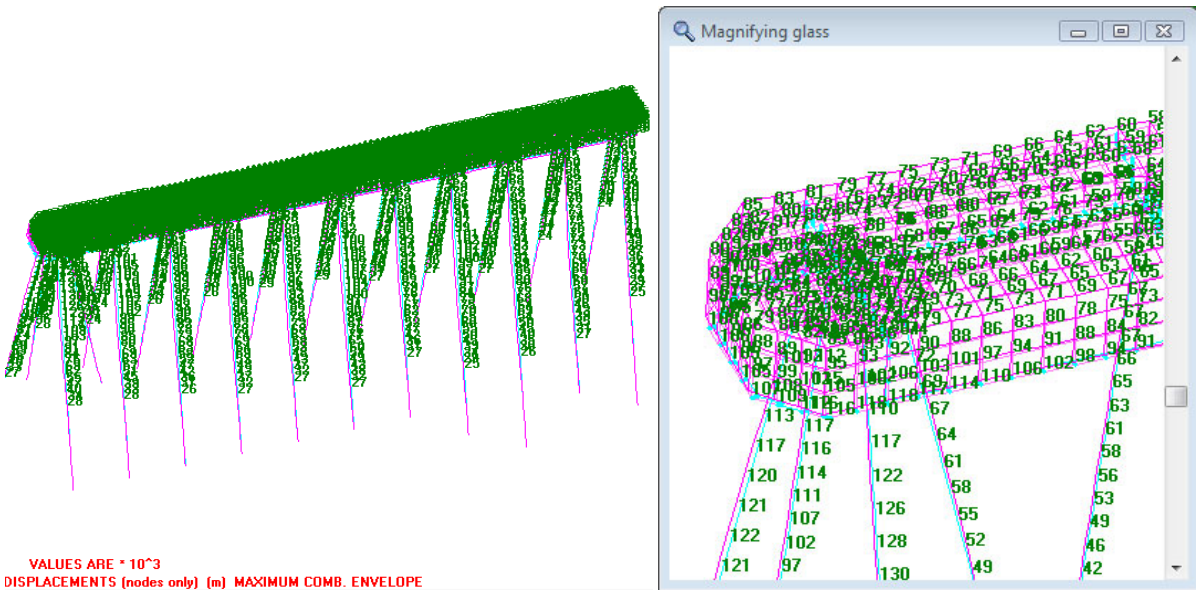


Figura 62– Deslocamentos da estrutura (m.10^{-3}) envoltória de combinações máximas

Node displacements

Node displacements for node: 2960

Comb.	X1	X2	X3	X4	X5	X6
50	-0.00031	-0.00011	-0.00241	0.0003630	0.0001596	-0.0000317
51	-0.00031	-0.00011	-0.00241	0.0003630	0.0001596	-0.0000317
52	0.01638	0.04424	-0.01219	0.0077162	-0.0010636	-0.0011960
53	0.01638	0.04424	-0.01219	0.0077162	-0.0010636	-0.0011960
54	0.01638	0.04424	-0.01219	0.0077162	-0.0010636	-0.0011960
55	0.00074	-0.00256	-0.00205	0.0000863	0.0001029	-0.0000139
56	0.00074	-0.00256	-0.00205	0.0000863	0.0001029	-0.0000139
57	0.00074	-0.00256	-0.00205	0.0000863	0.0001029	-0.0000139
58	0.01643	0.04735	-0.01293	0.0082716	-0.0010641	-0.0011645
59	0.01643	0.04735	-0.01293	0.0082716	-0.0010641	-0.0011645
60	0.01643	0.04735	-0.01293	0.0082716	-0.0010641	-0.0011645
61	0.00069	-0.00567	-0.00130	-0.0004691	0.0001034	-0.0000455
62	0.00069	-0.00567	-0.00130	-0.0004691	0.0001034	-0.0000455
63	0.00069	-0.00567	-0.00130	-0.0004691	0.0001034	-0.0000455
Max.	0.02330	0.06552	-0.01774	0.0113993	-0.0016354	-0.0016694
Comb	23	23	19	19	23	18

ELS

ELU

OK

Figura 63– Deslocamentos máximos da estrutura em ELU e ELS

Os deslocamentos apresentados das combinações 50 a 63 correspondem aos deslocamentos máximos em ELS

10. CONCLUSÃO

Este documento apresentou a Memória de Cálculo da estrutura do Cais de Rebocadores, avaliando a capacidade da estrutura em receber os esforços de amarração e atracação para operação de barcaças. O cálculo dos esforços de amarração foram extraídos do documento MC-4200.02-6611-962-PTD-001_R0 e dos esforços de atracação do documento MC-4200.02-6611-962-PTD-002_R0.

Para obtenção dos esforços máximos na estrutura, foram elaboradas as combinações de carregamentos com a aplicação dos devidos coeficientes de majoração (figura 39).

Os carregamentos considerados foram do peso próprio da estrutura, vento, corrente marinha de 3 nos, amarração de 01 barcaça (Spabunker 21 ou OMS VII) no lado mar do cais, atracação de 01 barcaça no lado mar do cais, carga acidental de 1tf/m², movimentação de um veículo TB30 sobre todo o cais e variação térmica.

Para modelagem do estaqueamento, foram assumidas as informações de comprimento e profundidade das estacas conforme documento DE-4200.02-6611-131-PTI-010_RE.

Quanto ao perfil geotécnico do terreno, não foram localizados boletins de sondagem do solo sob o leito marinho, sendo assim, para a definição do coeficiente de reação horizontal do solo ao longo da estaca, foi assumido que o solo ao longo de toda a profundidade da estaca é uma areia mediamente compacta (figura 18).

Os esforços e deslocamentos apresentados pelas estacas estão diretamente correlacionados aos coeficientes de reação horizontal do terreno em suas diversas camadas (interação solo – estaca). Para que sejam confirmadas as premissas assumidas recomenda-se que sejam realizados ensaios de sondagem a percussão na área sob ou adjacente ao cais.

Nas análises de cálculo deste documento foi possível concluir que os esforços na estrutura do cais e no estaqueamento devido a reação da defensa SA800H combinada com os demais esforços apresentados nas combinações da figura 39, são absorvidos com os devidos fatores de segurança pela estrutura existente.

Cabe salientar que as armaduras e geometria da estrutura foram adotadas conforme disposto nos documentos disponibilizados do projeto estrutural, e o presente estudo foi realizado sem considerar possíveis avarias e/ou patologias na estrutura atual. Recomenda-se que sejam realizadas inspeções periódicas, inclusive submarinhas, para verificar possíveis patologias na estrutura de concreto e nas estacas submersas, e, assim garantir o pleno desempenho da estrutura.