

ANDRÉ VIDAS CARDOSO

CAIO MASCARENHAS RAUL

CAROLINA YUKA ISHIHATA

THIAGO VIEIRA FERNANDES

PROJETO DE TERMINAL PORTUÁRIO PARA GRANÉIS SÓLIDOS:

TERMINAL PORTUÁRIO FRONTEIRA NORTE, BARCARENA/PA

Trabalho de Formatura apresentado à
Escola Politécnica da Universidade
de São Paulo, no âmbito do Curso de
Engenharia Civil.

São Paulo/SP

2015

ANDRÉ VIDAS CARDOSO

CAIO MASCARENHAS RAUL

CAROLINA YUKA ISHIHATA

THIAGO VIEIRA FERNANDES

**PROJETO DE TERMINAL PORTUÁRIO PARA GRANÉIS SÓLIDOS:
TERMINAL PORTUÁRIO FRONTEIRA NORTE, BARCARENA/PA**

Trabalho de Formatura apresentado à
Escola Politécnica da Universidade
de São Paulo, no âmbito do Curso de
Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Kalil José Skaf

São Paulo/SP

2015

Catalogação-na-publicação

Cardoso, André Vidas

Projeto de terminal portuário para granéis sólidos: Terminal Portuário
Fronteira Norte, Barcarena/PA / A. V. Cardoso, C. M. Raul, C. Y. Ishihata, T.
V. Fernandes -- São Paulo, 2015.

350 p.

Trabalho de Formatura - Escola Politécnica da Universidade de São
Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1.Portos {Barcarena(PA)} 2.Análise Estrutural 3.Geotecnia
4.Pavimentação 5.Drenagem I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica.
Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica II.t. III.Raul, Caio
Mascarenhas IV.Ishihata, Carolina Yuka V.Fernandes, Thiago Vieira



**PROJETO DE TERMINAL PORTUÁRIO PARA GRANÉIS SÓLIDOS:
TERMINAL PORTUÁRIO FRONTEIRA NORTE, BARCARENA/PA**

Elaborado por:

André Vidas Cardoso

Caio Mascarenhas Raul

Carolina Yuka Ishihata

Thiago Vieira Fernandes

Aprovado em ____/____/____

Banca examinadora:

Prof. Eng. Kalil José Skaf (orientador)

Eng. André Felipe Vale

Me. Pedro Henrique Cerento de Lyra

Conceito final: _____



Agradecimentos

A todos os que colaboraram e se prestaram a nos ajudar ao longo do desenvolvimento deste trabalho.

À Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, berço de formação de profissionais de vanguarda, que através de seus professores, diretores e toda a sua infraestrutura nos propiciou uma formação sólida, bem fundamentada e capaz de nos dar suporte para alçarmos voos cada vez mais altos.

A todos os professores que colaboraram com a nossa formação acadêmica e ética.

Especialmente ao professor Kalil José Skaf, por toda a sua confiança, orientação, apoio e, principalmente, por a todo momento nos motivar e incentivar a querermos saber sempre mais. Sem sua disposição a trabalhar conosco e sem todo o conhecimento que nos transmitiu, este trabalho não seria possível.

Aos nossos pais e familiares, que nos servem de exemplo e que a todo momento nos incentivam e nos apoiam. Que um dia sejamos como vocês e sirvamos de espelho para nossos filhos.

A todos os amigos que caminharam conosco ao longo destes últimos anos e sabem o quanto foi difícil chegar até aqui.

A todos os que direta ou indiretamente colaboraram com a nossa formação acadêmica, ética, pessoal e também com a formação de nosso caráter, nosso encarecido muito obrigado!



Resumo

Este trabalho nasce da motivação e da vontade de poder um dia colaborar com o desenvolvimento deste país que tanto tem a crescer, tanto em termos econômicos quanto técnicos.

Neste trabalho, inicialmente contextualiza-se o panorama do transporte marítimo fluvial brasileiro quando da concepção deste trabalho, a importância do agronegócio, e mais especificamente da soja, na economia brasileira e a logística que há por trás da rotas então utilizadas para escoamento da produção de soja. Passo seguinte, são abordados os princípios da concepção de obras portuárias e os riscos de engenharia associados a obras desse porte, seguidos de um breve estudo marítimo da região de implantação do terminal é apresentado.

Entrando naquilo que constitui o conteúdo principal deste trabalho, apresentam-se os estudos geotécnicos, tendo como focos a caracterização do solo da região, a análise da cravabilidade das estacas e o estudo do "Método S+D" e do "Efeito Set-Up".

Dando continuidade, são apresentadas e calculadas para o terminal estudado as principais ações que incidem sobre estruturas de acostagem; posteriormente, estes valores são utilizados na análise estrutural, dividida em duas frentes, a primeira que versa sobre o desenvolvimento de um modelo matemático que simule a fase operacional do píer estudado, e outra frente que versa sobre o estudo do faseamento construtivo e suas consequências no dimensionamento e detalhamento dos elementos que constituem a estrutura de atracação; detalhamento este, desenvolvido tanto em termos quantitativos para elementos pré-determinados, quanto em termos qualitativos para os pontos críticos de obras portuárias.

Por fim, apresenta-se um estudo da pavimentação da retroárea, utilizando métodos convencionais, difundidos e largamente empregados no Brasil, e métodos mais recentes, pouco utilizados no Brasil, comparando os resultados obtidos em cada um dos métodos propostos. No que tange ao estudo da retroárea, para finalizar este trabalho, apresenta-se um estudo de sua drenagem superficial.



Lista de ilustrações

Figura 1: Principais hidrovias brasileiras (Ministério dos Transportes)	3
Figura 2: Portos públicos brasileiros (SEP/PR)	4
Figura 3: Instalações portuárias privadas (SEP/PR).....	5
Figura 4: Aumento do porte e dimensão dos navios	6
Figura 5: Georg Maersk, classe Post Panamax Plus	8
Figura 6: Distribuição da matriz de transportes brasileira (SPNT/MT)	9
Figura 7: Aspectos ambientais relevantes (José Alex Botelho de Oliva).....	11
Figura 8: Participação da soja e do agronegócio na balança comercial brasileira (CNPSO/EMBRAPA)	13
Figura 9: Evolução da produção da soja de 1990 a 2015	15
Figura 10: Mapa da produção agrícola de soja	17
Figura 11: Principais portos no escoamento da soja	19
Figura 12: Localização do município de Barcarena/PA	21
Figura 13: Localização do Porto de Vila do Conde	22
Figura 14: Nova rota de escoamento para os grãos produzidos no norte do Mato Grosso.....	24
Figura 15: Rodovias que acessam o município de Barcarena/PA	25
Figura 16: Calado disponível	32
Figura 17: Píer de atracação das barcaças TERFRON	33
Figura 18: Planta de locação das estacas verticais e inclinadas.....	35
Figura 19: Seção transversal com carregamentos verticais para as estacas verticais	36
Figura 20: Detalhe das dimensões do trilho e da viga longitudinal	37
Figura 21: Descarregador Siwertell ST790M	38
Figura 22: Transmissão à peça estrutural das cargas provenientes do descarregador	38
Figura 23: Modelo para o cálculo de linhas de influências pelo processo de Courbon	40
Figura 24: Decomposição das forças atuantes nos cavaletes de estacas inclinadas	41
Figura 25: Método Construtivo do píer TERFRON	43
Figura 26: Cravação de estacas com bate-estaca com guia articulada na base transportada por flutuante Porto de Itapoá.....	44
Figura 27: Estacas protendidas transportadas ao local de cravação por boias – Porto de Itapoá	44
Figura 28: Prova de carga estática do píer, estaca EPC01.....	45
Figura 29: Detalhe do método construtivo do píer, TERFRON	46
Figura 30: 2 ^a fase de concretagem, armação do moldado "in loco"	47
Figura 31: Lançamento da laje "pi" pré-moldada, TERFRON	48
Figura 32: Lançamento do concreto com bomba, TERFRON	49
Figura 33: Cura do concreto com lâmina d'agua.....	49
Figura 34: Lançamento do paramento da defensa	50
Figura 35: 5 ^a e 6 ^a Fase de concretagem: concretagem do balanço, engaste do paramento da defensa, TERFRON.....	50
Figura 36: Topobatimetria - visão macro	55
Figura 37: Topobatimetria - visão micro	56



Figura 38: Mapa pedológico do Estado do Pará (focado nas proximidades de Barcarena) (IBGE (2008))	58
Figura 39: Exemplo de um latossolo amarelo distrófico (Embrapa Solos)	59
Figura 40: Esquema ilustrativo dos solos do Pará (Mauro Torres)	60
Figura 41: Modelo aproximado do perfil geológico abaixo do píer de entrada das Barcaças....	61
Figura 42: Comparaçao de métodos de cálculo da carga última da estaca (compressão)	64
Figura 43: Comparaçao de métodos de cálculo da carga última da estaca (tração)	64
Figura 44: Exemplo de Planilha de Cálculo da Capacidade de Carga da Estaca.....	67
Figura 45: Martelo Hidráulico Junttan modelo HHK 14S	69
Figura 46: Sistema de Amortecimento usado na cravação.....	70
Figura 47: Transdutor de deformação específica e acelerômetro distantes de 2xD da cabeça da estaca	72
Figura 48: Tipos de PDA. a) Pal-R e b) PAK (este com análise CAPWAP imediata)	73
Figura 49: Parâmetro 'A' em função do tipo de solo	74
Figura 50: Resultado da Análise CAPWAP	75
Figura 51: Comportamento diferenciado da Ponta em relação ao Fuste da Estaca pelo modelo Mohr-Coulomb.....	76
Figura 52: Sumário dos Resultados do CAPWAP.....	77
Figura 53: Revisão da prova de carga estática para a estaca.....	78
Figura 54: Análise gráfica da distribuição da força resistente da estaca ao longo do fuste	79
Figura 55: Análise metro a metro abaixo da calibração.....	79
Figura 56: Análise gráfica dos Resultados	81
Figura 57: Exemplo de Prova de Carga Estática	82
Figura 58: Boletim de Cravação da Estaca E-004	83
Figura 59: Prova de carga estática da Estaca E-004	84
Figura 60: Representação dos parâmetros de deslocamento durante a cravação	85
Figura 61: Entendimento do deslocamento da estaca ao longo de mais de um golpe	85
Figura 62 - Representação Força x Deslocamento nos 3 modelos	88
Figura 63 - Forças Representativas	90
Figura 64 - Deslocamentos representativos.....	91
Figura 65 - Esquema Ilustrativo do EMX	91
Figura 66 - Esquema Ilustrativo do Wnc	92
Figura 67 - Esquema Ilustrativo do Ve	92
Figura 68 - Ganho de SET-UP em argilas marinhas (Aoki).....	94
Figura 69 - Pesquisa de Fellenius (2008)	97
Figura 70 - Arqueamento de tensões no entorno de uma estaca cravada em areia (conforme Chow et al, 1998).	99
Figura 71: Classificação das cargas quanto a sua atuação ao longo do tempo	101
Figura 72: Dimensões básicas de uma embarcação.....	104
Figura 73: Parâmetros para determinação do coeficiente de excentricidade (ROM 2.0-11) ...	110
Figura 74: Defensas cilíndricas (Trelleborg)	116
Figura 75: Defensas cônicas (Trelleborg)	117
Figura 76: Defensas tipo pi (Sumitomo).....	117
Figura 77: Defensas tipo lambda (Sumitomo).....	118
Figura 78 - Curva de performance das defensas tipo pi (Sumitomo)	119



Figura 79 - Características de performance das defensas tipo pi (Sumitomo)	120
Figura 80: Disposição das defensas.....	121
Figura 81: Ensaio de compressão de defensas tipo pi (Sumitomo)	122
Figura 82: Dimensões das defensas tipo pi (Sumitomo)	123
Figura 83: Correntes de defensas.....	123
Figura 84: Estudo de posicionamento transversal das defensas	125
Figura 85: Estudo de posicionamento longitudinal das defensas.....	125
Figura 86: Embarcação amarrada	126
Figura 87: Movimentos possíveis de uma embarcação	126
Figura 88: Exemplos de layouts de amarração de embarcações (MASON, 1981)	128
Figura 89: Cabeços de amarração (Trelleborg)	129
Figura 90: Fator de forma para a corrente atuando na direção perpendicular ao eixo longitudinal da embarcação	140
Figura 91: Topobatimetria; definição da profundidade.....	140
Figura 92: Gráfico para determinação do coeficiente de flutuação	148
Figura 93: Gráfico para determinação do coeficiente de profundidade.....	149
Figura 94: Forças hidrodinâmicas de repulsão.....	152
Figura 95: Modelo físico	153
Figura 96: Arranjos de amarração propostos.....	154
Figura 97: Características dos cabos	155
Figura 98: Elevação frontal do descarregador Siwertell VST-790 M.....	161
Figura 99: Elevação lateral do descarregador Siwertell VST-790 M	161
Figura 100 - Modelo espacial do píer de atracação de barcaças – STRAP	169
Figura 101 - Elevação lateral do descarregador Siwertell VST-790 M	171
Figura 102 – Peso do descarregador como carga global - STRAP	171
Figura 103 - Diagrama envoltório de Momento Fletor	176
Figura 104 - Diagrama envoltório de Força Cortante.....	176
Figura 105 - Diagrama envoltório de Força Axial	176
Figura 106 - Diagrama envoltório de Momento Torsor	177
Figura 107 - Diagrama envoltório de Momento Fletor	177
Figura 108 – Diagrama envoltório de Força Cortante	178
Figura 109 - Diagrama envoltório de Força Axial	178
Figura 110 - Diagrama envoltório de Momento Torsor	179
Figura 111 – Diagrama envoltório de Força Axial	180
Figura 112 - Diagrama de Momento Fletor longitudinal concomitante à máxima compressão da estaca vertical	181
Figura 113 - Diagrama de Momento Fletor transversal concomitante à máxima compressão da estaca vertical	181
Figura 114 - Diagrama de Momento Fletor transversal concomitante à máxima tração da estaca inclinada	182
Figura 115 - Diagrama de Momento Fletor longitudinal concomitante à máxima tração da estaca inclinada	182
Figura 116 - Seção resistente da viga longitudinal.....	184
Figura 117 - Área média da seção vazada equivalente	188
Figura 118 - Seção resistente da laje pi mais capa da laje colaborante	191



Figura 119 - Croqui de armação principal da laje pi mais capa da laje colaborante.....	195
Figura 120 - Diagrama de Interação Mrd - Nrd.....	196
Figura 121 - Croqui das armações passiva e ativa principais das estacas.....	197
Figura 122: Ilustração da 2 ^a à 6 ^a fase de concretagem	199
Figura 123: Viga (longitudinal) pré-moldada típica.....	200
Figura 124: Seção transversal da viga (longitudinal) pré-moldada típica	200
Figura 125: Balancim regulável bidirecional	201
Figura 126: içamento de peça pré-moldada sem balancim.....	202
Figura 127: Comparação entre formas de içamento (com balancim x sem balancim).....	203
Figura 128: Seção transversal da primeira etapa de análise.....	204
Figura 129: Modelo estrutural da primeira etapa de análise	205
Figura 130: Diagramas de cortante e momento fletor e reações nos apoios do modelo estrutural da primeira etapa de análise.....	205
Figura 131: Seção transversal da segunda etapa de análise.....	211
Figura 132: Modelo estrutural da segunda etapa de análise.....	211
Figura 133: Diagramas de cortante e momento fletor e reações nos apoios do modelo estrutural da primeira etapa de análise.....	212
Figura 134: Seção transversal da terceira etapa de análise.....	215
Figura 135: Modelo estrutural da terceira etapa de análise.....	217
Figura 136: Diagramas de cortante e momento fletor do modelo estrutural da terceira etapa de análise	217
Figura 137: Modelo estrutural da terceira etapa de análise simulada com molas nos apoios ..	219
Figura 138: Diagramas de cortante e momento fletor do modelo estrutural da terceira etapa de análise simulada com molas nos apoios	219
Figura 139: Seção transversal da quarta etapa de análise.....	223
Figura 140: Modelo estrutural da quarta etapa de análise	224
Figura 141: Diagramas de cortante e momento fletor do modelo estrutural da quarta etapa de análise	224
Figura 142: Modelo estrutural da quarta etapa de análise simulada com molas nos apoios ..	225
Figura 143: Diagramas de cortante e momento fletor do modelo estrutural da quarta etapa de análise simulada com molas nos apoios	225
Figura 144: Definição gráfica da fluência em peças de concreto.....	235
Figura 145: Diagrama de esforços solicitantes (momentos) de peso próprio	237
Figura 146: Indicação da posição da viga longitudinal a ser detalhada	240
Figura 147: Armaduras longitudinais inferiores dispostas na peça pré-moldada	241
Figura 148: Armaduras longitudinais, em destaque as barras N4 e N8.....	242
Figura 149: Armaduras longitudinais inferiores dispostas na peça pré-moldada	244
Figura 150: Detalhe da barra N1	244
Figura 151: Armaduras longitudinais de pele (costura) e construtivas	245
Figura 152: Armaduras construtivas N3.....	246
Figura 153: Armaduras longitudinais na região de apoio da placas das praças de defensas ..	247
Figura 154: Armaduras longitudinais na região de apoio da placas das praças de defensas ..	247
Figura 155: Armaduras longitudinais na região de apoio da placas das praças de defensas ..	248
Figura 156: Armaduras transversais principais	248
Figura 157: Distribuição longitudinal das armaduras transversais principais.....	249



Figura 158: Posicionamento transversal das barras N7	250
Figura 159: Distribuição longitudinal das barras N7	250
Figura 160: Posicionamento transversal das barras N8 e N9	251
Figura 161: Distribuição longitudinal das barras N8 e N9	252
Figura 162: Posicionamento transversal das barras N10	253
Figura 163: Posicionamento transversal das barras N11	253
Figura 164: Distribuição longitudinal das barras N10 e N11	254
Figura 165: Detalhamento das alças de içamento da peça pré-moldada	254
Figura 166: Posicionamento das alças de içamento da peça pré-moldada	255
Figura 167: Armaduras adicionadas na segunda fase de concretagem	256
Figura 168: Armaduras longitudinais adicionadas na terceira fase de concretagem	257
Figura 169: Armaduras transversais adicionadas na terceira fase de concretagem	258
Figura 170: Armaduras longitudinais adicionadas na quarta fase de concretagem	259
Figura 171: Armaduras adicionadas na quinta fase de concretagem	260
Figura 172: Armaduras adicionadas na sexta fase de concretagem	260
Figura 173: “Storm-lock” do descarregador Siwertell	262
Figura 174: Detalhe do funcionamento do “storm-lock”	262
Figura 175: Batentes	263
Figura 176: Equipamentos ship-to-shore em operação no Porto de Santos	264
Figura 177 - Força de impacto no batente transferida à estrutura	264
Figura 178 - Desenvolvimento das tensões principais em uma peça de concreto sob ação de uma carga concentrada (LEONHARDT,1977)	265
Figura 179 - Ruptura da cunha de concreto	266
Figura 180 – Pressões junto a um chumbador embutido em uma peça de concreto (LEONHARDT,1977)	266
Figura 181 - Detalhe da armadura adicional de reforço do cabeço	267
Figura 182 - Indicação do local para posicionamento do macaco para operação de reparo do truck do descarregador	267
Figura 183 - Armadura de nós de pórticos no caso de momento negativo (LEONHARDT,1978)	269
Figura 184 - Detalhamento da conexão do paramento das defensas com a estrutura proposto pela projetista	269
Figura 185 - Detalhamento proposto para nó de pórtico de pilar e estaca intermediário (LEONHARDT,1978)	270
Figura 186 – Armadura adicional de nó de pórtico para conexão estaca inclinada e viga-cavalete transversal proposta pela projetista	270
Figura 187 - Armadura adicional de nó de pórtico para conexão estaca vertical e viga longitudinal proposta pela projetista	271
Figura 188 - Esquema de introdução de flexão na viga-cavalete das estacas inclinadas	271
Figura 189 - Croqui do detalhamento proposto pela projetista	272
Figura 190 - Estrutura típica de um pavimento de PPC	276
Figura 191 - Espessura necessária de base puramente granular (H_{BG})	278
Figura 192 - Configuração caminhão 4C - Manual de Estudos de Tráfego do DNIT (2006)	279
Figura 193: Fatores de equivalência de carga USACE	280
Figura 194 - Fatores de equivalência de carga AASHTO	281



Figura 195: Cálculo do número "N".....	282
Figura 196 - Estruturas finais dos dimensionamentos PCA/84	283
Figura 197: Resultados das análises mecanísticas	287
Figura 198 - Estruturas após Análise Mecanística.....	287
Figura 199 - Viga Benkelman - Fonte: Dynatest.....	290
Figura 200 - Viga Benkelman - DNER-ME 024/94	291
Figura 201 - Ensaio Viga Benkelman em campo - Fonte: Dynatest.....	292
Figura 202 - FWD – Fonte: Dynatest	293
Figura 203 - Visão Geral LWD - Fonte: Dynatest.....	294
Figura 204 - Ensaio LWD em campo - Fonte: Dynatest.....	295
Figura 205: Croqui Controle deflectométrico ISC 5%.....	296
Figura 206: Croqui Controle deflectométrico ISC 10%.....	297
Figura 207 - Exemplo Straddle Carrier	299
Figura 208 - Distância entre eixos e direção do movimento- Straddle Carrier.....	299
Figura 209 - Fator de proximidade.....	301
Figura 210 - Cargas de roda do Straddle Carrier durante a frenagem	303
Figura 211 - Espessura de reforço de subleito e de sub-base em função do CBR	305
Figura 212 - Ábaco espessura base	305
Figura 213 - Curva IDF (Belém).....	308
Figura 214- Área a ser estudada a drenagem	309
Figura 215 - Rede de captação de água pluviais	310
Figura 216 - Seções de controle a serem estudadas.....	311
Figura 217 - Coeficientes de Manning para diversos materiais	313
Figura 218 - Seção transversal canaleta lateral na seção de controle	315
Figura 219 - Seção transversal canaleta central na seção de controle	315
Figura 220 - Esquema Caixa de Retenção	316
Figura 221 - Planta caixa de retenção central.....	319
Figura 222 - Corte A-A caixa de retenção central	319
Figura 223 – Corte B-B caixa de retenção central.....	320



Lista de tabelas

Tabela 1: Evolução da produção da soja.....	14
Tabela 2: Evolução da produção da soja de 1990 a 2015	14
Tabela 3: Ranking das UF's produtoras de soja na safra 2011/2012	16
Tabela 4: Ranking das mesorregiões geográficas produtoras de soja na safra 2011/2012.....	16
Tabela 5: Participação das instalações portuárias no escoamento da soja.....	18
Tabela 6: Tabela de parâmetros de projeto.....	35
Tabela 7: Valores recomendados para o coeficiente de configuração da atracação (C_c).....	114
Tabela 8: Cargas de amarração para embarcações de até 20000 tf de deslocamento	130
Tabela 9: Resultados da ação do vento sobre a embarcação amarrada (vento transversal) ...	136
Tabela 10: Resultados da ação do vento sobre a embarcação amarrada (vento longitudinal) 137	
Tabela 11: Fator de forma para a corrente atuando na direção perpendicular ao eixo longitudinal da embarcação.....	141
Tabela 12: Resultados da pressão gerada pela corrente sobre a embarcação amarrada	143
Tabela 13: Resultados do atrito gerado pelo contato entre o fluido e o casco da embarcação amarrada	146
Tabela 14: Determinação do coeficiente de flutuação	148
Tabela 15: Determinação do coeficiente de profundidade	149
Tabela 16: Resultados do ação das ondas sobre a embarcação amarrada	151
Tabela 17: Características dos cabos.....	155
Tabela 18: Resumo das forças incidentes sobre a embarcação amarrada	156
Tabela 19: Forças atuantes nos cabos e nos cabeços na situação de maior solicitação longitudinal (sistema sem springs).....	157
Tabela 20: Forças atuantes nos cabos e nos cabeços na situação de maior solicitação longitudinal (sistema com springs)	158
Tabela 21: Forças atuantes nos cabos e nos cabeços na situação de maior solicitação transversal (sistema sem springs)	158
Tabela 22: Forças atuantes nos cabos e nos cabeços na situação de maior solicitação transversal (sistema com springs)	158
Tabela 23: Forças atuantes nos cabos e nos cabeços considerando um arranjo de amarração sem springs.....	159
Tabela 24: Forças atuantes nos cabos e nos cabeços considerando um arranjo de amarração com springs	159
Tabela 25 - Combinações ELU utilizadas para os diagramas de esforços solicitantes	175
Tabela 26 - Solicitações máximas e concomitantes das estacas inclinadas e verticais	195
Tabela 27: Dados das lajes pi pré-moldadas	216
Tabela 28: Resumo das armaduras necessárias para cada fase	240
Tabela 29: Cálculo dos fatores de veículo	281
Tabela 30: Parâmetros elásticos adotados para cada camada	286
Tabela 31: Controle deflectométrico – ISC 5%.....	296
Tabela 32: Controle deflectométrico ISC 10%.....	296
Tabela 33: Fatores dinâmicos.....	302
Tabela 34: Tabela de fatores de equivalência.....	306



Lista de abreviaturas e siglas

AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials

- ANTAQ - Agência Nacional de Transportes Aquaviários
CBR - California Bearing Ratio (Índice de Suporte Califórnia)
CDP - Companhia Docas do Pará
CNPSO - Centro Nacional de Pesquisa da Soja
CONAB - Companhia Nacional de Abastecimento
CPTU - Piezocone penetration test (ensaio de penetração de piezocone)
DNER - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
DWT - Deadweight tonnage (toneladas de peso morto)
EIA - Estudo de Impactos Ambientais
EMBRAPA - Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária
ESRD - Eixo Simples de Rodagem Dupla
FIESP - Federação das Indústrias do Estado de São Paulo
IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
ISC - Índice de Suporte Califórnia
NBR - Norma Brasileira
OCIMF - Oil Companies International Marine Forum
PCA - Portland Cement Association (Associação do Cimento Portland)
PDA - Pile Driving Analyser (prova de carga dinâmica)
PIB - Produto Interno Bruto
PIL - Plano de Investimentos em Logística
PND - Plano Nacional de Dragagem
PNLT - Plano Nacional de Logística e Transportes
PPC - Peças pré-moldadas de concreto
RIMA - Relatório de Impacto Ambiental
ROM - Recomendaciones para Obras Marítimas
SEP/PR - Secretaria de Portos da Presidência da República
SIDRA - Sistema IBGE de Recuperação Automática



SPNT/MT - Secretaria de Políticas Nacionais de Transportes do
Ministério dos Transportes

UF - Unidade federativa

USACE - United States Army Corps of Engineers (Corpo de Engenheiros
do Exército dos Estados Unidos)

TERFRON - Terminal Portuário Fronteira Norte

TEU - Twenty feet Empty Unit (unidade equivalente a 20 pés)

TGG - Terminal de Granéis do Guarujá

TKU - Tonelada-quilômetro-útil

TPM - Toneladas de peso morto

TUP - Terminal de uso privativo



Sumário

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. <i>Situação atual do transporte marítimo-fluvial no Brasil.....</i>	2
1.1.1. Infraestrutura disponível	2
1.1.2. Potencial brasileiro para o transporte fluvial	5
1.1.3. Investimentos no setor portuário	6
1.2. <i>Comparação do transporte interno por diferentes modais.....</i>	8
1.3. <i>Importância do agronegócio para a economia brasileira</i>	12
1.3.1. Participação do setor agrícola no PIB brasileiro	12
1.3.2. Participação da soja no agronegócio brasileiro	13
1.4. <i>A atual rota da soja no Brasil</i>	15
1.4.1. Localização dos grandes centros produtores de soja.....	15
1.4.2. Principais portos utilizados para escoamento da safra.....	17
2. OBJETIVOS	20
3. APRESENTAÇÃO DO EMPREENDIMENTO	21
3.1. <i>Caracterização da região do empreendimento</i>	21
3.2. <i>Importância do empreendimento no fluxo de grãos produzidos no Brasil central</i>	22
3.2.1. A logística envolvida no empreendimento	22
3.2.2. Integração intermodal.....	24
3.2.3. Previsão de operação do empreendimento	26
3.3. <i>Impactos ambientais e socioeconômicos do empreendimento</i>	27
3.3.1. Impactos ambientais.....	27
3.3.2. Impactos socioeconômicos	29
4. PRINCÍPIOS DA CONCEPÇÃO DE OBRAS PORTUÁRIAS	31
4.1. <i>Concepção do píer de atracação de barcaças</i>	33
4.1.1. Cravação das estacas	44
4.1.2. Demolição das estacas até a cota de arrasamento	45
4.1.3. Montagem das placas de cabeça nas estacas	45
4.1.4. 1 ^a Fase de concretagem: Concretagem dos furos das placas de cabeça	45
4.1.5. Montagem das vigas pré-moldadas	46
4.1.6. 2 ^a Fase de concretagem: Concretagem entre vigas pré-moldadas.....	47
4.1.7. Montagem das lajes pré-moldadas	47
4.1.8. 3 ^a Fase de concretagem: Concretagem parcial entre as vigas longitudinais	48
4.1.9. 4 ^a Fase de concretagem: Concretagem da laje “in loco”	48
4.1.10. Montagem das defensas	49
4.1.11. 5 ^a e 6 ^a Fase de concretagem: Concretagem do balanço	50
4.2. <i>Riscos de engenharia associados a obras portuárias</i>	50
5. ESTUDO MARÍTIMO	54
5.1. <i>Regime de marés</i>	54
5.2. <i>Topobatimetria.....</i>	54
5.3. <i>Velocidade das correntes</i>	56



5.4. <i>Importância do quebra-ondas na melhoria da operação do terminal</i>	56
6. ESTUDOS GEOTÉCNICOS	58
6.1. <i>Visão Geral do local de implantação</i>	58
6.1.1. Camadas do Solo da Região	60
6.1.2. Hipóteses básicas do Solo e Premissas das Estacas	61
6.1.3. Análise da Cravabilidade e Provas de Carga a partir de Martelo Hidráulico Pré-Determinado	68
6.1.3.1. Prova de Carga Dinâmica	69
6.1.3.2. Análise prévia de Calibração.....	70
6.1.3.3. Análise CAPWAP	72
6.1.3.4. Ganho de resistência pelo Efeito Set-Up	73
6.1.3.5. Restrições dos resultados do ensaio	76
6.1.3.6. Prova de Carga Estática.....	81
6.1.4. Método S+D.....	86
6.1.4.1. Introdução.....	86
6.1.4.2. Casos de cravação.....	86
6.1.4.3. Energia da Cravação.....	87
6.1.4.4. Resistência do Solo à Cravação	88
6.1.5. – Efeito SET-UP	94
6.1.5.1. Verificação do Fenômeno	95
6.1.5.2. Mecanismos de “Set-Up”.....	95
7. ESTUDO DAS AÇÕES INCIDENTES NAS ESTRUTURAS DE ACOSTAGEM	100
7.1. <i>Cargas permanentes</i>	102
7.1.1. Sobrecargas adotadas no projeto	102
7.2. <i>Cargas variáveis</i>	103
7.2.1. Forças de atracação.....	103
7.2.1.1. Dimensionamento das defensas	116
7.2.1.2. Posicionamento das defensas	124
7.2.2. Forças de amarração	125
7.2.2.1. Ventos.....	131
7.2.2.2. Corrente - pressões.....	137
7.2.2.3. Corrente - atrito	143
7.2.2.4. Ondas	146
7.2.2.5. Forças hidrodinâmicas de repulsão	151
7.2.2.6. Forças hidrodinâmicas induzidas pela passagem de outras embarcações..	152
7.2.2.7. Estudo do arranjo do sistema de amarração	153
7.2.3. Esforços provenientes de elementos operacionais.....	160
7.2.4. Carregamentos de construção e montagem	162
7.3. <i>Cargas accidentais</i>	162
7.4. <i>Importância da análise estrutural dinâmica para o píer de barcaças</i>	163
7.4.1. Análise geral	163
7.4.2. Aplicação da análise dinâmica ao projeto em estudo	165
8. ANÁLISE ESTRUTURAL: DESENVOLVIMENTO DO MODELO COMPUTACIONAL ..	167
8.1. <i>Concepção do modelo computacional</i>	167
8.1.1. Seções resistentes das barras	167
8.1.2. Malhas de elementos de placa.....	168
8.1.3. Interação solo-estrutura.....	168



8.1.4. Modelo espacial.....	169
8.2. Carregamentos.....	170
8.2.1. Peso próprio	170
8.2.2. Descarregador Siwertell VST-790 M.....	170
8.2.3. Sobrecarga	172
8.2.4. Frenação e vento.....	173
8.2.5. Atracação	173
8.2.6. Amarração	173
8.2.7. Variação uniforme de temperatura.....	174
8.2.8. Variação não uniforme de temperatura.....	174
8.3. Resultados.....	175
8.3.1. Diagramas envoltórios de esforços solicitantes	175
8.3.1.1. Viga longitudinal	176
8.3.1.2. Laje pi mais capa da laje colaborante	177
8.3.1.3. Estacas verticais e inclinadas	180
8.4. Dimensionamento.....	182
8.4.1. Dimensionamento da viga longitudinal.....	183
8.4.1.1. Momento máximo positivo no meio do vão	184
8.4.1.2. Momento máximo negativo no apoio	185
8.4.1.3. Cálculo da arnadura transversal: força cortante máxima no apoio e momento torsor concomitante solicitante	186
8.4.2. Dimensionamento da laje pi mais mesa colaborante.....	190
8.4.2.1. Momento máximo positivo no meio do vão	191
8.4.2.2. Momento máximo negativo no apoio	192
8.4.2.3. Cálculo da arnadura transversal: força cortante máxima no apoio e momento torsor concomitante solicitante	193
8.4.2.4. Detalhamento da seção.....	194
8.4.3. Dimensionamento das estacas protendidas	195
8.4.3.1. Detalhamento da seção.....	196
9. ANÁLISE ESTRUTURAL: ESTUDO DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO E SUAS CONSEQUÊNCIAS NO DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS.....	198
9.1. Primeira etapa de análise.....	199
9.1.1. Verificações e dimensionamento de armaduras da primeira etapa analisada ..	205
9.1.1.1. Momento máximo positivo no meio do vão	207
9.1.1.2. Momento máximo negativo no apoio (alças de içamento).....	208
9.1.1.3. Armadura transversal: força cortante	209
9.2. Segunda etapa de análise.....	210
9.2.1. Verificações e dimensionamento de armaduras da segunda etapa analisada.	212
9.2.1.1. Momento máximo positivo no meio do vão	212
9.2.1.2. Momento máximo negativo no apoio	213
9.2.1.3. Armadura transversal: força cortante	213
9.3. Terceira etapa de análise.....	214
9.3.1. Verificações e dimensionamento de armaduras da terceira etapa analisada ..	219
9.3.1.1. Momento máximo positivo no meio do vão	219
9.3.1.2. Momento máximo negativo no apoio	220
9.3.1.3. Armadura transversal: força cortante	221
9.4. Quarta etapa de análise	222
9.4.1. Verificações e dimensionamento de armaduras da quarta etapa analisada	225



9.4.1.1. Momento máximo positivo no meio do vão	225
9.4.1.2. Momento máximo negativo no apoio	226
9.4.1.3. Armadura transversal: força cortante	227
9.5. Outras considerações	228
9.6. A fluênciā do concreto e seus efeitos em obras construídas por fases	228
9.6.1. Caracterização da fluênciā do concreto	228
9.6.2. Efeitos da adaptação por fluênciā em obras construídas por fases - análise teórica	234
9.6.3. Efeitos da adaptação por fluênciā em obras construídas por fases - análise numérica	235
10. DETALHAMENTO DAS ARMADURAS	239
10.1. Detalhamento das armaduras (viga longitudinal)	239
10.1.1. Armaduras longitudinais: peça pré-moldada	241
10.1.2. Armaduras transversais: peça pré-moldada	248
10.1.3. Armaduras auxiliares: peça pré-moldada	254
10.1.4. Armaduras longitudinais e transversais: segunda fase de concretagem in loco ..	255
10.1.5. Armaduras longitudinais e transversais: terceira fase de concretagem in loco ..	256
10.1.6. Armaduras longitudinais e transversais: quarta fase de concretagem in loco ..	258
10.1.7. Armaduras longitudinais e transversais: quinta e sexta fases de concretagem in loco ..	259
10.2. Pontos críticos	261
10.2.1. "Storm-lock"	261
10.2.2. Batentes, cabeços de amarração e placas para macaqueamento do descarregador	263
10.2.3. Conexão da estaca com a estrutura e praça de defensas	268
10.2.3.1. Praça das defensas	268
10.2.3.2. Conexão da estaca com a viga	270
10.2.4. Conexão da viga cavalete com as estacas inclinadas	271
11. ESTUDO DE PAVIMENTAÇÃO E DRENAGEM DA RETROÁREA	273
11.1. Dimensionamento da pavimentação	273
11.1.1. Método da Portland Cement Association (PCA)/84	277
11.1.2. Análise Mecânica	283
11.1.3. Especificações Técnicas	288
11.2. Principais equipamentos para levantamento de bacias deflectométricas e controle deflectométrico	289
11.2.1. Viga Benkelman	290
11.2.2. Falling Weight Deflectometer (FWD)	292
11.2.3. Light Weight Deflectometer (LWD)	293
11.2.4. Controle Deflectométrico	295
11.3. Dimensionamento da pavimentação pelo método proposto por John Knapton	297
11.3.1. Caracterização da carga aplicada	298
11.3.2. Cálculo da SEWL (Single Equivalente Wheel Load)	300
11.3.3. Cálculo do número de passagens equivalente	303
11.3.4. Determinação da espessura das camadas	304
11.4. Dimensionamento da drenagem	307
11.4.1. Pluviometria	307



11.4.2. Traçado da rede de captação	309
11.4.3. Determinação das vazões	310
11.4.4. Dimensionamento das canaletas	312
11.4.5. Dimensionamento da caixa de retenção de óleo	316
12. BIBLIOGRAFIA.....	321
12.1. <i>Livros</i>	321
12.2. <i>Catálogos</i>	321
12.3. <i>Normas</i>	322
12.4. <i>Trabalhos apresentados em eventos científicos</i>	323
12.5. <i>Palestras</i>	323
12.6. <i>Artigos e Publicações</i>	323
12.7. <i>Leis</i>	325
12.8. <i>Dissertações e Teses</i>	325
12.9. <i>Publicações – Meio eletrônico</i>	326
Anexo I - Cálculo da componente de vento transversal sobre a embarcação amarrada	327
Anexo II - Cálculo da componente de vento longitudinal sobre a embarcação amarrada	328
Anexo III - Cálculo da componente de pressão gerada pela corrente atuante sobre a embarcação amarrada	329
Anexo IV - Cálculo da componente de atrito gerada pela contato entre o fluido e o casco da embarcação amarrada	330
Anexo V - Cálculo da componente proveniente da ação das ondas incidentes sobre a embarcação amarrada	331



1. INTRODUÇÃO

Desde tempos longínquos, o homem utiliza mares e rios para ampliar seus horizontes, e através da navegação foi possível, ao longo dos séculos, a aproximação entre civilizações, a ampliação de relações comerciais e o desenvolvimento tecnológico entre tantas outras significativas mudanças que nos levaram ao mundo em que vivemos hoje, no qual a navegação é destacadamente um dos principais meios de exportação e importação de mercadorias.

A globalização da economia, que vem se consolidando nas últimas décadas, provocou uma mudança na mentalidade de produtores e consumidores. No atual modelo econômico, uma das principais formas de aumento da margem de lucro e/ou de redução do valor final das mercadorias, que por sua vez implicam numa maior competitividade das empresas no mercado, é a redução dos custos; e uma das principais maneiras de alcançar este objetivo consiste na utilização de modais de transporte que propiciem menores despesas, bem como a melhoria na integração entre diferentes modais de transporte.

Diante deste problema, o transporte aquaviário (marítimo, fluvial e a navegação de cabotagem) se apresenta como uma alternativa promissora, pois, apesar das reduzidas velocidades desenvolvidas por embarcações quando comparadas a veículos utilizados em outros tipos de vias, este modal apresenta a vantagem de transportar grandes volumes de carga, o que o torna de grande importância na logística dos transportes ao redor do globo.

Pode-se acrescentar ainda à lista de vantagens do transporte marítimo a sua alta eficiência energética, a baixa emissão de poluentes e o menor consumo de combustível, o que o torna, em tempos de elevada preocupação ambiental, tanto com a conservação daquilo que ainda existe quanto com a recuperação daquilo que foi destruído no passado, ainda mais interessante diante de outras alternativas de transporte.

No Brasil, dados da SEP/PR (Secretaria de Portos da Presidência da República) do ano de 2013, indicam que foram movimentadas 931 milhões de toneladas de carga bruta no complexo portuário brasileiro ao longo do ano em questão, o que representa um acréscimo de 2,9% com relação aos valores do



ano anterior. Deste valor, 338 milhões de toneladas (36%) foram movimentadas em portos públicos e os outros 593 milhões de toneladas (64%) foram movimentadas em terminais privados. Dessa forma, o setor portuário respondeu por mais de 90% das exportações brasileiras realizadas ao longo do ano de 2013.

Analisando-se todos os fatores mencionados e juntando-os ao problema existente no Brasil referente ao gargalo da infraestrutura de transportes, conclui-se que é de extrema importância que se estude desde conceitos referentes à concepção de um terminal portuário, à decisão estratégica de implantá-lo ou não, à sua integração com outros modais, até aspectos mais específicos como a sua influência na logística de transportes de um país ou de uma determinada região, os impactos socioeconômicos e ambientais que sua implantação acarreta, entre tantos outros que fazem parte das competências de um engenheiro.

1.1. Situação atual do transporte marítimo-fluvial no Brasil

1.1.1. Infraestrutura disponível

Além dos cerca de 7400 km de costa que se estendem desde o Cabo Orange, no Piauí, até o Arroio Chuí, no Rio Grande do Sul, banhados pelo Oceano Atlântico, o Brasil possui cerca de 14 mil km de vias fluviais navegáveis que são utilizadas economicamente para o transporte de cargas e passageiros. Na Figura 1 destacam-se as principais hidrovias brasileiras.



Figura 1: Principais hidrovias brasileiras (Ministério dos Transportes)

Toda essa malha de transporte aquaviário se interliga aos outros modais de transporte através de portos, que propiciam o escoamento de mercadorias por meio desses mais diferentes modais de transporte. Assim sendo, é de extrema importância para a eficiência logística do transporte de mercadorias de um país que não somente a concepção, como também a operação de um porto seja estudada aprofundadamente afim de que um país mais próspero seja construído. Em se tratando do Brasil, uma nação rica em recursos naturais, entre eles extensos e caudalosos rios, próprios para a navegação, este estudo é ainda mais importante.

No Brasil há, de acordo com a Secretaria de Portos da Presidência da República(SEP/PR), 34 portos públicos, dos quais 18 têm a sua administração delegada a estados ou municípios, sendo os outros 16 administrados pelas Companhias Docas, que são entidades de economia mista, cujo acionista majoritário é o Governo Federal, o que implica na vinculação direta destes portos à SEP/PR, que é o órgão do Governo Federal responsável por formular políticas e diretrizes que fomentem o desenvolvimento do setor portuário



através da promoção, execução e avaliação de medidas, programas e projetos de apoio ao desenvolvimento do setor. A localização destes portos está representada na Figura 2*.

Além dos portos públicos, ainda de acordo com a SEP/PR, há outras 163 instalações portuárias privadas, representadas na Figura 3.



Figura 2: Portos públicos brasileiros (SEP/PR)

* O porto fluvial de Estrela/RS não integra mais o rol dos portos públicos, bem como o porto de Laguna, atualmente vinculado à CODESP.

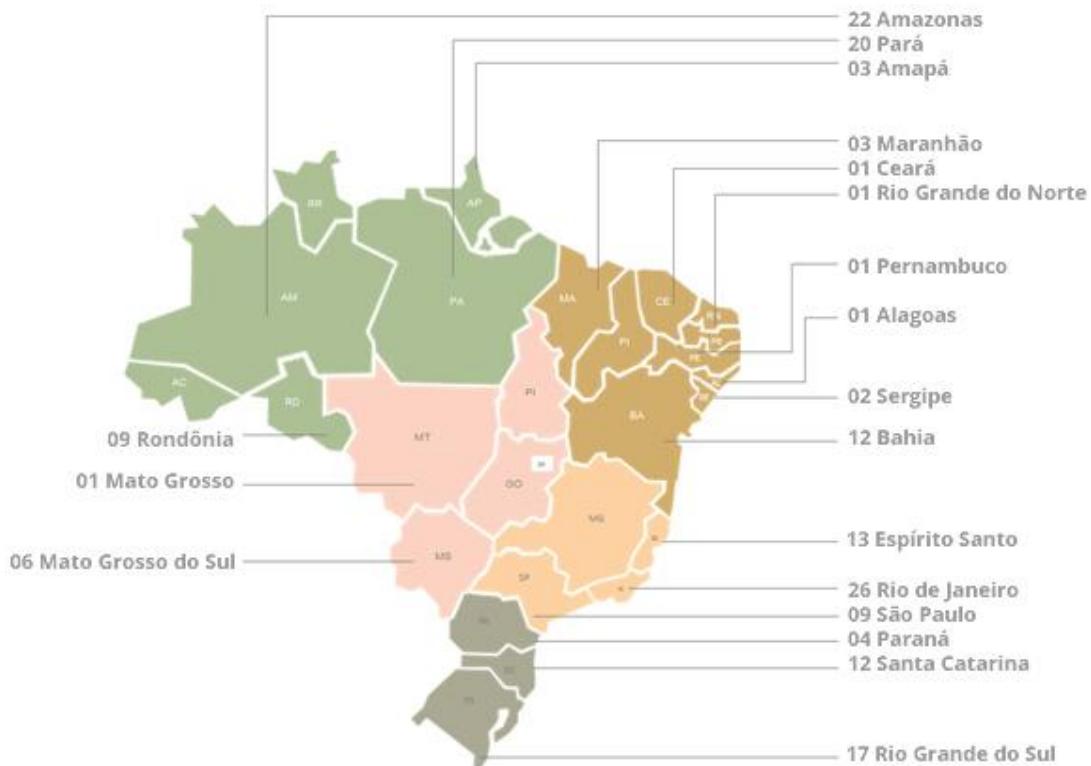


Figura 3: Instalações portuárias privadas (SEP/PR)

1.1.2. Potencial brasileiro para o transporte fluvial

Somam-se aos 14 mil km de vias fluviais navegáveis já citadas anteriormente e que são utilizadas atualmente outros cerca de 30 mil km de vias naturalmente disponíveis, cuja utilização depende da realização de obras de infraestrutura, que poderiam ampliar a rede fluvial brasileira para 44 mil km de vias navegáveis. Somando-se ainda o potencial de navegabilidade em águas superficiais flúvio-lacustres, a rede fluvial brasileira em potencial é de cerca de 63 mil km.

Para o desenvolvimento da malha hidroviária se fazem necessárias obras de dragagem, transposição de trechos não navegáveis por meio de eclusas e canais artificiais, derrocagem de obstáculos naturais, balizamento e sinalização, além de investimentos que visem a ampliação e a modernização dos nossos portos, alguns muito defasados, e de terminais fluviais intermodais. Para impulsionar esse modal, são necessários também estímulos à navegação de cabotagem.



1.1.3. Investimentos no setor portuário

Há determinados pontos de ineficiência na estrutura portuária brasileira que agravam os gargalos logísticos e infraestruturais que impedem o avanço da nossa economia. Ao longo dos anos, as embarcações foram crescendo de tamanho, enquanto que o setor portuário brasileiro não acompanhou o ritmo deste crescimento; por esse motivo, muitos dos portos brasileiros não apresentam estruturas, equipamentos e tecnologias adequados para a operação de embarcações de determinadas dimensões e capacidade de transporte de carga. Um grande exemplo desse problema é a falta de calado para a operação *full* de determinadas embarcações em portos como o de Santos, o maior e mais importante porto brasileiro. Na Figura 4, nota-se a evolução no porte e nas dimensões das embarcações.

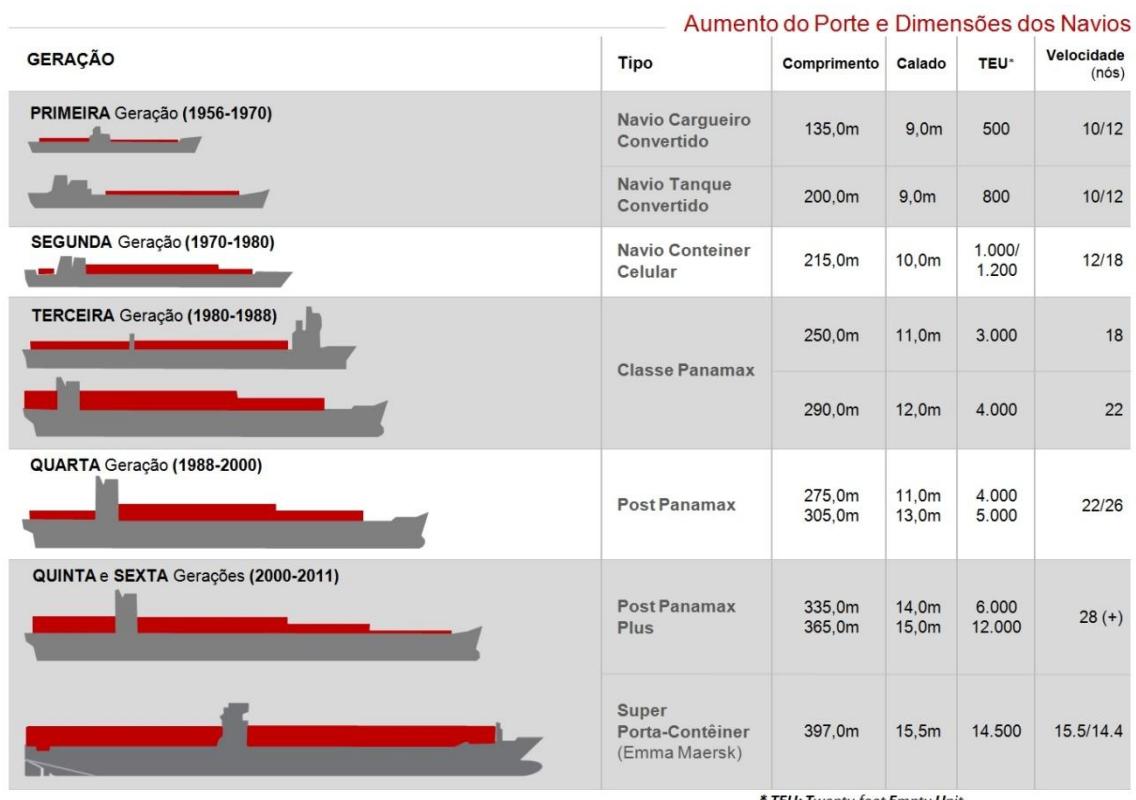


Figura 4: Aumento do porte e dimensão dos navios

Em virtude desse atraso, em 05 de junho de 2013, foi sancionada a Lei nº 12815, chamada de "Nova Lei dos Portos", cuja pretensão principal é a modernização do setor portuário brasileiro, através do estabelecimento de novos critérios para a exploração e o arrendamento (por meio de contratos de



concessão de uso) para a iniciativa privada de terminais de movimentação de carga em portos públicos, além da criação de novas regras que facilitam a instalação de novos terminais portuários privados. Através desta lei, o governo visa à ampliação dos investimentos privados e a modernização dos terminais existentes, o que levaria à redução dos custos logísticos e ao aumento da competitividade da economia brasileira frente à concorrência internacional. Um exemplo da preocupação em melhorar-se a operação dos portos no Brasil consta no artigo 6º da referida lei: *"Nas licitações dos contratos de concessão e arrendamento, serão considerados como critérios para julgamento, de forma isolada ou combinada, a maior capacidade de movimentação, a menor tarifa ou o menor tempo de movimentação de carga, e outros estabelecidos no edital, na forma de regulamento."*, ou seja, ao contrário da antiga Lei dos Portos, a Lei nº 8630, de 1993, de acordo com a qual ganhava a licitação de um porto a empresa que pagasse o maior valor pela outorga, com a nova lei passa a valer o critério de maior eficiência com menor tarifa, ou seja, maior movimentação possível de carga pelo menor preço por tonelada movimentada.

Outra ação de suma importância tomada pelo Governo Federal com a finalidade de estimular o setor refere-se ao Plano Nacional de Dragagem (PND). Este plano visa ao aumento da profundidade dos canais de acesso aquaviários aos portos brasileiros a fim de que navios de grande porte, especialmente os da classe *Post Panamax Plus*, como o da Figura 5, com calado superior a 14 metros, possam operar em águas brasileiras. De acordo com o ministro-chefe da Secretaria de Portos (SEP/PR), em pronunciamento realizado em meados de dezembro de 2014, o Governo Federal já havia investido cerca de R\$ 1,6 bilhão com a dragagem de 16 portos, o que possibilitou um acréscimo médio de 26% na profundidade dos canais de acesso dos portos dragados.



Figura 5: Georg Maersk, classe Post Panamax Plus

Com a ajuda de medidas como essa e algumas outras, como a adoção de planos de metas de desempenho para os operadores portuários, a flexibilização quanto à movimentação de cargas em terminais de uso privado que agora podem receber não somente cargas próprias, mas também cargas de terceiros, estimulou-se o investimento privado no setor. De acordo com o assessor especial da Secretaria de Portos da Presidência da República (SEP/PR), José Newton Barbosa Gama, em pronunciamento realizado em maio de 2014 durante a Semana da Infraestrutura, organizada pela Federação das Indústrias do Estado de São Paulo (FIESP), o Brasil deve receber entre os anos de 2014 e 2017 cerca R\$ 54,2 bilhões em investimentos privados no setor portuário. Desta quantia, cerca de R\$ 31 bilhões até o final de 2015.

1.2. Comparação do transporte interno por diferentes modais

De acordo com dados da Secretaria de Políticas Nacionais de Transportes do Ministério dos Transportes (SPNT/MT), datados de 2011, no Plano de Reavaliação de Metas e Estimativas do Plano Nacional de Logística e Transportes (PNLT), a matriz de transportes brasileira se divide em valores absolutos e percentuais conforme exposto na Figura 6, sendo os valores absolutos dados em TKU, toneladas-quilômetro-úteis.

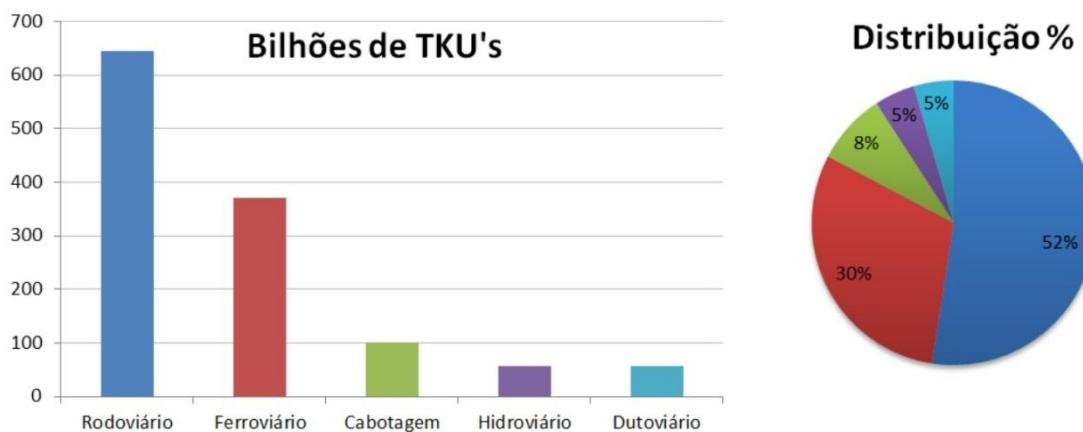


Figura 6: Distribuição da matriz de transportes brasileira (SPNT/MT)

Analizando-se a figura 6, é notória a dependência brasileira do modal rodoviário, apesar de, sob aspectos ambientais e logísticos, ser mais interessante uma maior participação dos modais não rodoviários na matriz.

Frente a isso, o Plano Nacional de Logística e Transportes (PNLT), visa uma redistribuição da matriz energética, diminuindo a participação do modal rodoviário de 52% para 30% e aumentando a participação do modal ferroviário de 30% para 35% e do modal hidroviário, incluindo a cabotagem, de 13% para 29%, sendo este então o maior beneficiado do PNLT.

Analizando-se particularmente as hidrovias, cujo modelo de transporte é o menos oneroso dentre todos os modais, os investimentos no Brasil ainda não são condizentes com a sua importância. De acordo com RIPOLL (2012), o custo de transporte por tonelada por quilômetro percorrido no modal hidroviário é 61 % inferior ao rodoviário e 37 % inferior ao ferroviário.

Uma das principais razões para o transporte hidroviário ser mais barato é o fato de que as unidades transportadoras das hidrovias, as barcaças, são capazes de armazenar volumes muito maiores do que carretas e vagões. Enquanto um caminhão pode transportar até 25 toneladas e um vagão até 100 toneladas, uma barcaça pode transportar até 2500 toneladas; assim sendo, a carga transportada por uma barcaça equivale a carga transportada por 100 caminhões, ou por 25 vagões.

Comparando a matriz hidroviária com a matriz rodoviária, é interessante salientar que em hidrovias não existem pedágios, é muito menor o risco de roubo de cargas, além do fato de que muitas das rodovias brasileiras



encontram-se em condições precárias. Comparando ao modal ferroviário, considerando-se a degradação da malha ferroviária atual, abandonada há cerca de 50 anos, as hidrovias se mostram ainda mais atraentes.

De forma resumida, entre as vantagens do modal hidroviário, podem ser elencadas as seguintes vantagens:

- maior eficiência energética;
- maior capacidade de concentração de cargas;
- maior vida útil da infraestrutura;
- maior vida útil dos equipamentos e veículos utilizados em sua operação;
- maior segurança da carga e controle fiscal;
- menor consumo de combustível;
- menor emissão de poluentes;
- menor congestionamento de tráfego;
- menor custo com infraestrutura;
- menor número de acidentes;
- menor custo operacional;
- menor impacto ambiental;
- menor emissão de ruídos, entre outros.

Quanto aos aspectos ambientais mais relevantes, de tão grande importância nos dias atuais, as vantagens do transporte hidroviário são enormes se comparadas aos outros modais, como pode-se constatar na Figura 7, extraída de uma apresentação de José Alex Botelho de Oliva, superintendente de navegação interior da Agência Nacional de Transportes Aquaviários (ANTAQ).

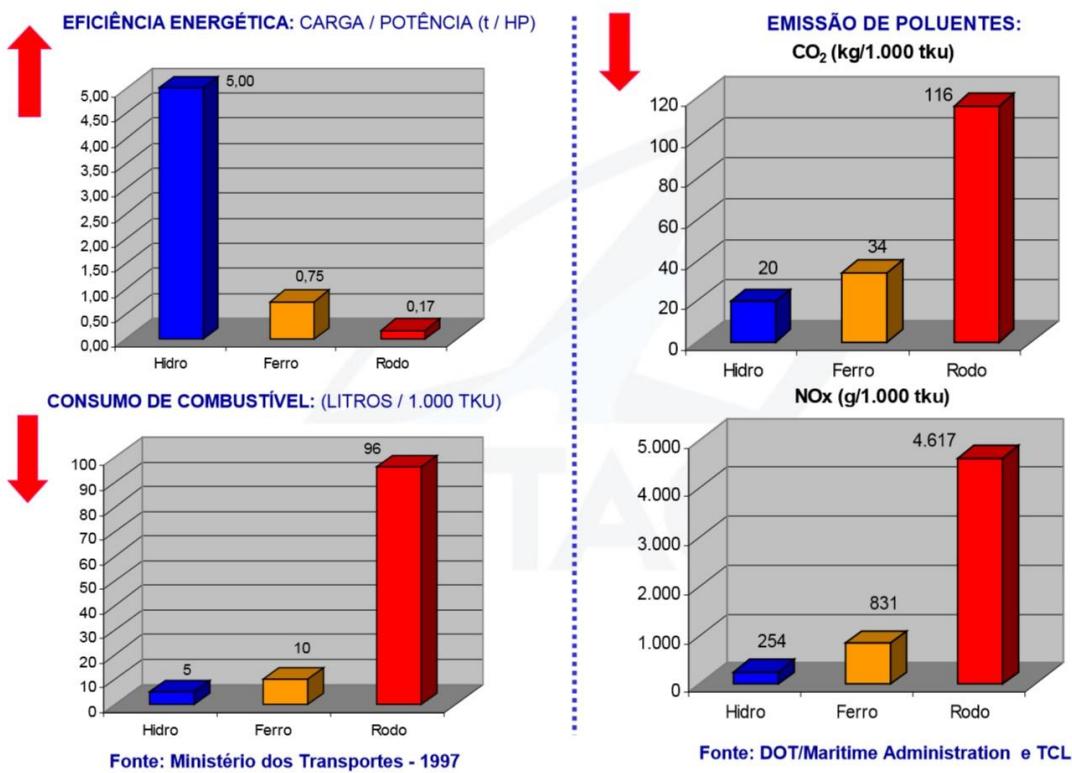


Figura 7: Aspectos ambientais relevantes (José Alex Botelho de Oliva)

Entre alguns dos problemas que ainda impedem uma redistribuição da matriz de transportes, aumentando na mesma a participação das hidrovias, pode-se citar, além da profundidade deficiente de muito de nossos rios, outros problemas como a existência de pontes muito estreitas que dificultam a passagem de grandes embarcações; falta de eclusas que possibilitem a transposição de nível em obstáculos como barragens de represamento; poucas possibilidades de envio das cargas até as margens dos rios, dificultando o transbordo; falta de padronização nas embarcações tipo das diferentes hidrovias; o fato dos investimentos em hidrovias serem recentes, dos últimos 30 anos; entre tantos outros.

Diante de todas as vantagens apresentadas, bem como dos problemas que impedem uma maior participação do modal hidroviário na matriz de transportes brasileira, é de suma importância que o Governo Federal continue estimulando investimentos privados no setor, bem como continue a fazer seus próprios investimentos, conforme mencionado no item 1.1 deste trabalho.



1.3. Importância do agronegócio para a economia brasileira

Entende-se como agronegócio todo o conjunto de atividades produtivas ligadas à produção e à subprodução de produtos derivados da agricultura e da pecuária. Não deve-se entender o agronegócio como sendo somente a produção *in natura*, como leite e grãos, mas como um segmento produtivo muito mais complexo e abrangente, que envolve um grande número de agentes em seu processo. Esse entendimento do agronegócio como um processo se faz necessário, pois a produção agrícola intensiva faz uso de uma série de tecnologias e biotecnologias, elementos estes fornecidos por empresas especializadas, a fim de atingir os maiores níveis de produtividade possíveis.

Esse ramo vem se destacando cada vez mais na economia mundial, principalmente em países subdesenvolvidos, como o Brasil, por tratar-se do segmento essencial para o sustento alimentar das pessoas e sua manutenção, além de ser de importantíssima contribuição para o crescimento das exportações realizadas por estes países, ajudando assim a balança comercial a ter melhores resultados.

1.3.1. Participação do setor agrícola no PIB brasileiro

Em países desenvolvidos, a agropecuária responde, em média por 3% do Produto Interno Bruto (PIB); contudo, ao contabilizarmos todas as atividades ligadas ao setor dos agronegócios, esse percentual se eleva significativamente, chegando a responder por um terço do PIB de algumas nações. Por esse motivo, algumas nações, como Estados Unidos, por exemplo, e também a União Europeia, subsidiam sua produção agrícola além de tomarem medidas protecionistas, tais como o estabelecimento de barreiras alfandegárias e o impedimento da importação de determinados produtos agrícolas, preservando assim as atividades de seus produtores.

No Brasil a tendência não se mostra diferente das tendências nas nações desenvolvidas. Em 2013, a participação das atividades do agronegócio no PIB brasileiro chegaram a 23%, ultrapassando a marca de R\$ 1,0 trilhão.



Em 2014, apesar do crescimento do PIB ter sido de apenas 0,1%, a agropecuária conseguiu manter-se acima desse valor, crescendo 0,4%, motivada principalmente pelas culturas da soja e da mandioca, que cresceram, respectivamente, 5,8% e 8,8%. Num cenário de baixo desenvolvimento econômico, o fato de o PIB do agronegócio apresentar sucessivos incrementos e, dessa forma, estar se destacando dentro da economia brasileira, torna ainda mais importantes os estímulos e investimentos dados a esse setor.

Na Figura 8, nota-se a participação do agronegócio, em destaque a soja, na balança comercial brasileira.

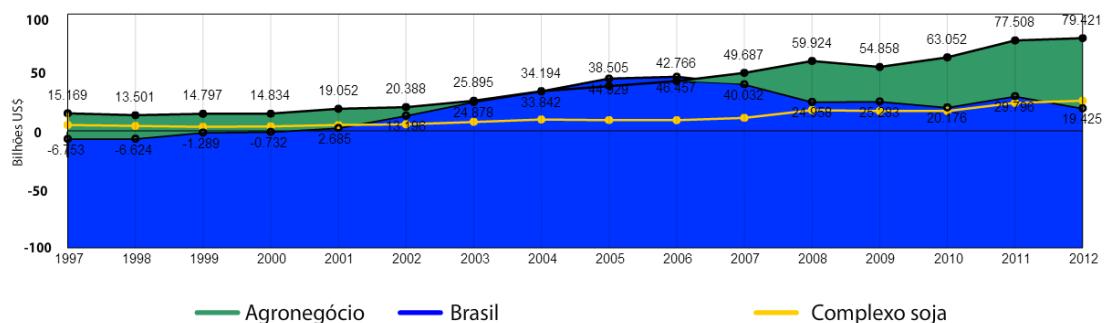


Figura 8: Participação da soja e do agronegócio na balança comercial brasileira (CNPSO/EMBRAPA)

1.3.2. Participação da soja no agronegócio brasileiro

No contexto dos sucessivos incrementos no PIB do agronegócio, a produção de soja vem crescendo vertiginosamente ao longo dos últimos anos, sendo importantíssima na geração de divisas para o Brasil.

O crescimento da produção da soja pode ser dividido em duas fases.

A primeira dessas fases, entre as décadas de 1960 e 1990, período no qual o setor agrícola em geral evoluiu muito tecnologicamente, o que permitiu aumentar a produtividade constantemente, como pode ser comprovado na Tabela 1. Outro fator de grande importância no aumento da produtividade, além dos avanços tecnológicos, foi a adaptação da cultura da soja a diferentes condições climáticas, o que permitiu seu avanço para outras localidades do nosso território, como aquelas da chamada antigamente de "fronteira agrícola", como Mato Grosso do Sul, Mato Grosso e Goiás.



Tabela 1: Evolução da produção da soja

Ano	Área (ha)	Produtividade (t/ha)	Produção (t)
1941	640	0,70	450
1949	28.000	0,89	25.000
1960	171.440	1,20	206.000
1969	906.073	1,17	1.056.000
1979	8.800.000	1,70	15.000.000
1990	11.584.734	1,72	19.897.804

Fontes: EMBRAPA e IBGE

Além dos avanços tecnológicos e da adaptabilidade deste grão a diferentes condições de cultivo, as mudanças nos hábitos alimentares da população de todo mundo favoreceram a expansão desta cultura.

O segundo período de avanço do cultivo da soja se deu a partir dos anos 1990, com a consolidação do modo de produção capitalista, a abertura do mercado brasileiro e toda a nova conjuntura mundial em relação à comercialização de produtos entre os países. Dentro deste cenário, a soja se tornou a cultura mais importante para o agronegócio brasileiro, tendo um crescimento grandioso a partir da década de 90, passando de uma produção de cerca de 20 milhões de toneladas no ano de 1990 para mais de 85 milhões de toneladas em 2014, com uma projeção de quase 95 milhões de toneladas neste ano de 2015.

O crescimento dessa cultura fez com que o Brasil durante os últimos anos alternasse com os Estados Unidos na primeira posição do ranking dos maiores produtores e exportadores mundiais de soja.

A Tabela 2 e a Figura 9 mostram a evolução da produção da soja a partir de 1990.

Tabela 2: Evolução da produção da soja de 1990 a 2015

Ano	Produção (t)	Ano	Produção (t)
1990	19.897.804	2003	51.919.440
1991	14.937.806	2004	49.549.941
1992	19.214.705	2005	51.182.074
1993	22.590.978	2006	52.464.640
1994	24.931.832	2007	57.857.172
1995	25.682.637	2008	59.833.105
1996	23.166.874	2009	57.345.382
1997	26.392.636	2010	68.756.343



1998	31.307.440	2011	74.815.447
1999	30.987.476	2012	65.848.857
2000	32.820.826	2013	81.699.787
2001	37.907.259	2014	86.120.800
2002	42.107.618	2015*	94.577.200

Fontes: EMBRAPA e IBGE

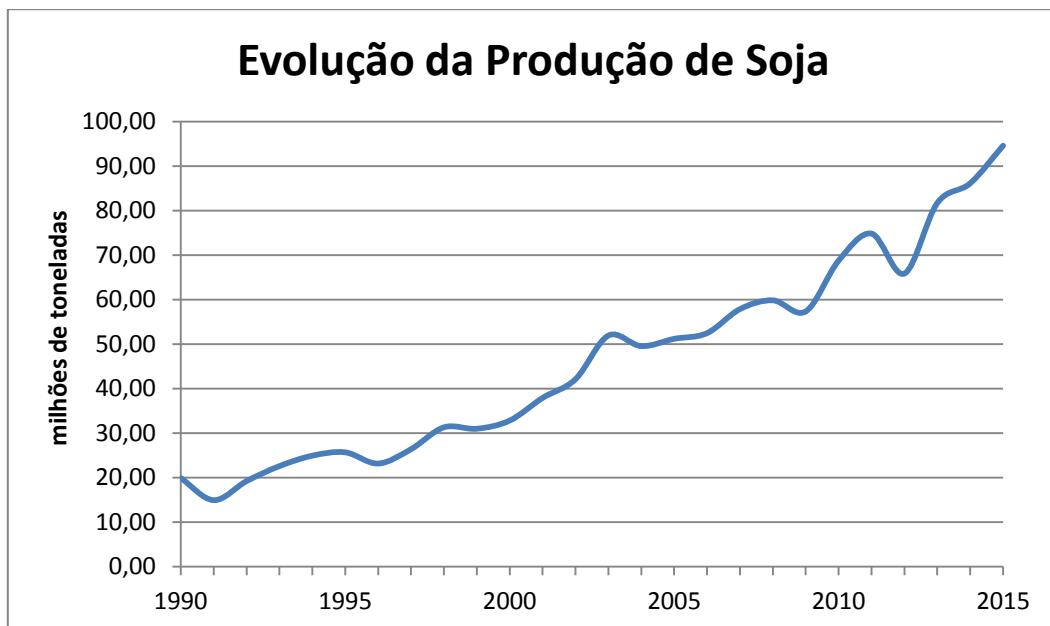


Figura 9: Evolução da produção da soja de 1990 a 2015

1.4. A atual rota da soja no Brasil

1.4.1. Localização dos grandes centros produtores de soja

De acordo com os dados obtidos do Sistema IBGE de Recuperação Automática do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (SIDRA/IBGE), pode-se notar a extrema importância do estado do Mato Grosso, que responde por cerca de um terço da produção nacional de soja, sendo sua região norte responsável por 22% da produção brasileira. Esses dados encontram-se na Tabela 3 e na Tabela 4, além da Figura 10.

* Os dados de 2015 são estimados, obtidos do Quinto Levantamento de Acompanhamento da Safra Brasileira - Grãos realizado pela Companhia Nacional de Abastecimento (CONAB).



Tabela 3: Ranking das UF's produtoras de soja na safra 2011/2012

Unidade da Federação	Produção (t)	Participação (%)	Acumulado (%)
MT - Mato Grosso	21.841.292	33,2%	33,2%
PR - Paraná	10.937.896	16,6%	49,8%
GO - Goiás	8.398.891	12,8%	62,5%
RS - Rio Grande do Sul	5.945.243	9,0%	71,6%
MS - Mato Grosso do Sul	4.594.359	7,0%	78,5%
BA - Bahia	3.212.789	4,9%	83,4%
MG - Minas Gerais	3.073.499	4,7%	88,1%
MA - Maranhão	1.640.183	2,5%	90,6%
SP - São Paulo	1.566.928	2,4%	93,0%
TO - Tocantins	1.276.928	1,9%	94,9%
PI - Piauí	1.242.574	1,9%	96,8%
SC - Santa Catarina	1.079.690	1,6%	98,4%
RO - Rondônia	470.485	0,7%	99,1%
PA - Pará	373.398	0,6%	99,7%
DF - Distrito Federal	176.160	0,3%	100,0%
RR - Roraima	14.000	0,0%	100,0%
CE - Ceará	3.854	0,0%	100,0%
AM - Amazonas	660	0,0%	100,0%
Total	65.848.829	100%	100%

Fonte: SIDRA/IBGE

Tabela 4: Ranking das mesorregiões geográficas produtoras de soja na safra 2011/2012

Mesorregião Geográfica	Produção (t)	Participação (%)	Acumulado (%)
Norte mato-grossense - MT	14.427.984	21,9%	21,9%
Sul goiano - GO	6.466.273	9,8%	31,7%
Sudeste mato-grossense - MT	3.710.839	5,6%	37,4%
Noroeste rio-grandense - RS	3.585.710	5,4%	42,8%
Extremo oeste baiano - BA	3.205.298	4,9%	47,7%
Nordeste mato-grossense	3.135.953	4,8%	52,4%
Sudoeste sul-mato-grossense - MS	2.866.384	4,4%	56,8%
Norte central paranaense - PR	1.971.571	3,0%	59,8%
Oeste paranaense - PR	1.774.532	2,7%	62,5%
Triângulo Mineiro / Alto Paranaíba - MG	1.748.213	2,7%	65,1%
Centro oriental paranaense - PR	1.514.307	2,3%	67,4%
Centro ocidental paranaense - PR	1.496.872	2,3%	69,7%
Sul maranhense - MA	1.485.143	2,3%	72,0%
Leste Goiano - GO	1.263.843	1,9%	73,9%
Sudeste piauiense - PI	1.238.344	1,9%	75,8%
Centro-sul paranaense - PR	1.197.309	1,8%	77,6%
Noroeste mineiro - MG	1.147.395	1,7%	79,3%
Centro-norte sul-mato-grossense - MS	1146010	1,7%	81,1%
Norte pioneiro paranaense - PR	1.014.914	1,5%	82,6%



Oriental do Tocantins - TO	814.414	1,2%	83,8%
Sudeste paranaense - PR	738.761	1,1%	85,0%
Demais regiões	9.898.760	15,0%	100,0%
Total	65.848.829	100%	100%

Fonte: SIDRA/IBGE

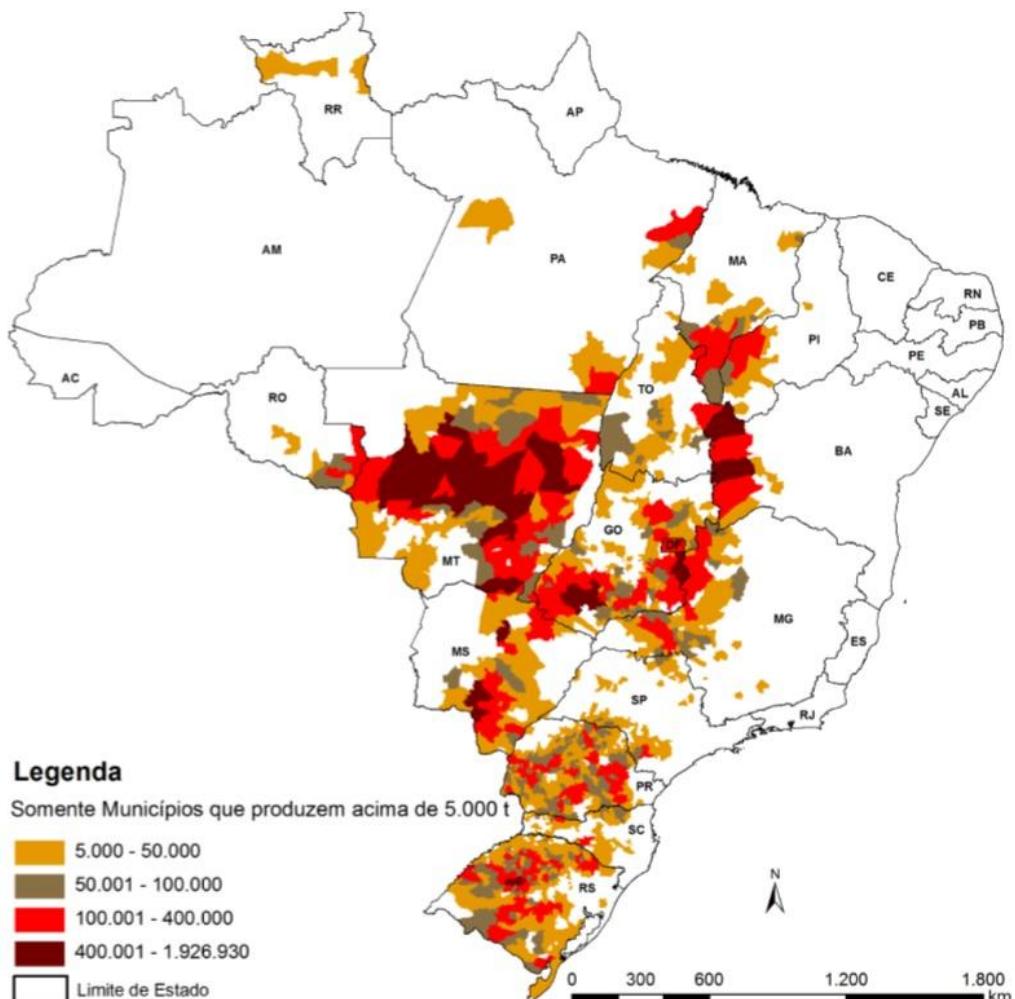


Figura 10: Mapa da produção agrícola de soja

1.4.2. Principais portos utilizados para escoamento da safra

De acordo com dados da Secretaria dos Portos da Presidência da República (SEP/PR) e da Agência Nacional de Transportes Aquaviário (ANTAQ) referentes à exportação de soja durante os anos de 2012 e 2013, os principais portos utilizados para escoamento da safra foram os portos de Santos, Paranaguá, Rio Grande, São Francisco do Sul e Itaqui, que juntos



respondem por aproximadamente 72% do escoamento de toda a safra nacional.

Os dados encontram-se na Tabela 5 e a localização dos portos na Figura 11.

Tabela 5: Participação das instalações portuárias no escoamento da soja

Instalação Portuária	Produção (t)	Participação (%)	Acumulado (%)
Santos	11.957.711	27,7%	27,7%
Paranaguá	7.563.762	17,6%	45,3%
Rio Grande	4.287.032	9,9%	55,2%
São Francisco do Sul	4.177.047	9,7%	64,9%
Itaqui	2.974.624	6,9%	71,8%
TUP CVRD Tubarão	2.825.224	6,6%	78,4%
TUP Bianchini	2.213.580	5,1%	83,5%
TUP Cotelândia	1.778.558	4,1%	87,7%
TUP Sucocítrico Cutrale	1.331.227	3,1%	90,7%
TUP Hermasa Graneleiro	1.206.055	2,8%	93,5%
Demais instalações	2.781.208	6,5%	100,0%
Total	43.096.028	100,0%	100,0%

Fontes: SEP/PR e ANTAQ



Figura 11: Principais portos no escoamento da soja

Através da análise da localização das principais regiões produtoras de soja, as principais instalações portuárias utilizadas para seu escoamento e levando-se em consideração que os principais destinos da soja brasileira são a Europa e a Ásia, salta aos olhos que há como melhorar a logística do transporte desse granel em nosso território.



2. OBJETIVOS

As informações apresentadas sobre o cenário atual de grande potencial do transporte marítimo-fluvial brasileiro e a significativa importância da exportação de soja para a economia do país puderam confirmar a necessidade de maiores investimentos e estudos referentes à implantação de obras portuárias. Dessa forma, é nesse contexto que o presente trabalho tem como objetivo se desenvolver.

Serão discutidos, sob forma de estudo de caso, a importância de um empreendimento como esse na melhoria da logística de transporte do setor (diminuindo custos e ampliando rotas) e questões relativas aos desafios encontrados durante a concepção e o desenvolvimento de projetos das estruturas civis de terminais portuários (particularmente do píer de atracação) assim como da pavimentação e drenagem de sua retroárea.

Além disso, será apresentado um modelo matemático desenvolvido pelo grupo para análise da estrutura com suas diversas combinações de cargas atuantes. De posse deste modelo, serão então dimensionados elementos estruturais e feitas análises inerentes aos mesmos. O estudo estrutural será realizado em conjunto com o estudo geotécnico da região e das fundações do píer.

O estudo da pavimentação e do sistema de drenagem da retroárea ocorrerá paralelamente ao estudo estrutural da plataforma operacional, também sob a forma de estudo de caso.

Com menor ênfase, por não se tratar do escopo principal deste trabalho, também serão abordados aspectos relativos à hidráulica marítima do empreendimento estudado e à operação logística do mesmo.



3. APRESENTAÇÃO DO EMPREENDIMENTO

3.1. Caracterização da região do empreendimento

O Terminal Portuário Fronteira Norte (TERFRON) é um terminal de uso privativo (TUP) inaugurado pela Bunge em 25 de abril de 2014. Este terminal faz parte do complexo portuário Miritituba - Barcarena, que envolve, além do TERFRON localizado na cidade de Barcarena, no Estado do Pará, uma estação de transbordo localizada no distrito de Miritituba, localizado por sua vez na cidade de Itaituba, também em território paraense.

Na Figura 12, está identificada a localização da cidade de Barcarena, na qual situa-se o Porto de Vila do Conde, do qual faz parte o TERFRON. Nota-se que Barcarena é próxima a Belém e à Ilha de Marajó.



Figura 12: Localização do município de Barcarena/PA

O Porto de Vila do Conde mais precisamente situa-se à margem direita da Baía do Capim, onde Rio Pará desemboca na Baía de Marajó. Na Figura 13 está indicada a localização do Porto de Vila do Conde dentro da cidade de Barcarena.



Figura 13: Localização do Porto de Vila do Conde

3.2. Importância do empreendimento no fluxo de grãos produzidos no Brasil central

Este investimento tem como objetivo alavancar o desenvolvimento do norte do país, melhorando a logística de transporte de granéis sólidos, especificamente a soja, gerando uma alternativa que seja reconhecidamente mais eficiente, econômica e ágil para o escoamento da produção de grãos brasileiros. Elevando-se a capacidade de transporte pela região norte do território brasileiro, um sonho antigo dos produtores de soja e milho do Mato Grosso, é possível contribuir para desafogar os gargalos existentes nos portos das regiões sul e sudeste.

Outro fator motivante para a criação deste corredor é o fato dessa rota estar mais próxima dos mercados consumidores europeu e asiático. A expectativa é de que o novo caminho reduza em 20% o tempo de uma viagem para a Europa, o que, consequentemente, reduziria os custos logísticos.

3.2.1. A logística envolvida no empreendimento

Até Miritituba, a soja é transportada por caminhões pela BR-163, num trajeto de aproximadamente 1100 quilômetros, dos quais aproximadamente 10% ainda não se encontram asfaltados, sendo que há um trecho de cerca de



20 quilômetros com atoleiros. Na estação de transbordo de Miritituba, localizada às margens do Rio Tapajós, a carga é colocada em barcaças que percorrem aproximadamente 1000 quilômetros durante três dias de viagem em comboios de 20 barcaças, que são suficientes para retirar cerca de 1000 caminhões das estradas.

Chegando ao Porto de Vila do Conde, em Barcarena, os grãos são armazenados nos silos da retroárea e, posteriormente, embarcados em navios de grande curso (a categoria máxima que os canais da região podem receber são Panamax de 65000 DWT) que rumam principalmente à Ásia e à Europa.

Comparando com a rota de exportação pelos portos localizados no sul e no sudeste, para levar a mesma carga até os portos de Santos e de Paranaguá, por exemplo, o trecho rodoviário percorrido ultrapassa 2200 quilômetros. Dessa forma, reduzindo-se o trecho percorrido por caminhões e ampliando-se o uso de hidrovias, de acordo com estimativas do Movimento Pró-Logística, dos produtores rurais do mato Grosso, o frete entre as fazendas e os portos deve ser reduzido em aproximadamente 34%.

Na Figura 14, a seguir, tem-se a localização do distrito de Miritituba e do Porto de Vila do Conde, além de ser possível entender a rota a ser percorrida pelos grãos produzidos no norte mato-grossense e que serão escoados por essa alternativa.



Figura 14: Nova rota de escoamento para os grãos produzidos no norte do Mato Grosso

Além de estar mais próximo da Europa (7740 km) do que os portos do sul e sudeste, os terminais de Vila do Conde serão os mais próximos da China (20100 km) quando as obras de ampliação do Canal do Panamá estiverem concluídas.

A capacidade estática de armazenamento do terminal de Barcarena é de cerca de 150 mil toneladas, ou seja, aproximadamente duas embarcações das maiores possíveis de se receber no terminal.

3.2.2. Integração intermodal

É de suma importância para a boa operação de um terminal como o TERFRON seja acessível pelos mais diferentes modais.



Por vias fluviais chegam as barcaças provenientes do norte do estado do Mato Grosso, navegando pelos rios Tapajós e Amazonas. Essas barcaças provêm, como já citado anteriormente, do terminal de transbordo de Miritituba, acessado por via terrestre através da BR-163, que liga o norte do Mato Grosso à estação de transbordo.

Quanto ao modal rodoviário, além do complexo ser acessível em Miritituba pela BR-163, uma extensa rodovia de quase 3500 quilômetros que liga o município de Tenente Portela, no Rio Grande do Sul a Santarém, no Pará, também é possível chegar diretamente a Barcarena pela rodovia PA-483, oficialmente chamada de Alça Viária do Pará, um complexo de 74 quilômetros de rodovias e mais 4,5 quilômetros de pontes que ligam a Região Metropolitana de Belém ao interior paraense. A PA-483 começa na BR-316, em Marituba e termina em Barcarena, permitindo acessar as rodovias PA-475 e PA-150 rumo ao sudeste paraense.

Na Figura 15, tem-se em destaque as rodovias mencionadas.

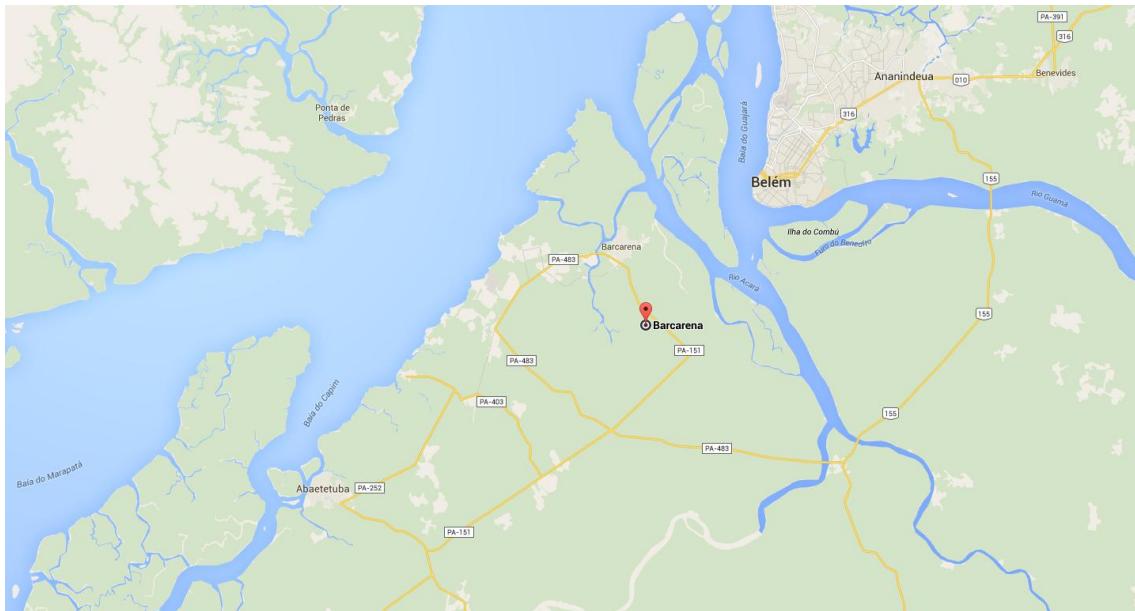


Figura 15: Rodovias que acessam o município de Barcarena/PA

No que diz respeito ao modal ferroviário, até o momento não há nenhuma ferrovia que chegue a Barcarena; contudo, prevendo o desenvolvimento e as necessidades da região para o futuro, o governo federal já previu no Plano de Investimentos em Logísticas (PIL) a construção de um trecho ferroviário ligando os municípios de Açailândia, no Maranhão, e Barcarena com um total de 457 quilômetros. Até o dia 29 de julho de 2014,



data limite para o recebimento de requerimentos de autorização referentes à elaboração de estudos deste trecho ferroviário, o governo recebeu 14 propostas de estudo de diferentes grupos. A realização destes estudos é o primeiro passo para que, numa fase posterior, ocorra o processo licitatório. É importante que existam muitos grupos interessados nesses estudos, pois se trata de potenciais candidatos à participação nas futuras licitações.

É possível também acessar Barcarena por via aérea. Há um aeródromo particular, com uma única pista de pouso, insuficiente para o transporte de cargas em aeronaves de grande porte, de propriedade da Companhia Docas do Pará (CDP) localizado dentro do Porto de Vila do Conde. A pista possui dimensões de 810 m x 20 m, e sua pavimentação é asfáltica. Nela pousam e decolam aeronaves de pequeno porte, destinadas ao transporte de passageiros e cargas particulares. A operação desse aeródromo não se dá de forma regular, uma vez que não há voos regulares destinados a Barcarena. Quando da implantação do empreendimento, o aeroporto encontrava-se interditado.

3.2.3. Previsão de operação do empreendimento

Em 2014 foram exportados 2 milhões de toneladas de grãos por este novo complexo. Operando com sua capacidade máxima, já em 2015, a Bunge prevê que sejam exportados até 4 milhões de toneladas, o que corresponde a cerca de 10% de tudo o que é exportado pela região norte através de outras rotas, como a viagem de caminhão por toda a extensão da BR-163 até os portos do Pará. Atingindo esse valor, o complexo ficará atrás somente do Terminal de Granéis do Guarujá (TGG), responsável pela exportação de 8 milhões de toneladas anuais.

Quanto aos grãos que serão exportados pelo complexo operando com capacidade total, será dada prioridade à soja ao longo de todo o primeiro semestre de cada ano, abrindo-se uma janela para a exportação de milho no final do ano, quando o Brasil colhe sua segunda safra do cereal.



3.3. Impactos ambientais e socioeconômicos do empreendimento

3.3.1. *Impactos ambientais*

Atividades de implantação de portos acarretam impactos ambientais significativos e por isso é necessário que o empreendedor gerencie adequadamente os recursos naturais da região, principalmente os renováveis, para que assim os impactos negativos sejam minimizados e os positivos maximizados.

Os recursos naturais incluem a fauna e a flora aquática e terrestre, o solo, a água superficial e aquíferos subterrâneos; estes recursos são os responsáveis pela criação e manutenção dos ciclos de vida e, caso sejam mal aproveitados, não poderão ser aproveitados de melhor maneira possível.

Portanto, é necessária a redução dos danos ambientais provenientes da implantação de empreendimentos de grande porte. Essa redução de danos se dá através da implantação de todas as medidas a serem adotadas a fim de preservar e conservar o meio ambiente. Deve-se ter sempre em mente que medidas preventivas são mais efetivas e menos onerosas financeiramente do que medidas posteriores de remediação.

Através da elaboração do Estudo de Impactos Ambientais (EIA) e do Relatório de Impacto Ambiental (RIMA), busca-se mapear os impactos causados pela implantação do empreendimento.

Os principais pontos mapeados e tratados nestes documentos dizem respeito aos seguintes tópicos:

- alteração nos processos de erosão, transporte e sedimentação;
- alteração na flora e fauna da região;
- qualidade do ar;
- qualidade da água;
- nível de pressão sonora (ruído);
- população e mão de obra;
- impactos urbanos;
- alteração no uso do solo para implantação do empreendimento;
- riscos de acidentes de trabalho e à saúde dos trabalhados do terminal;



- proliferação de vetores e riscos à saúde da população do entorno; e
- sistemas de transportes.

Feito esse mapeamento, foram estabelecidos planos e programas propostos para o empreendimento em todas as suas fases, sendo eles:

- programa de observação das condições climáticas;
- plano de controle de impactos geológicos e geomorfológicos;
- programa de controle do uso do solo pelo empreendimento;
- programa de monitoramento da qualidade da água e dos sedimentos;
- programa de tratamento de esgotos sanitários;
- programa de monitoramento da qualidade do ar;
- programa de monitoramento da pressão sonora (ruídos);
- programa de ação conjunto com autoridades municipais, estaduais e federais;
- plano de emergência para riscos de acidentes ambientais;
- programa de monitoramento da fauna aquática;
- programa de manejo e de conservação da fauna e da flora terrestre e estabelecimento de faixa de proteção ambiental;
- estudo das flutuações temporais da regeneração natural de populações vegetais;
- estudo da sincronia e assincronia de florescimento de indivíduos em populações vegetais;
- estudo da entomofauna local com ênfase nos insetos e pragas de grãos armazenados;
- estudos dos insetos vetores de doenças e dos reservatórios silvestres na área do empreendimento;
- estudo das alterações ambientais na área do porto graneleiro pelo monitoramento de três espécies de animais;
- programa de paisagismo e de recuperação da vegetação nativa;
- programa de comunicação social;
- programa de controle de migrações internas para a área;
- programa de saúde pública;



- programa de acompanhamento das obras;
- programa de capacitação técnica;
- programa de educação ambiental;
- programa de implementação do sistema de gestão ambiental; e
- plano de gerenciamento de resíduos sólidos.

Nota-se que houve, durante o planejamento do empreendimento, uma grande, necessária e adequada preocupação com todos os aspectos ambientais e urbanos inerentes à implantação de uma obra desse porte.

3.3.2. Impactos socioeconômicos

Quanto aos impactos socioeconômicos, não há um estudo próprio para este tema que seja obrigatório para que a implementação do empreendimento seja autorizada. Apesar disso, há um documento chamado de Plano Mestre, elaborado pela Secretaria de Portos da Presidência da República (SEP/PR) para todo o Porto de Vila do Conde, e não somente o TERFRON, que aborda alguns aspectos relativos aos impactos socioeconômicos.

Como impactos socioeconômicos gerados pela implementação de um empreendimento deste porte numa região como essa podem ser citados:

- geração de empregos durante a fase de construção do empreendimento e principalmente durante sua fase de operação;
- aumento da densidade demográfica, fruto da migração de pessoas que vêm à cidade em busca de novas e melhores oportunidades de trabalho;
- alterações no tráfego local que podem alterar a dinâmica social da região em questão;
- danos à infraestrutura já existente na região caso não sejam realizadas obras de adequações (como exemplo podem ser citados os danos causados por caminhões muito pesados ao asfalto de ruas e estradas inadequadas para recebê-los);
- melhoria nas condições de vida, medida através de indicadores como o IDH, a renda per capita, entre outros;



- possibilidade de novas carreiras, principalmente àqueles que ingressaram mais recentemente no mercado de trabalho, não somente pela criação de novas vagas, mas também pela criação de centros educacionais nessas regiões que visam à capacitação de profissionais que possam trabalhar adequadamente no terminal, tanto em funções operacionais quanto em funções administrativas;
- maior movimentação da economia local, motivada por diversos fatores como o aumento de pessoas circulando pela cidade (motoristas de caminhões, migrantes, profissionais que ficam temporariamente na cidade a fim de executar determinadas atividades relacionadas à existência do terminal no local); e
- aumento dos índices de violência gerado por processos de expansão demográfica intensos e mal planejados.



4. PRINCÍPIOS DA CONCEPÇÃO DE OBRAS PORTUÁRIAS

Neste capítulo serão apresentados aspectos relativos a concepção de obras portuárias sob o ponto de vista estrutural e construtivo. Serão expostos também os estudos necessários para a primeira alternativa de modulação estrutural, que leva em consideração tanto seus elementos constituintes, como seu método construtivo. Esse estudo preliminar é fundamental já que dá forma inicial ao projeto, base para seu desenvolvimento.

As alternativas de modulação do arranjo estrutural de obras portuárias são concebidas levando-se em consideração os seguintes conjuntos de fatores que caracterizam a estrutura:

1 - A sua vocação (terminal de contêineres, granéis sólidos, granéis líquidos, veículos, entre outras, como embarcações especiais como submarinos ou obras de apoio à plataforma de petróleo);

2 - A solução de fundação escolhida pela geotecnica, através dos resultados da batimetria/topografia e das sondagens;

3 - Os tipos de embarcações (navio máximo e mínimo) que serão operados;

4 - As cargas atuantes na estrutura (permanentes, variáveis, ações ambientais e de construção);

A batimetria/topografia é responsável por fornecer as curvas de nível da região costeira e permitir dessa forma, maior conhecimento para o estudo da implantação da obra portuária (píer e retroárea). A partir desses resultados, é possível determinar o calado disponível que o local suporta naturalmente. O calado disponível depende das condições do fundo do canal, geralmente é calculado como a profundidade mínima do canal no período de baixa maré (calado total) subtraída de 1,0m desse nível, que é a folga mínima necessária adotada (conhecido como pé de piloto, ou, *under keel clearance*) entre o fundo do canal e a quilha do navio, ou seja, sua extremidade inferior. Caso o calado disponível não atenda o calado das embarcações de operação, ou se afasta o píer da linha costeira ou se prevê obras de dragagem na região.

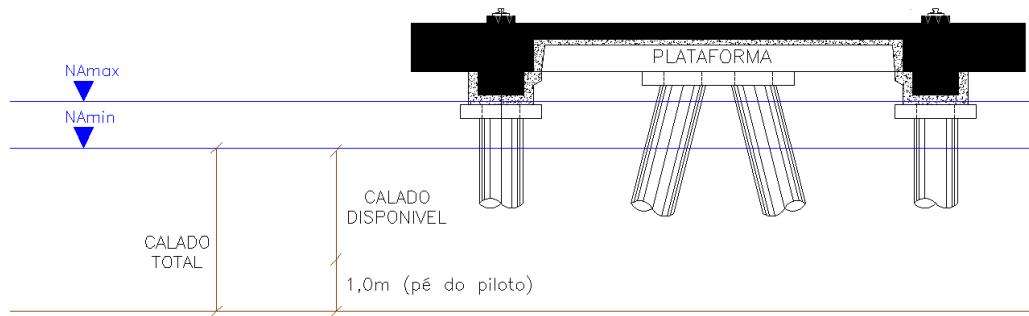


Figura 16: Calado disponível

Além da topografia, é essencial que se tenha pleno conhecimento das condições geotécnicas da região, através de ensaios de campo (sondagens, CPTU's, Vane Test, etc), para se escolher a solução de fundação mais adequada entre as que atendam os critérios de calado, método construtivo e geotecnia local. Após a escolha da solução de fundação é possível determinar a sua capacidade de carga, que é o primeiro parâmetro fundamental responsável por definir inicialmente a modulação da estrutura, sendo que os aspectos associados às rigidezes horizontal e vertical do sistema resultante serão analisados num passo seguinte.

Outra característica que define o tipo estrutural de obras portuárias é a sua vocação, pois é a partir dela que se determina as diferentes combinações críticas de carregamentos que solicitarão a estrutura. Esses carregamentos são de acordo com as embarcações previstas em operação, as cargas variáveis ou permanentes atuantes na estrutura e condições ambientais do local e o método construtivo empregado.

Basicamente, todos esses fatores são analisados, calculados e determinados para em seguida definir uma alternativa de modulação e disposição geométrica das estacas (vertical e inclinada) inicial. Com base nesse primeiro arranjo estrutural são feitos cálculos mais refinados com auxílio de modelagem computacional e, adequando-o de forma iterativa, chega-se a uma configuração ideal de projeto.

A fim de ilustrar a complexidade desse estudo preliminar, serão analisados a seguir como foram concebidas as modulações iniciais do píer de atracação de barcaças do terminal de granéis sólidos estudado.



4.1. Concepção do píer de atracação de barcaças

Uma obra portuária começa com a escolha de sua fundação a partir da análise dos dados fornecidos pelos perfis geológicos e da batimetria e topografia da região. A alternativa de arranjo estrutural composta por estacas verticais intercaladas por estacas inclinadas em duas direções ao longo do píer é uma solução usualmente adotada em projetos de obra em mar e foi a escolhida para o píer estudado.

Essa alternativa de arranjo estrutural é usualmente escolhida, pois diminui deslocabilidade do píer na ocasião da atracação, amarração das barcaças e ações ambientais não favoráveis, por causa de sua maior rigidez na horizontal proveniente do sistema resistente formado pelos cavaletes de estacas inclinadas. Contudo, vale lembrar que em regiões sísmicas, esses cavaletes são evitados, pois se prefere, nessas condições, que a estrutura tenha maior deslocabilidade horizontal, de tal que seja capaz de dissipar uma parcela maior da energia proveniente do sismo, minimizando assim os impactos gerados pelo sismo que podem ocasionar significativos esforços devido à rigidez na estrutura.



Figura 17: Píer de atracação das barcaças TERFRON

As estacas em obras portuárias são, mais comumente, cravadas com bate-estacas transportadas por flutuantes, plataformas (*Jack-up*), ou *Cantraveller*, com auxílio de guia articulada na base para correta orientação na cravação, principalmente no caso das inclinadas. Prefere-se inicialmente estacas de concreto, pois têm menor custo em relação às metálicas (em geral, 60% do custo) além de apresentarem resistência de ponta. Contudo, é



importante lembrar que em camadas de areia muito compactas, as estacas metálicas são mais adequadas pela maior facilidade na cravação e pelo maior risco de rompimento das estacas de concreto, devido à onda de tração no final da cravação (apresentam alto valor de repique), além do fato de que as estacas de concreto apresentam um quadro de fissuração excessiva, que diminui sua durabilidade.

Para o píer de barcaças estudado, as estacas escolhidas são pretendidas de concreto com diâmetro de 80 cm e parede de 15 cm com carga característica de 260 tf, estudos geotécnicos mais aprofundados podem ser observados em outro capítulo. As estacas serão produzidas e pretendidas no canteiro de pré-moldados na obra, garantindo dessa forma menor distância de transporte até o local de cravação. A protensão das estacas tem duas principais finalidades: a resistência aos esforços de flexão tanto durante seu transporte e posicionamento para cravação como também para garantia de sua resistência na ruptura - exceto na ligação entre a infraestrutura e a superestrutura - e melhoria da durabilidade.

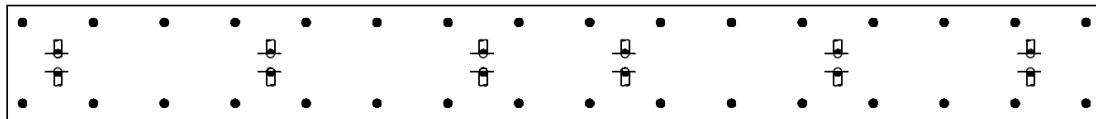
Além do parâmetro geotécnico, outro ponto importante para a definição do arranjo estrutural da obra é a adequação da estrutura com os principais carregamentos atuantes. No caso do píer de atracação de barcaças analisado, o equipamento descarregador foi uma carga preponderante para a escolha de uma estrutura estaqueada interligada por viga longitudinal. Já que a viga longitudinal, onde será apoiado o descarregador, é a principal responsável por transferir as cargas provenientes deste para às fundações.

Após definido o arranjo estrutural da obra, pode-se começar a estudar a sua disposição geométrica. Uma primeira medida já é delimitada: a largura da plataforma, isso porque a distância entre os trilhos depende das dimensões do próprio descarregador, ou seja, depende da bitola do equipamento descarregador. Já em relação a distância dos vãos longitudinais, é preciso inicialmente conhecer as demais cargas atuantes na estrutura, pois são elas que definirão a quantidade e espaçamento máximo das estacas verticais e dos conjuntos de estacas inclinadas que darão base para a definição dos outros elementos constituintes. As estacas verticais são responsáveis por transmitir ao solo as cargas verticais, já o conjunto de estacas inclinadas de duas direções é



considerado como um sistema resistente principalmente às forças horizontais, mas que também participa do equilíbrio das ações verticais.

PLANTA



—● Estaca inclinada

● Estaca vertical

Figura 18: Planta de locação das estacas verticais e inclinadas

Inicialmente, para uma primeira estimativa da quantidade de estacas verticais e seu espaçamento, serão consideradas apenas as cargas verticais, permanentes e variáveis. Como se trata de uma plataforma para descarregamento de granéis sólidos de barcaças, as cargas verticais consideradas serão o peso próprio do píer, o peso do equipamento descarregador e uma sobrecarga adotada, que pode ser tanto estabelecida por norma como por definição do operador portuário. Como ainda não se sabe a modulação real da estrutura, serão feitas certas estimativas para encontrar o valor da carga devido ao seu peso próprio, como espessura média de concreto do píer e peso específico do concreto (as estimativas agora feitas serão refinadas e recalculadas mais tarde, já que, como dito anteriormente, trata-se de um processo iterativo).

De acordo com os parâmetros de projeto definidos e valores adotados, temos:

Tabela 6: Tabela de parâmetros de projeto

Peso próprio da estrutura		
peso específico do concreto	2,5	(tf/m ³)
espessura média de concreto	0,65	(m)
Sobrecarga		
sobrecarga sobre a plataforma operacional do píer (fora do pórtico)	3,0	(tf/m ²)
sobrecarga sobre a plataforma operacional do píer (abaixo do pórtico)	1,5	(tf/m ²)
Equipamento descarregador		
carga máxima por roda do equipamento de descarga	30,0	(tf)
quantidade de rodas por truck	4	(qtd)
espaçamento entre rodas	1,20	(m)
espaçamento entre trucks	15,09	(m)



Vale ressaltar que, de acordo com a norma NBR 9782 – Ações em estruturas portuárias, marítimas e fluviais (que hoje não está mais em vigor), pode-se considerar uma redução de 40% da sobrecarga na área compreendida entre o trilho externo e o paramento do píer (na região de laje em balanço no caso), não sendo, porém, considerado valor inferior a $1,0\text{tf}/\text{m}^2$. Esse coeficiente considera que a área em questão não é usualmente utilizada durante a operação portuária, há também uma consideração semelhante na norma ROM. Dessa forma, a sobrecarga considerada nessa região será de $1,2\text{tf}/\text{m}^2$.

Para determinar os carregamentos verticais atuantes nas estacas verticais, considerou-se uma seção transversal típica em pórtico e adotou-se como área de influência para cada estaca vertical uma largura transversal de valor a metade da largura total do píer em um metro de comprimento na longitudinal ($L_w=1,0\text{m}$). Sendo a largura total do píer de $11,30\text{m}$, a largura influente em cada estaca vertical será de $5,65\text{m}$. Dessa forma, temos os seguintes carregamentos ilustrados abaixo:

Seção Transversal – Carregamentos verticais

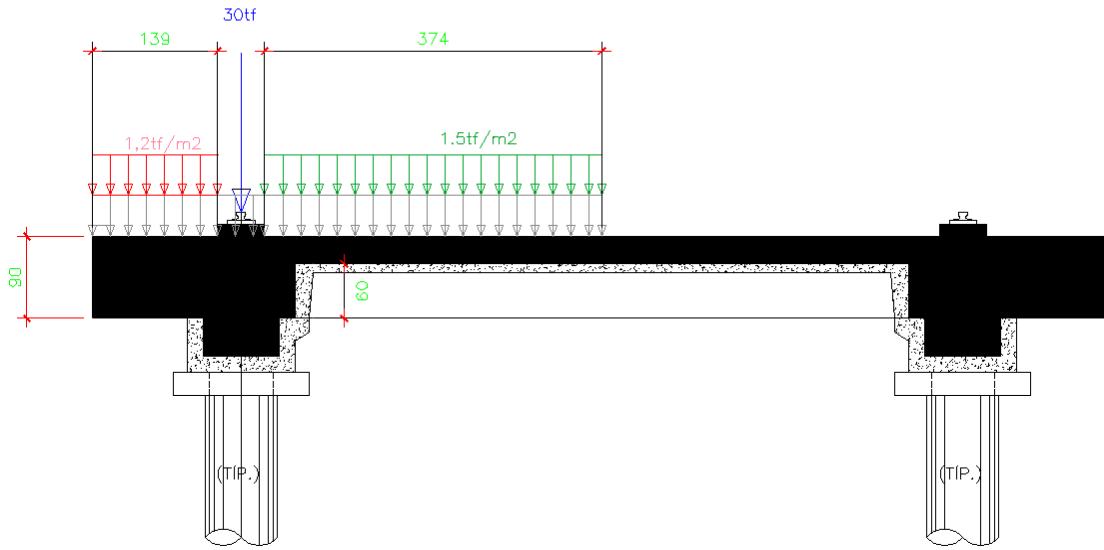


Figura 19: Seção transversal com carregamentos verticais para as estacas verticais

Peso próprio:

$$g_k = 0,65 \text{ m} * 2,5 \frac{\text{tf}}{\text{m}^3} * 5,65\text{m} \rightarrow g_k = 9,2 \text{ tf/m}$$



Sobre carga:

Fora do descarregador

$$q_{k_1} = 1,2 \frac{tf}{m^2} * 1,39 m \rightarrow q_{k_1} = 1,7 \text{ tf/m}$$

Abaixo do descarregador

$$q_{k_2} = 1,5 \frac{tf}{m^2} * 3,74 m \rightarrow q_{k_2} = 5,6 \text{ tf/m}$$

Equipamento descarregador:

$$q_{k_3} = 30 \text{ tf em cada roda}$$

O cálculo para encontrar a carga linear devido ao peso do descarregador baseia-se no que diz a Teoria das Estruturas. De acordo a Teoria das Estruturas, ou Mecânica das Estruturas, e a Teoria das Barras, cargas pontuais se distribuem à estrutura no eixo médio da peça (no caso, da viga longitudinal), segundo uma região de influência da carga que depende de sua espessura. Adotou-se um ângulo de abertura de 45°. O detalhe do trilho, da peça estrutural e do descarregador pode ser visto nos desenhos abaixo:

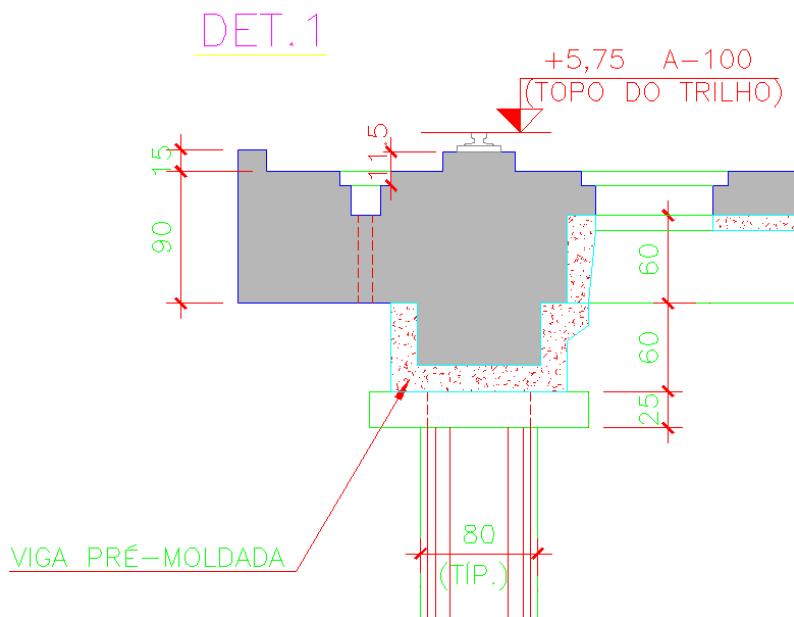


Figura 20: Detalhe das dimensões do trilho e da viga longitudinal

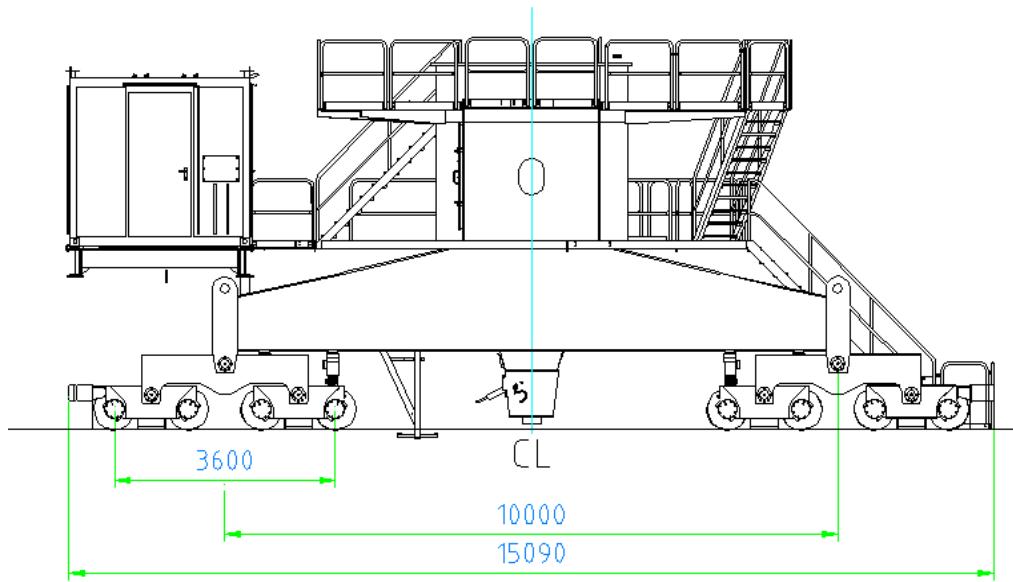


Figura 21: Descarregador Siwertell ST790M

Dessa forma, as forças aplicadas em cada roda do descarregador serão transmitidas à viga do trilho como representado na figura a seguir:

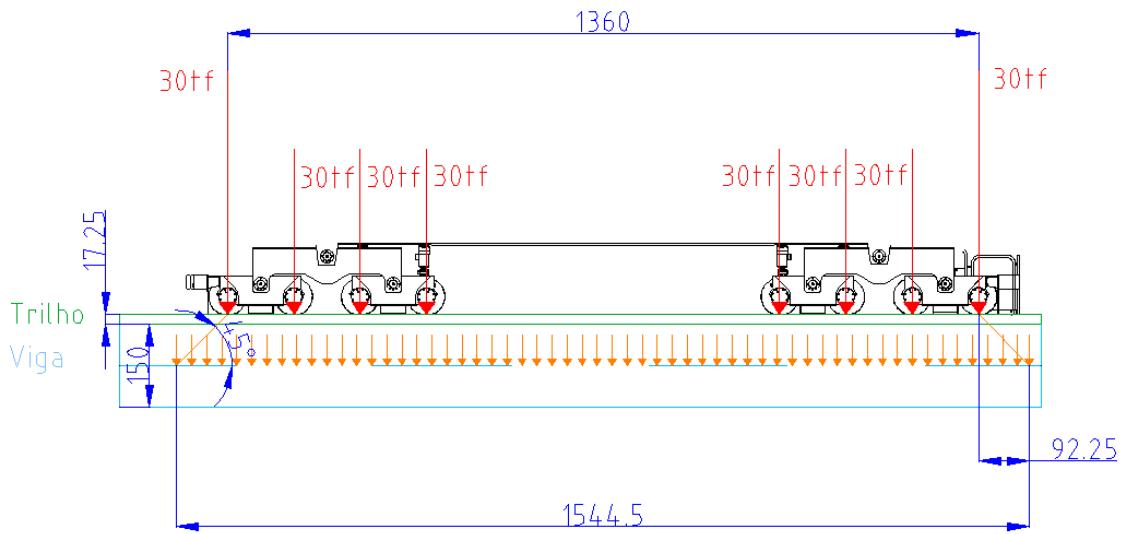


Figura 22: Transmissão à peça estrutural das cargas provenientes do descarregador

Portanto, a carga distribuída no centro de gravidade da viga do trilho proveniente do peso do descarregador seria:

$$P_m = \frac{\Sigma P}{L_m} = \frac{8 * 30tf}{15,445m} = 15,5 \text{ tf/m}$$



É interessante notar que em obras portuárias, diferentemente de outras obras de arte, as cargas permanentes devido ao peso próprio da estrutura normalmente são menos significativas que as variáveis. Esta diferença é ainda mais explícita quando as ações horizontais forem estudadas.

Considerando uma combinação última dos carregamentos verticais, a resistência característica normal que a estrutura estaqueada deverá suportar será de 33,3 tf/m.

$$R_d = 1,35 * g_k + 1,5 * q_k = 1,35 * 9,2 + 1,5 * (1,7 + 5,6 + 15,5) \rightarrow \\ \rightarrow R_d = 46,6 \text{ tf/m}$$

$$R_k = \frac{R_d}{1,4} = \frac{46,6}{1,4} \rightarrow R_k = 33,3 \text{ tf/m}$$

Pelos estudos geotécnicos que podem ser observados no capítulo 6, a capacidade de carga geotécnica de compressão da estaca vertical é de 520tf. Considerando um fator de segurança igual a 2 para resistência característica (ou carga de trabalho) das estacas, definida pela NBR 6122 - Projeto e execução de fundações, o espaçamento máximo entre estacas verticais já pode ser calculado. Considerou-se um fator de majoração de 1,15 para a ação vertical que considera os efeitos de continuidade e o comportamento da estrutura sobre apoios elásticos.

Resistência característica à compressão da estaca:

$$R_{k,estaca} = \frac{520 \text{ tf}}{2} \rightarrow R_{k,estaca} = 260 \text{ tf}$$

Espaçamento máximo entre estacas verticais:

$$e \leq \frac{260 \text{ tf}}{1,15 * R_k} = \frac{260 \text{ tf}}{1,15 * 33,3} \rightarrow e \leq 6,8 \text{ m} \rightarrow e_{adotado} = 7,0 \text{ m}$$

Na modulação final da estrutura proposto pela projetista, o espaçamento entre as estacas verticais também foi definido como 7,0m.



Definido o espaçamento entre as estacas verticais, pode-se definir também a distribuição geométrica dos cavaletes de estacas inclinadas, já que estes estarão posicionados de forma intercalada a elas. Posiciona-se normalmente os cavaletes de forma intercalada para facilitar a execução ao se evitar que as estacas inclinadas encontrem as estacas verticais em qualquer profundidade. Como dito anteriormente, o conjunto de estacas inclinadas é considerado como um sistema resistente principalmente às forças horizontais mas que também participa do equilíbrio das ações verticais. Dessa forma, seu espaçamento é em função da capacidade de carga geotécnica das estacas a tração e a compressão.

Após definir o posicionamento dos cavaletes, é necessário verificar se a quantidade de estacas inclinadas é suficiente para resistir os esforços horizontais atuantes na estrutura. Para verificar essa condição, simplifica-se a estrutura de forma a poder utilizar o processo de Courbon, já que se considera que a rigidez horizontal da plataforma tende a infinito. Com essa simplificação é possível determinar as equações das linhas de influência e assim, encontrar as reações horizontais máximas que cada cavalete deverá suportar, analisando a estrutura com as diversas combinações de cargas horizontais e verticais.

Como cada sistema composto pelas estacas inclinadas possui a mesma rigidez, a equação da linha influência pode ser simplificada como mostrado abaixo:

$$r_{ij} = I_i * \left[\frac{1}{\sum I_i} + \frac{e_i * e_j}{\sum (I_i e_i^2)} \right] = \frac{1}{n^{\circ} \text{ de cavaletes}} + \frac{e_i * e_j}{\sum (e_i^2)}$$

PROCESSO DE COURBON

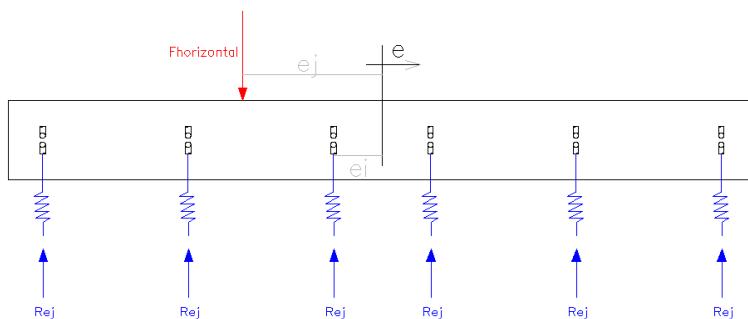


Figura 23: Modelo para o cálculo de linhas de influências pelo processo de Courbon



Sendo e_i as distâncias dos conjuntos de estacas inclinadas em relação ao centro elástico horizontal da plataforma, e e_j as distâncias das cargas aplicadas também ao centro elástico. Como a plataforma foi definida simetricamente e se considera que os cavaletes apresentam mesma rigidez, o centro elástico da plataforma é o seu centro geométrico. As forças horizontais assim como seus pontos de aplicação foram melhor abordados em outro capítulo.

Sabendo as forças horizontais máximas que o conjunto de cavalete deverá suportar combinadas com as forças verticais atuantes, é possível determinar qual deverá ser a resistência geotécnica de tração e compressão que cada estaca inclinada deverá apresentar. Como foi definida a configuração do sistema de duas estacas inclinadas, a relação de forças pode ser decomposta da seguinte forma:

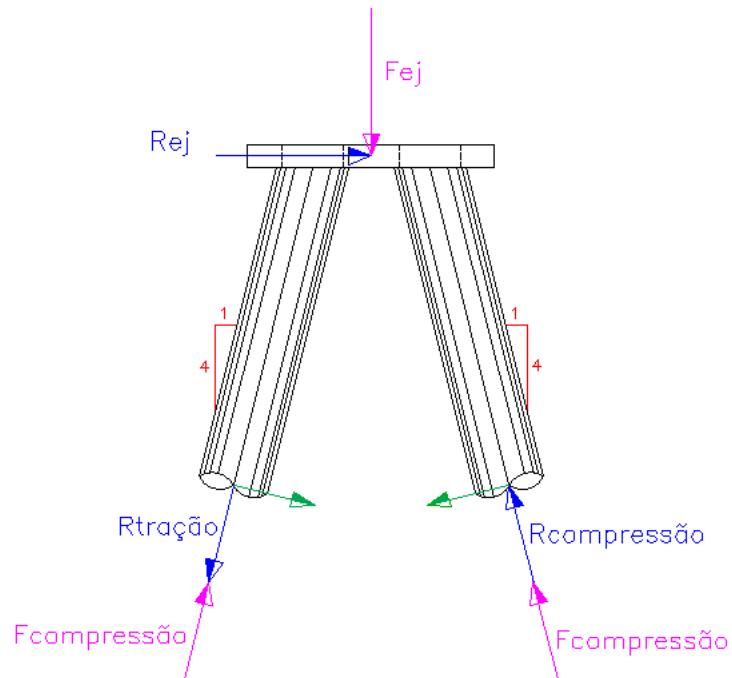


Figura 24: Decomposição das forças atuantes nos cavaletes de estacas inclinadas

$$R_{\text{tração/compressão}} = \frac{R_{ej}}{2} * \frac{1}{\sqrt{4^2 + 1^2}} = \frac{R_{ej}}{2 * \sqrt{17}}$$

$$F_{\text{compressão}} = \frac{F_{ej}}{2} * \frac{4}{\sqrt{4^2 + 1^2}} = \frac{2 * F_{ej}}{\sqrt{17}}$$



Após a definição da disposição geométrica das estacas verticais e inclinadas, pode-se prosseguir com a determinação da disposição dos outros componentes que comporão o píer. Visando maior facilidade e rapidez na execução, definiu-se que a estrutura da plataforma será composta por pré-moldados que serão solidarizados com concreto moldado “in loco”. Essa alternativa é bastante utilizada em obras em mar, pois além de diminuir a quantidade de concreto fresco que deverá ser transportado até o local da obra, há maior controle na produção das peças estruturais e redução de tempo de execução da obra.

Por se tratar, então, de peças pré-moldadas que serão montadas e solidarizadas, para o cálculo estrutural dessas peças, a sequência executiva de construção e de montagem deve ser necessariamente analisada e levada em consideração. Deve-se ter em mente que geralmente em obras de grande porte, nem sempre a situação mais crítica para uma peça estrutural ocorre durante sua fase de operação. As fases de transporte e as etapas construtivas da estrutura (fases de descontinuidade e continuidade, carregamentos de construção) devem ser analisadas, pois podem apresentar esforços solicitantes mais críticos.

A estrutura da plataforma estudada pode ser analisada na figura abaixo que apresenta o método construtivo do píer. A figura foi retirada de um desenho emitido pela projetista à construtora, emitir desenhos referentes a métodos construtivos não é uma atividade frequente entre os projetistas do mercado, porém, como a correta execução e montagem de plataformas compostas por pré-moldados é imprescindível para o desempenho da estrutura como um todo, a projetista da obra em questão preferiu emitir tal desenho a fim de melhor guiar a construtora.

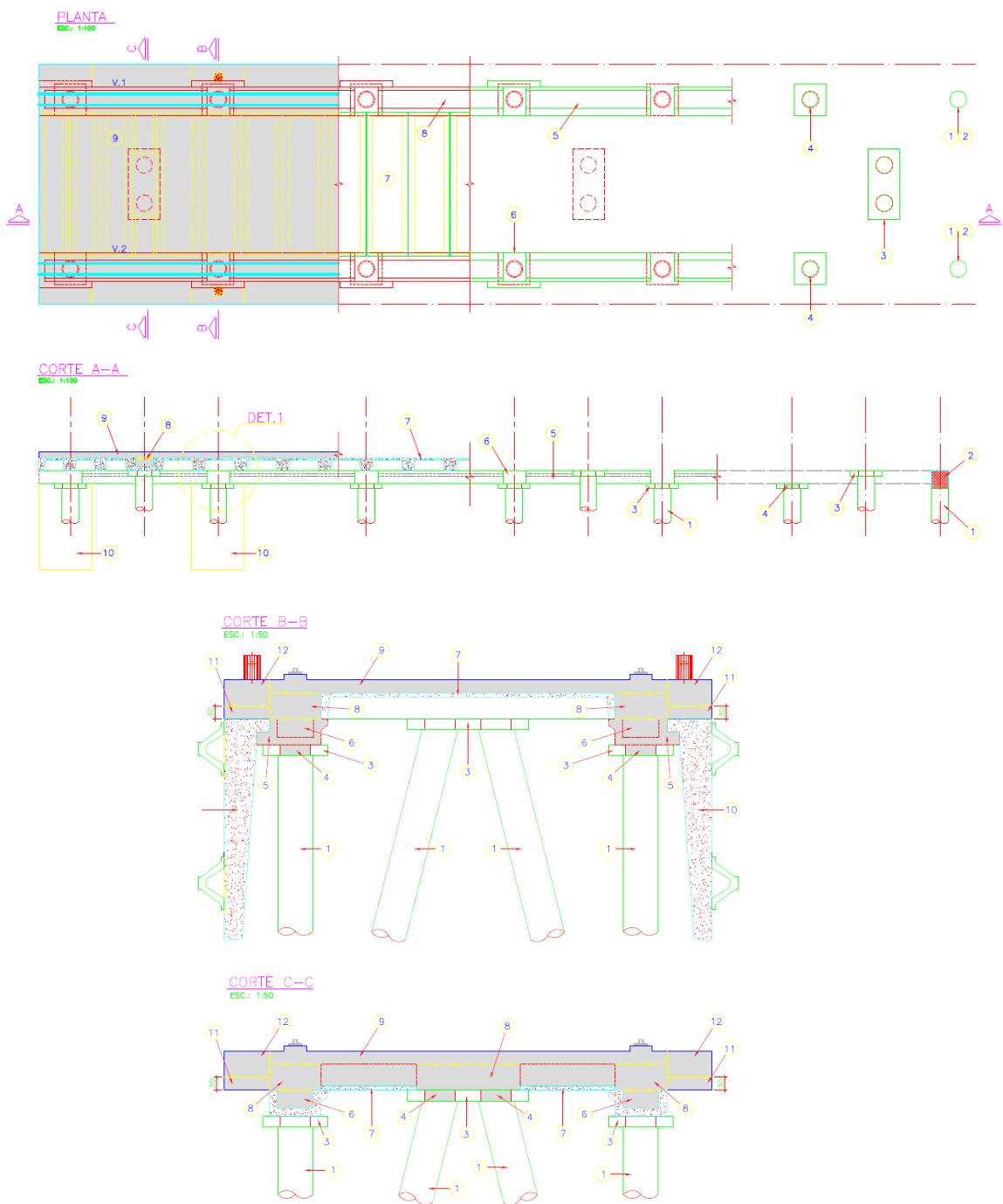


Figura 25: Método Construtivo do píer TERFRON

A seguir, será detalhada a sequência executiva apresentada na figura acima e serão comentadas as principais questões referentes ao dimensionamento das peças e seu método construtivo. Todas essas etapas são responsáveis por tornar a estrutura inicialmente descontinua do píer em uma estrutura monolítica estaqueada final que deverá resistir às diferentes combinações de esforços definidos em projeto.



4.1.1. Cravação das estacas

A primeira fase da execução é a cravação das estacas. Elas são transportadas até o local de sua cravação por boias e são cravadas com bate-estaca transportado por flutuantes. Para correta orientação durante a cravação, principalmente no caso das estacas inclinadas, o bate-estaca possui auxílio de uma guia articulada na base. Além disso, o flutuante deve ser fixado na posição de cravação de cada estaca, essa fixação pode ser realizada através da ancoragem ou do uso de poitas que, ao serem preenchidos com agua, aumentam sua estabilidade.



Figura 26: Cravação de estacas com bate-estaca com guia articulada na base transportada por flutuante
Porto de Itapoá



Figura 27: Estacas pretendidas transportadas ao local de cravação por boias – Porto de Itapoá

Outro ponto importante que deve ser analisado para a etapa de cravação de estacas é a sua sequência executiva. Dado que o deslocamento do flutuante não é preciso, pois depende das condições ambientais, os



espaçamentos entre as estacas não são geralmente muito grandes e há linhas de cavaletes compostos por estacas inclinadas, é necessário um estudo prévio da sequência de cravação das estacas, o qual deve prever possíveis interferências e dessa forma, visar sua otimização.

4.1.2. Demolição das estacas até a cota de arrasamento

A segunda etapa é a demolição das estacas até a cota de arrasamento estabelecida pelo projeto, preservando a armadura da mesma e regularizando a superfície da estaca. Nesta etapa deve-se prever também a realização de ensaios de capacidade de carga das estacas, que podem ser tanto estáticas como dinâmicas.



Figura 28: Prova de carga estática do píer, estaca EPC01

4.1.3. Montagem das placas de cabeça nas estacas

Depois da demolição das estacas, é feita a montagem das placas pré-moldadas, também chamadas de “bolachas”, que são apoiadas na cabeça das estacas. Essas servem como apoio para os pré-moldados das vigas. As placas de cabeça, assim como as demais peças pré-moldadas são transportadas por flutuantes e posicionadas com auxílio de guindaste apoiado em uma balsa.

4.1.4. 1^a Fase de concretagem: Concretagem dos furos das placas de cabeça



A primeira fase de concretagem é de preenchimento dos furos das placas de cabeça das estacas, sobre os quais serão apoiadas as vigas pré-moldadas.

4.1.5. Montagem das vigas pré-moldadas

Após a primeira fase de concretagem, é realizado o apoio das vigas pré-moldadas, que são vigas em “u” que serão em seguida preenchidas com concreto moldado “in loco”. Para o dimensionamento dessas vigas como peças pré-moldadas, pode se prever apenas as cargas atuantes durante cada etapa construtiva, esse estudo pode ser visto no capítulo 9. Análise estrutural: estudo do faseamento construtivo.

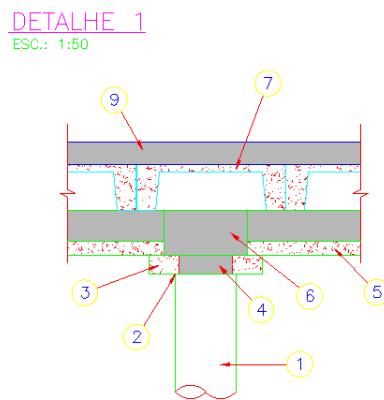


Figura 29: Detalhe do método construtivo do píer, TERFRON



4.1.6. 2^a Fase de concretagem: Concretagem entre vigas pré-moldadas

CORTE 0-0 – 2^a FASE DE CONCRETAGEM
ESC.: 1:25

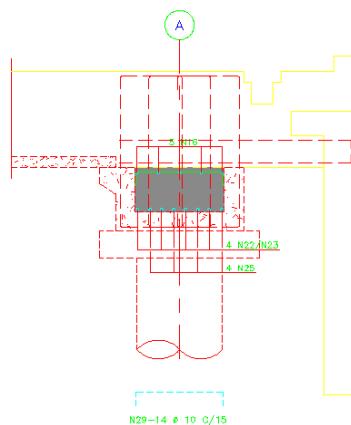


Figura 30: 2^a fase de concretagem, armação do moldado "in loco"

A segunda fase de concretagem é de preenchimento das vigas pré-moldadas em “u”. Como essas vigas longitudinais são responsáveis pela transferência de cargas aplicadas nas lajes para as estacas, para seu dimensionamento como viga longarina após a sua concretagem, deve-se levar em conta a fase final de operação. Dessa forma, deve-se prever desejavelmente e se necessário tanto a adição de armadura positiva, para os maiores esforços de momento fletor positivo causados pelo acréscimo de cargas (aumento do peso próprio e cargas adicionais durante a fase de operação), como a adição de armadura negativa para resistir esforços de momento fletor negativo dado a continuidade da viga, após sua solidarização.

4.1.7. Montagem das lajes pré-moldadas

A sétima etapa é a montagem das lajes pré-moldadas, que são apoiadas nas vigas longitudinais. Essas lajes pré-moldadas possuem formato “pi”, esse formato é geralmente mais utilizado por apresentar geralmente resistência adequada aos esforços solicitantes. Contudo, após cálculos e estudos mais refinados, resolveu-se utilizar laje pré-moldada com formato de viga “calha” apenas para a transferência de cargas às estacas inclinadas pois observou-se que a altura colaborante da viga em “pi” não seria suficiente para resistir aos esforços solicitantes de momento.



Na figura abaixo pode ser observado o lançamento da laje em “pi” pré-moldada por guindaste apoiado em uma balsa. Como também pode ser observado, deve-se prever arranques para posterior solidarização da peça com a estrutura.



Figura 31: Lançamento da laje "pi" pré-moldada, TERFRON

4.1.8. 3^a Fase de concretagem: Concretagem parcial entre as vigas longitudinais

A 3^a fase de concretagem consiste na solidarização das vigas longitudinais com as lajes “pi” e tipo “viga calha” pré-moldadas e das lajes tipo “viga calha” com os cavaletes de estacas inclinadas. Mais uma vez, deve-se dimensionar a estrutura para sua fase mais crítica, levando em consideração todas as suas etapas construtivas.

4.1.9. 4^a Fase de concretagem: Concretagem da laje “in loco”

A 4^a fase de concretagem é a concretagem da laje “in loco”. O concreto fresco é transportado por um comboio de betoneiras e é lançado por bombas ou por caçamba com auxílio de guindaste. A laje deve ser muito bem nivelada e para seu acabamento final utiliza-se normalmente alisadora mecânica, além disso, a cura do concreto deve-se ser controlada já que a laje está totalmente exposta.



Figura 32: Lançamento do concreto com bomba, TERFRON



Figura 33: Cura do concreto com lâmina d'água

4.1.10. *Montagem das defensas*

A décima etapa consiste na montagem dos paramentos das defensas. Eles são inicialmente apenas apoiados em consolo nas vigas pré-moldadas e como pode ser visto na figura abaixo, prevê-se arranques para posterior concretagem e solidarização da peça à estrutura da plataforma.



Figura 34: Lançamento do paramento da defensa

4.1.11. 5^a e 6^a Fase de concretagem: Concretagem do balanço

A 5^a e a 6^a Fase de concretagem consistem na concretagem do balanço que será responsável por engastar o paramento da defensa à estrutura. Dessa forma, é necessário dimensionar a armação necessária para que essa solidarização ocorra, esse detalhamento pode ser observado na figura abaixo.

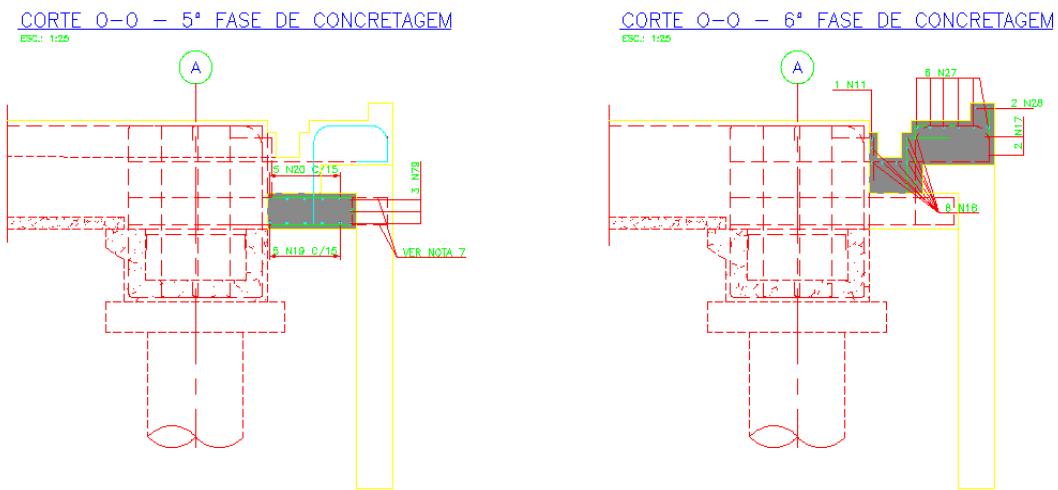


Figura 35: 5^a e 6^a Fase de concretagem: concretagem do balanço, TERFRON

4.2. Riscos de engenharia associados a obras portuárias

As obras portuárias envolvem diversos riscos durante sua execução devido a sua alta complexidade. Apesar de muito detalhadas e planejadas,



alguns fatores podem influir na obra e trazer situações não esperadas. Na fase de projeto encontra-se muitos problemas com a área geotécnica, quando é necessário estimar as propriedades do solo baseado em ensaios de campo e correlações. Contudo, estas podem não ser fiéis à realidade e gerar surpresas em campo que devem ser solucionadas.

Têm-se problemas entre a interação projeto/obra em alguns casos, pois devido à redução de custos ou aceleração da obra para atendimento de prazo, algumas ações são tomadas sem o estudo e avaliação da mesma. Portanto algumas decisões da obra podem ir contra o planejamento do projeto, assim como a falta de conhecimento, capacitação e treinamentos dos envolvidos na execução.

Abaixo foram listado alguns riscos que são comumente observados nas obras "off-shore" e são condicionantes na indução de problemas executivos:

- A execução de fundações no mar, sob a ação de ondas, correntes e vento, facilita o erro de locação na cravação de estacas, que é solução mais comum neste tipo de obra. Com frequência, as medidas corretivas exigem alterações nos elementos pré-moldados da superestrutura com quebras localizadas "in loco", ou eventualmente a sua substituição, além da eventual necessidade de cravação de estacas adicionais.

- Em função da variabilidade do perfil geológico (normalmente obtido através de sondagens executadas a cada 50,00m), a execução de uma estaca é somente referência para a execução da próxima, não se pode e nem se deve esperar o mesmo desempenho na sua cravação, o monitoramento deve ser contínuo, além do projeto ser retroalimentado afim de verificar a validade do perfil geológico adotado.

A cravação de estacas é uma técnica que exige experiência e acompanhamento contínuo do desempenho da operação, sendo aspectos condicionantes:



- Controle dos deslocamentos do flutuante e sua influência na locação, aspecto de menor importância quando do uso de plataforma (jack-up), ou, cantreveller;

- O início da cravação deve ser feito com baixa disponibilização de energia (pequena altura de queda do martelo), crescendo à medida que a resistência a penetração ocorre;

- Quando se atinge a máxima energia prevista, ou por processos semi-empíricos ou por ensaio dinâmico teórico, o controle do efeito cinemático deve ser contínuo (repique elástico) sob o risco de danificar a estaca a tração (critico nas estacas de concreto), sendo que nas estacas metálicas pode ocorrer amassamento da ponta, principalmente quando a camada de contato não é horizontal (maior parte das situações); observar que neste caso quando a estaca é do tipo "Wirth" ou similar, a broca de perfuração em rocha pode não entrar implicando na perda da estaca;

- Cuidado especial na cravação do "negativo" dos cavaletes (estaca cravada com a guia posicionada externamente ao flutuante), que pode desestabilizar o flutuante;

- Nas estacas tipo Wirth, a circulação reversa pode permitir acomodação da camisa na vertical, devendo ser prevista esta situação em camadas de parada da ponta que não são muito compactas;

- A concretagem deste tipo de estacas necessariamente tem que ser continua, qualquer interrupção implica na perda da estaca;

- Atenção à retomada da cravação em estacas emendas, onde o ganho de adesão de curto prazo por "set up" é significativo.

A superestrutura, nas suas primeiras fases, corresponde a montagem de pré-moldados, seguido em cada fase de um trecho moldado "in loco", que garante a estabilidade desta fase. Observando que são montadas armaduras secundárias, qualquer erro na sequência, pode implicar em acidente, para tanto o projeto precisa apresentar método construtivo claro e consistente, no qual também deve ser analisada a interferência entre armaduras. Aspecto fundamental se constitui no contraventamento das estacas na sequência da



cravação com o objetivo de manter sua posição ante a ação de ondas, maré, movimento de outras embarcações, etc.

As armaduras principais do moldado "in loco", exigem os seguintes cuidados:

- Precisão de locação;
- Cuidados na solução de interferências;
- Atenção especial as zonas de emendas, ancoragens, nós de pórticos e alta densidade de armação, onde falhas podem implicar em redução de capacidade no Estado Limite Último;
- Detalhamento especial nas regiões de descontinuidade de formas (caixa de reversão de cabos, tie down, storm pin, batentes, cabeços, quick releases, etc).

Aspecto adicional se refere às obras que tem escoramento das primeiras fases com abraçadeiras nas estacas, que precisam ser dimensionadas para a fase de construção e utilização final do elemento.

Necessário conhecer previamente as cargas relativas ao método construtivo e carregamentos de montagem dos equipamentos, os quais podem ser mais condicionantes que os carregamentos de operação. Exemplo típico é o desembarque dos "shiploaders", trippers, equipamentos para a retroárea, STS, etc.

As obras sismo resistentes, necessitam considerações adicionais, com frequência associadas a critérios de resseguradoras:

- Estudo de risco sísmico associado a sua magnitude e período de retorno;
- Aderência do estudo de risco sísmico à normas locais, ou internacionais reconhecidas;
- Adoção de sismo reduzido para a fase de execução, acordar período de retorno.

Os mesmos comentários valem para tornados e suas consequências, principalmente as alturas de ondas resultantes que podem incidir no fundo das estruturas, carregamento a ser considerado quando da ocorrência.



5. ESTUDO MARÍTIMO

É de suma importância que seja realizado um bom estudo marítimo da região de implantação do empreendimento não só para que a viabilidade do empreendimento em questão seja estudada, assim como para que, comprovada a viabilidade, seja possível adotar parâmetros de projeto que sejam os mais fiéis possíveis à realidade física.

5.1. Regime de marés

Para a determinação da cota de implantação de um píer de atracação, bem como para o posicionamento de elementos componentes dessa estrutura, como, por exemplo, as defensas, é importante que se definam níveis máximos e mínimos de maré. Outro fator também extremamente importante na determinação da cota de implantação do píer é a ação das ondas para um período de retorno de 50 anos.

Por definição dada nos parâmetros de projeto, os níveis máximo e mínimo das marés, nesta região valem, com relação à cota 0 (zero) da topobatimetria:

$$NA_{máx} = 3,34 \text{ m}$$

$$NA_{mín} = 0,15 \text{ m}$$

5.2. Topobatimetria

O levantamento topobatimétrico é necessário para que se definam a posição das bacias de evolução e fundeio, além do berço de atracação, que é onde localiza-se a plataforma operacional. Esse levantamento é também de grande importância na definição da necessidade ou não de dragagem do porto e na quantificação do volume dessa possível dragagem. Além disso, de posse do perfil topobatimétrico, bem como das alturas de projeto da embarcação (pontal, calado máximo, calado mínimo, entre outras), definem-se parâmetros necessários para a determinação das ações que solicitam a estrutura do píer.



Neste terminal, tem-se o levantamento topobatimétrico da Figura 36, a seguir, com uma visão mais ampla da região, e, de maneira mais aproximada, o da Figura 37, em sequência.

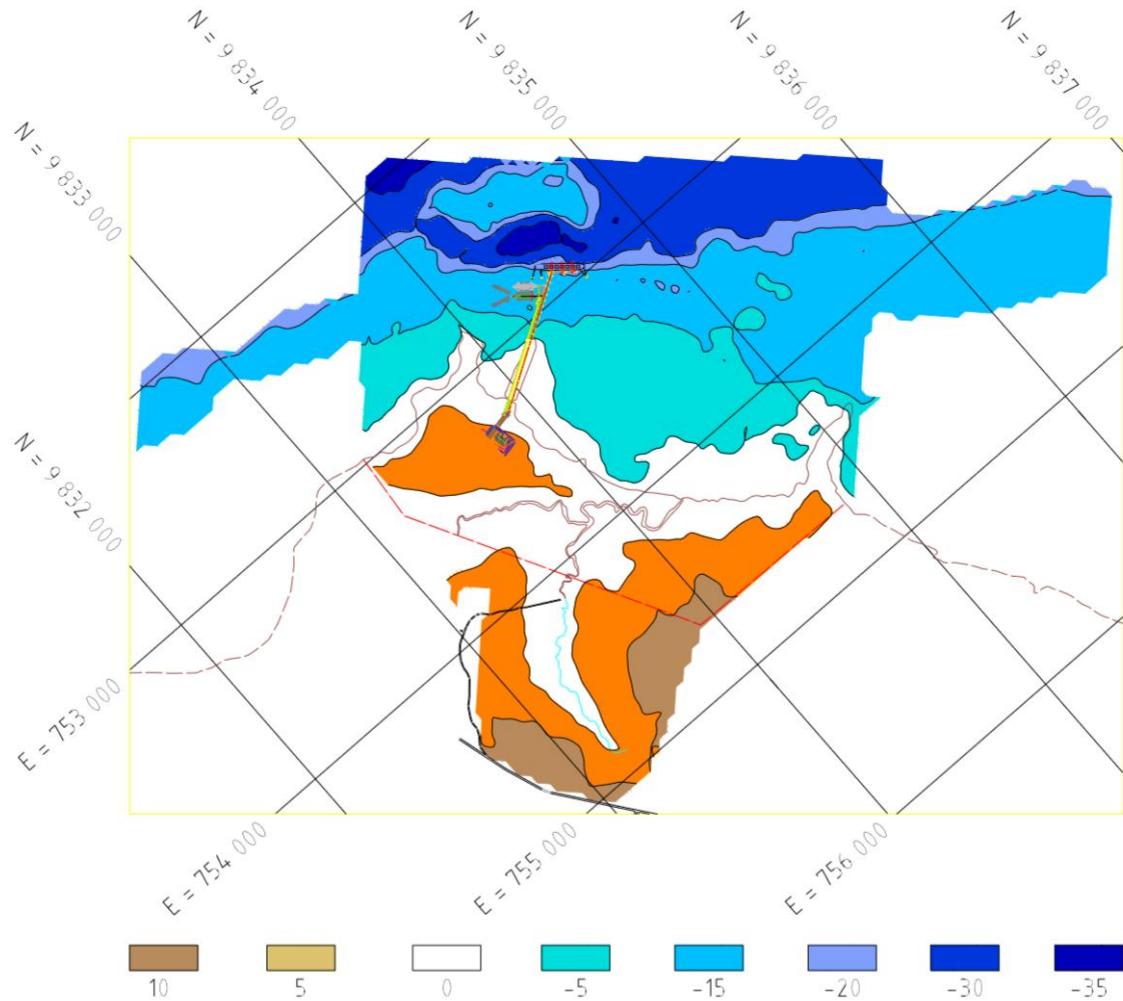


Figura 36: Topobatimetria - visão macro

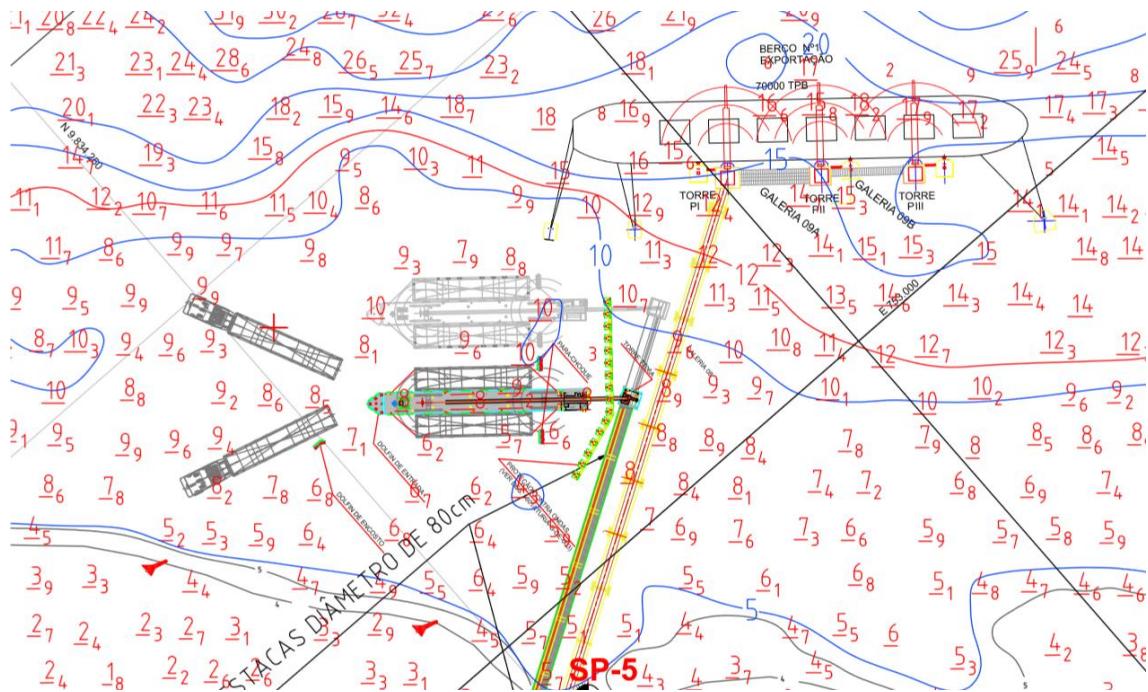


Figura 37: Topobatimetria -visão micro

5.3. Velocidade das correntes

Para estruturas portuárias, deve-se adotar uma velocidade de fluxo das águas com base em medições locais. Em obras portuárias fluviais, limita-se a velocidade longitudinal a um valor mínimo de 1,0 m/s e a velocidade transversal a 0,5 m/s.

Por este terminal estar localizado na desembocadura do rio Túria no Oceano Atlântico, uma região com características fluviais e marítimas, adotou como velocidade de corrente o valor mínimo de 1,0 m/s, embora tenha-se medido 0,8 m/s no local de implantação do empreendimento. Como direções predominantes da corrente, tem-se as direções SW/SSW (entre sudoeste e sul-sudoeste) e NE/NNE (entre nordeste e norte-nordeste).

5.4. Importância do quebra-ondas na melhoria da operação do terminal

A região na qual localiza-se o Terminal Portuário Fronteira Norte (TERFRON) é uma região sujeita a ações de ondas e correntes de velocidade alta, acima das ideais para a boa operação do terminal em estudo. Diante deste problema, fez-se por necessária a construção de um quebra-ondas a fim de proteger a estrutura de acostagem do terminal da ação das ondas.



Quebra-mares diferenciam de molhes e diques por possuírem suas duas extremidades no mar, enquanto que diques têm as duas em terra, e um molhe de uma extremidade em terra e a outra no mar.

Através da construção desta estrutura marítima de proteção portuária, foi possível reduzir-se a velocidade máxima de corrente próxima ao píer e a amplitude das ondas incidentes sobre as barcaças amarradas, o que colaborou de grande forma na redução dos esforços de amarração da embarcação. Além disso, graças à construção do quebra-ondas e da consequente redução da velocidade da corrente, a manobra de atracação também pode ser melhor controlada, o que otimiza aspectos operacionais do terminal, bem como reduz custos de manutenção com, por exemplo, troca de defensas que não respondem mais como o previsto em projeto, reparação de danos causados por acidentes em manobras, entre outros.



6. ESTUDOS GEOTÉCNICOS

Dentre os diversos aspectos e variantes envolvidos no dimensionamento do terminal portuário, a geotecnia engloba alguns dos mais importantes. O estudo do solo, e de como ele pode dar suporte na transferência das forças solicitantes do píer em recalques e deslocamentos admissíveis, para atender os requisitos exigidos por norma que garantam premissas de resistência, serviço e qualidade.

O entendimento das fundações profundas que sustentarão o píer de entrada e o de saída, assim como a corrente transportadora e a área retro portuária se faz essencial e é ponto de partida para a concepção tanto da infra quanto da superestrutura.

6.1. Visão Geral do local de implantação

A implantação do Terminal Portuário Fronteira Norte (Terfron) na cidade de Barcarena (PA) situou o mesmo numa região estratégica não apenas para a logística da exportação dos grãos da Bunge como também no aproveitamento do solo que a região fornece com rica característica de suporte a partir de determinada cota que será explicitada a seguir.

A divisão técnica do IBGE responsável pela pedologia do estado do Pará classifica o solo que sustenta o Terfron como um Latossolo Amarelo Distrófico, LAd59, conforme nota-se na Figura 38.

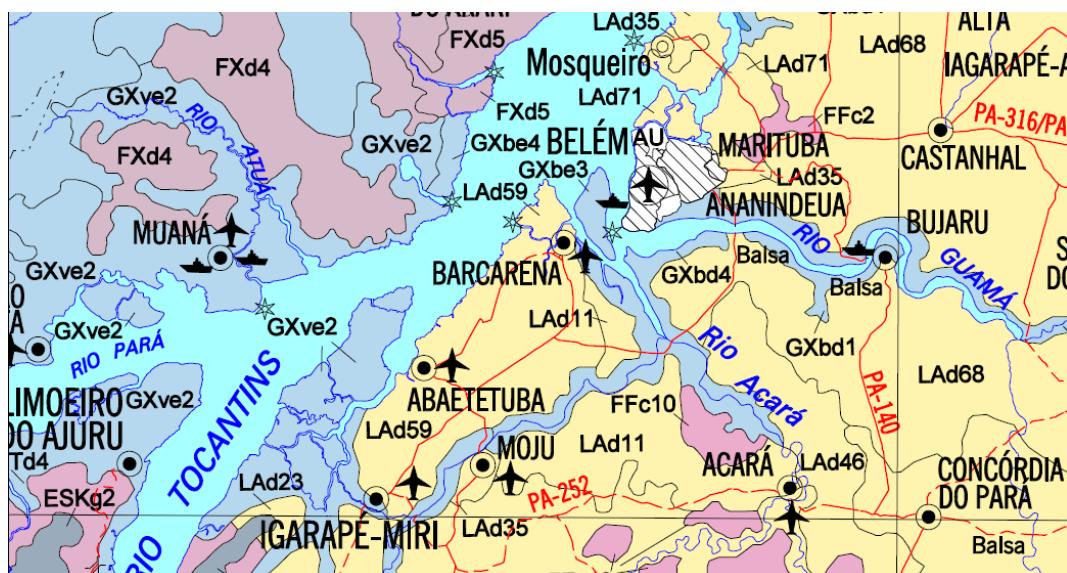


Figura 38: Mapa pedológico do Estado do Pará (focado nas proximidades de Barcarena) (IBGE (2008))



As características deste solo na região são de tendência argilosa, com superfície do terreno plana e suavemente ondulada. Os latossolos são predominantes na região do Pará. Dentre suas características principais podem ser citadas:

- Solos bem drenados (presença de areia e siltos);
- Profundos, porosos e permeáveis (sendo que camadas mais próximas da superfície podem apresentar pouca resistência);
- Colorações variando do amarelo ao vermelho escuro (dependendo do teor de óxido de ferro);
- Ocorrem em áreas de relevo acidentado e topografia suave; e
- Uso na agricultura da região.

Em particular, quanto aos Latossolos Amarelos Distróficos (que ocupam boa parte de regiões metropolitanas, como a de Belém, e por isso possuem muitos estudos, de diversos autores) que se encontram na região do Terfron podem ser citadas as seguintes características:

- Solos de baixo pH sendo de ácidos a muito ácidos;
- Teor de argila variável, dando uma textura média a muito pesada; e
- Amarelo por baixo teor de óxido de ferro, podendo ser mais escuro por apresentar matéria orgânica (bons como fertilizantes).



Figura 39: Exemplo de um latossolo amarelo distrófico (Embrapa Solos)

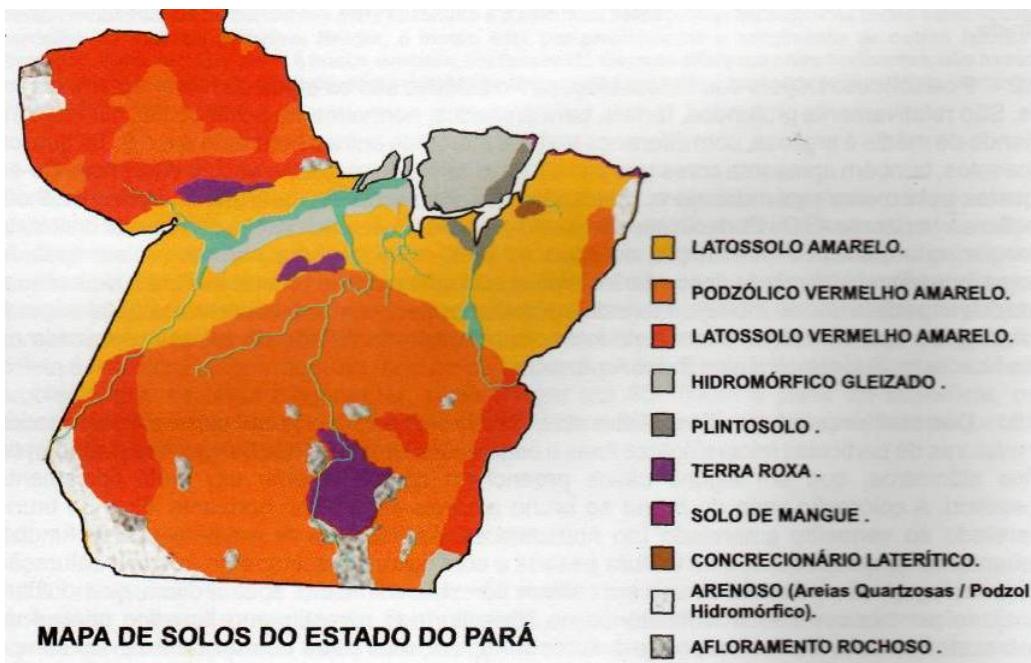


Figura 40: Esquema ilustrativo dos solos do Pará (Mauro Torres)

Analizando as sondagens de simples reconhecimento de alguns pontos da região pode-se fazer uma previsão inicial do perfil geológico da região, de estimativas iniciais de carga última para as estacas escolhidas e da cota de apoio, assim como o material de apoio das estacas.

6.1.1. Camadas do Solo da Região

Dentre as análises de soluções para o planejamento da construção do Terfron a escolha de ensaios in loco como sondagens de simples reconhecimento (SPT) para a definição do modelo geológico do solo foi primordial.

Perfis do solo puderam ser estudados para analisar diferentes setores do Terfron sujeitos às diferentes solicitações.

Tendo em vista a viabilidade da cravabilidade de estacas pré-moldadas de concreto, optou-se pelo uso estacas pré-moldadas de concreto inclinadas com o objetivo de resistir aos esforços horizontais aplicados no píer e nos dolfins. Além disso, para melhor organização da obra, agilidade e menor custo, as mesmas foram moldadas no próprio canteiro da obra.

Focando na região do píer de entrada das barcaças, foram estudadas as sondagens mais significativas, sendo elas:



- Sondagem SP-108 – Boca do furo próxima da região entre o píer e a torre de transferência;
- Sondagem SP-109 – Boca do furo próxima do centro da região do píer;
- Sondagem SP-110 – Boca do furo próxima do dolfin de entrada;

Através do Perfil (Figura 41) pode-se tirar algumas conclusões:

- A variação morfológica do local garante que a cravação se fará com diferentes cotas de apoio para as estacas do berço;
- O comprimento das estacas pode ser determinado pela viabilidade da cravabilidade e da capacidade de carga da estaca admitindo que a partir de duas cotas seguidas de onde se verificaram $N_{spt} > 50$ a estaca ficará com a ponta entrando no máximo um metro deste solo (que é muito compacto); e
- A variação do comprimento das estacas ficará em torno de $24\text{ m} < L_E < 30\text{ m}$ na região do píer.

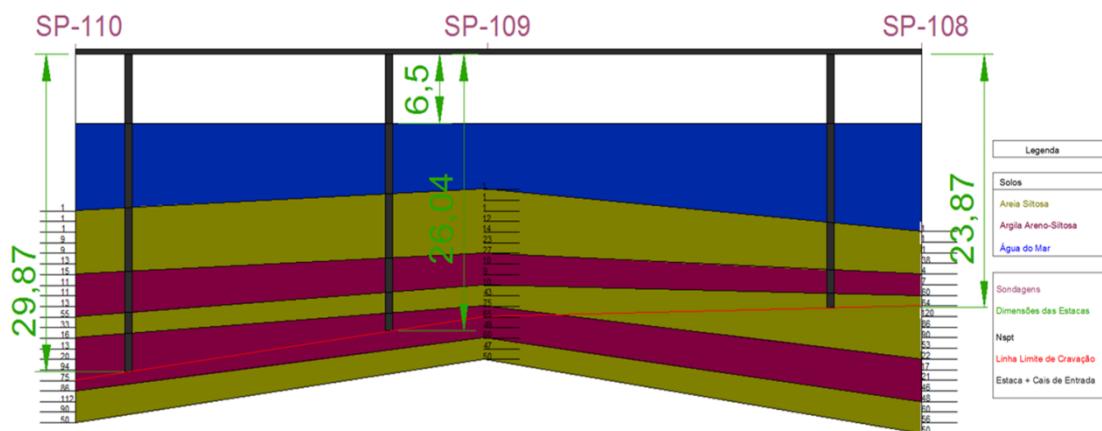


Figura 41: Modelo aproximado do perfil geológico abaixo do píer de entrada das Barcaças

6.1.2. Hipóteses básicas do Solo e Premissas das Estacas

O primeiro passo foi o traçado do perfil representativo do solo do local. Focando em se chegar num comprimento estimado das estacas para este local, algumas hipóteses foram admitidas:

- Sendo o local protegido por ondas significativas que são função da Variação de maré, Vento e Efeito FETCH por um quebra-ondas, admitiu-se:



- Média da variação do nível do mar na região de 3,5m, podendo o mar chegar no máximo na cota +3,50;
- Adoção da cota de arrasamento das estacas de 3,0 m acima do maior nível do mar, sendo o arrasamento então na cota +6,50;
- Superfície do terreno variando entre as cotas -7,00 e -10,50;

O comprimento estudado da estaca leva em consideração:

- Comprimento cravado que equilibra as reações da superestrutura;
- Comprimento livre que vai da cota do terreno (-10,00) até a cota de nível médio do mar (+3,00);
- Comprimento entre a cota de nível médio do mar (+3,00) até a cota do tabuleiro (+6,50), levando em consideração limites de operação, altura máxima de ondas e variação de maré.

Além disso, a cota de ponta estimada pelos métodos Semi-empíricos só será realmente confirmada através da análise da cravação da estaca com comprimento de nega e repique obtidos para uma energia aplicada na estaca.

No modelo de estacas tracionadas a resistência de ponta é desprezada, sendo a estaca resistida apenas pelo atrito lateral com o solo. Além disso, a resistência devido ao atrito é minorada pelo fato do solo tender ao desconfinamento, ao contrário de quando a estaca é comprimida.

A concepção da superestrutura é uma ideia inicial das ações atuantes definirão o uso de estacas verticais ao longo das periferias e estacas inclinadas ao longo da parte central, vistos em planta. As estacas inclinadas visam trabalhar a compressão e tração nos momentos de atracação, amarração e no suporte às correntes no píer. As estacas verticais buscam trabalhar mais a compressão para as altas cargas da correia transportadora, descarregador e da sobrecarga no píer.

O cálculo da carga última estática da estaca será feito por métodos de cálculo consagrados no meio técnico. Focou-se nos métodos:

- a) Aoki/Velloso/Monteiro (1997); e



b) Décourt/Quaresma (1983)

Chegou-se assim, como resultado dos cálculos, em valores explicitados abaixo de forma gráfica. Nota-se que o SP-110 é o que apresenta estimativas mais próximas entre os dois métodos utilizados. Como referência para o píer foi adotada a carga de trabalho do píer de 260 tf.

Já no caso de tração, considerando que o atrito lateral terá uma perda de 20% em relação ao caso de compressão (perda considerada pela diferença de esforço solicitante, uma vez que, quando traciona estaca tende a desconfinar o solo, diferente de quando comprimido que tende a ser confinado), o comprimento da estaca está muito vinculado à variabilidade do solo. Assim, analisando os métodos conclui-se que a carga de trabalho de 80 tf para a estaca tracionada.

Como pelo método Décourt/Quaresma (1983) chegou-se numa carga de trabalho variando de 25 tf a 85 tf e pelo método Aoki/Velloso/Monteiro (1997) chegou-se numa carga de trabalho variando de 65 tf a 125 tf é recomendável a análise dos ensaios de prova de carga para se comprovar a resistência escolhida de 80 tf.

Como se verá mais adiante a estaca se encontra totalmente armada até a ponta e seu comprimento é maior que seis vezes seu diâmetro (fazendo dela um elemento que trabalha, na tração, cisalhando o plano da interface solo/estaca), por estas razões pode-se admitir que sua carga última à tração ocorrerá devido ao cisalhamento do solo na interface solo/estaca.

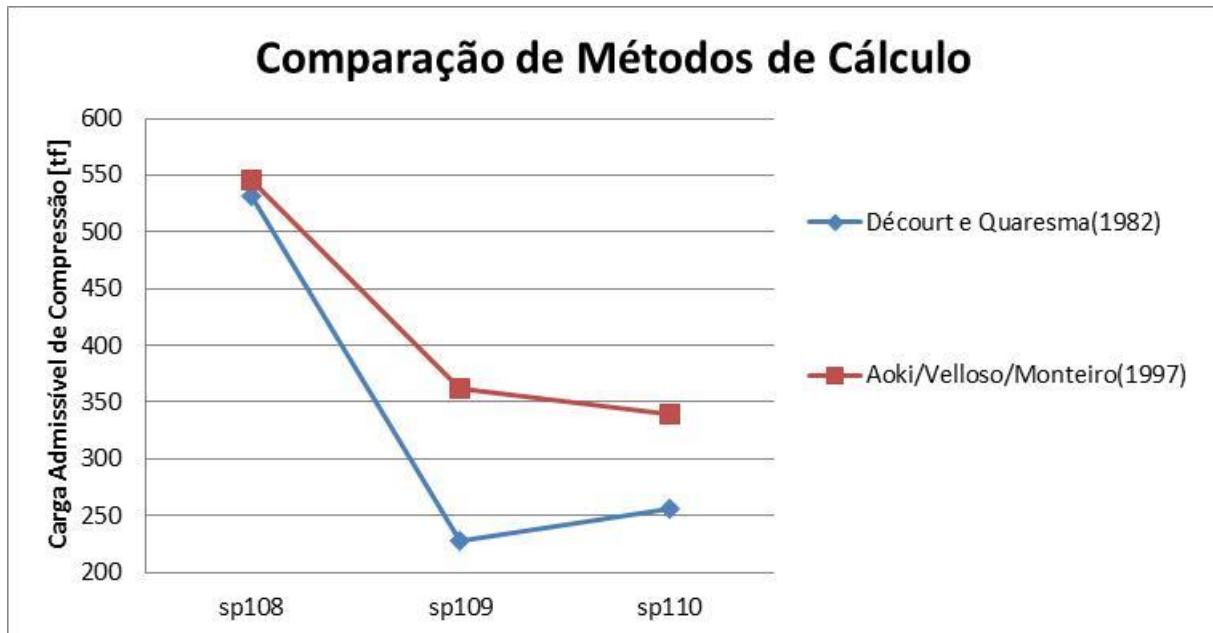


Figura 42: Comparação de métodos de cálculo da carga última da estaca (compressão)

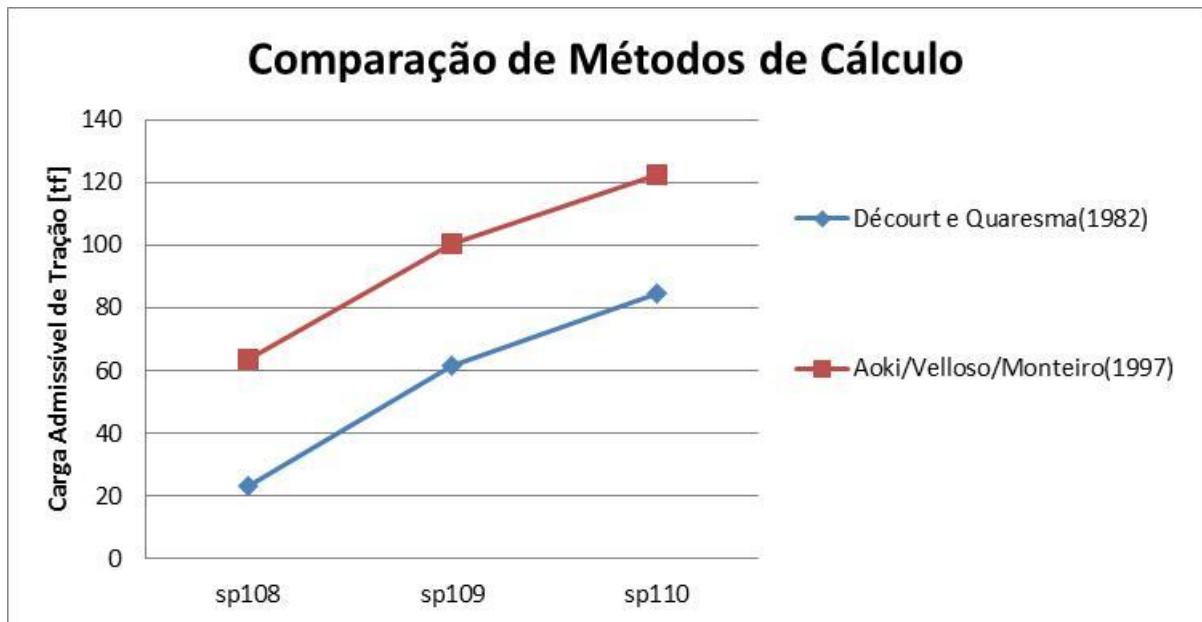


Figura 43: Comparação de métodos de cálculo da carga última da estaca (tração)

Nota-se que grande parte da resistência da estaca é devido a sua ponta (o que pode ser um problema para o caso da estaca sendo tracionada), principalmente nos casos em que ela fica mais curta (SPT108 - proximidade com o píer e correia transportadora), chegando a 90% da sua resistência total quando tiver 24m de comprimento e diminuindo para 50% quando tiver 30m.

A estimativa da carga última do solo não poderia ser superior à carga última suportada pelo concreto armado do qual a estaca é feita e por isso



algumas normas foram consultadas para dar suporte à análise das estacas. As normas utilizadas foram:

- Projeto de estruturas de concreto - Procedimento – NBR 6118:2014;
- Projeto e execução de fundações – NBR 6122:2010;
- Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado – NBR 9062:2006; e
- Estacas - Prova de Carga Estática - Método de Ensaio – NBR12131:2006.

Além das considerações de carga última da estaca considerando a resistência do solo (usando os métodos de Décourt-Quaresma e Aoki-Velloso) há a necessidade de se analisar a capacidade estrutural da estaca sendo que nesta análise as solicitantes condicionantes são devido à operação do porto (1) e solicitantes referentes ao cravamento da estaca (2).

Na etapa presente do trabalho ainda não foram calculadas as solicitantes devido à operação do porto, entretanto as solicitantes referentes à cravação das estacas podem ser calculadas devido à norma NBR8681-Ações e Segurança nas Estruturas - Procedimento. A sequência lógica do dimensionamento seria:

- Análise da superestrutura para determinar as cargas solicitantes características das quais serão utilizadas na verificação do dimensionamento das fundações (focado para a segunda etapa do trabalho);
- Cálculo das solicitantes máximas e mínimas (cargas de trabalho) que a superestrutura atua nas fundações ($S_{máx,operação}$);
- Adoção do fator de segurança prudente para a obra. Pela norma de projeto de fundações (NBR6122:2010 – Capítulo 6.2.1.2.1) devemos ter FS (Global) = 2 para obtermos a carga admissível;
- Condição inicial de segurança da fundação em estacas ($2 \times S_{máx,operação} < R_{últ,solo}$);
- Cálculo das combinações de ELU devido à operação no píer (focado para a segunda etapa do trabalho);



- Cálculo da combinação devido à cravação da estaca

$$F_{Z_cravação} = R_{últ,Solo} \times \gamma_g$$

$$M_{Cravação} = F_{Z_Cravação} \times e_{cravação}$$

Pela NBR8681-ações e segurança nas estruturas - procedimento (Tabela 1) tira-se que para ações permanentes diretas, combinação especial ou de construção (coluna 1), peso próprio de estruturas pré-moldadas (coluna 2) e sendo o efeito desfavorável (coluna 3):

$$\gamma_g = 1,2$$

Pelo empirismo considera-se que a excentricidade do martelo na cravação das estacas seja:

$$e_{cravação} = 0,05 \times \varphi_{Estaca} = 0,05 \times 80 = 4 \text{ cm} = 0,04 \text{ m}$$

Como calculado acima temos a carga última da estaca de:

$$R_{últ,Solo} = R_{trabalho,Solo} \times FS = 260 \times 2 = 520 \text{ tf}$$

Portanto:

$$F_{Z_Cravação} = R_{últ,Solo} \times \gamma_g = 520 \times 1,2 = 624 \text{ tf}$$

$$M_{Cravação} = F_{Z_Cravação} \times e_{cravação} = 624 \times 0,04 = 24,96 \text{ tf.m}$$

- Dimensionamento da armadura passiva (CA-50) da estaca para atender tanto às condições calculadas para cravação quanto para a concepção (Focado para a segunda etapa do trabalho).



Sobre as estacas utilizadas, a adoção de um único tipo para toda a infraestrutura permanente do Terfron ajudou a padronizar e organizar a execução das fundações. A estaca padrão da obra é circular-tubular e possui um diâmetro externo de 80 cm e 15 cm de espessura (diâmetro interno de 50 cm). As estacas foram confeccionadas no próprio canteiro de obra, são vazadas e possuem cordoalhas de aço pretendido (8 cordoalhas de material CP-190RB e diâmetro de 12,5 mm com cobrimento de 7 cm e comprimento de 35,90m) e barras de aço CA-50 de armadura passiva.

Método AOKI-VELLOSO - SONDAGEM SP110		
Ø :	0,8	[m]
Área	0,503	[m ²]
Perímetro	2,513	[m]
Tipo de Estaca:	Cravada	
F1:	1,75	
F2:	3,5	
FS:	2	

Descrição:	Z[m]	SPT	Solo	K	Alpha	r'p	r'l	PP	PL	PR	PA
Areia Siltosa	1	0	40	80	0,02	0	0	0	0	0	0
Areia Siltosa	2	0	40	80	0,02	0	0	0	0	0	0
Areia Siltosa	3	0	40	80	0,02	0	0	0	0	0	0
Areia Siltosa	4	9	40	80	0,02	411,4	4,1	206,9	10,3	217,2	108,6
Areia Siltosa	5	9	40	80	0,02	411,4	4,1	206,9	20,6	227,5	113,75
Areia Siltosa	6	13	40	80	0,02	594,3	5,9	298,9	35,4	334,3	167,15
Silte Areno Argiloso	7	15	25	23	0,034	197,1	3,4	99,1	43,9	143	71,5
Silte Areno Argiloso	8	11	25	23	0,034	144,6	2,5	72,7	50,2	122,9	61,45
Silte Areno Argiloso	9	11	25	23	0,034	144,6	2,5	72,7	56,5	129,2	64,6
Silte Areno Argiloso	10	13	25	23	0,034	170,9	2,9	86	63,8	149,8	74,9
Areia Siltosa	11	50	40	80	0,02	2285,7	22,9	1149,7	121,3	1271	635,5
Areia Siltosa	12	33	40	80	0,02	1508,6	15,1	758,8	159,2	918	459
Argila Siltosa	13	16	12	22	0,04	201,1	4	101,2	169,3	270,5	135,25
Argila Siltosa	14	13	12	22	0,04	163,4	3,3	82,2	177,6	259,8	129,9
Argila Siltosa	15	20	12	22	0,04	251,4	5	126,5	190,2	316,7	158,35
Argila Siltosa	16	50	12	22	0,04	628,6	12,6	316,2	221,9	538,1	269,05
Argila Siltosa	17	50	12	22	0,04	628,6	12,6	316,2	253,6	569,8	284,9
Areia Siltosa	18	50	40	80	0,02	2285,7	22,9	1149,7	311,1	1460,8	730,4
Areia Siltosa	19	50	40	80	0,02	2285,7	22,9	1149,7	368,6	1518,3	759,15
Areia Siltosa	20	50	40	80	0,02	2285,7	22,9	1149,7	426,1	1575,8	787,9

Figura 44: Exemplo de Planilha de Cálculo da Capacidade de Carga da Estaca

As cordoalhas pretendidas das estacas serviram para, com o acréscimo de tensões normais de compressão que geram no concreto das estacas, permitir que estas suportem o momento fletor que traciona a região próxima ao local por onde estas estacas são içadas no momento do seu transporte para o local de estocagem no canteiro e para a guia do bate-estaca na hora da cravação. Além disso, esta armadura permite que as estacas suportem esforços de tração devidos ao repique elástico que sofrem no momento de cravação.



Com este estudo inicial partiu-se de resistências das estacas nos valores: 260 tf para a compressão e 80 tf para tração, sendo o comprimento estimado de 25m a 30m.

Há mais de 100 estacas cravadas no Terfron, sendo assim a NBR 6122:2010 (projeto e execução de fundações) obriga a execução de uma prova de carga estática para cada 100 estacas cravadas. Sendo feita uma prova de carga estática as outras necessárias podem ser trocadas por provas de carga dinâmicas na proporção de 5 provas de carga dinâmicas para cada prova de carga estática.

6.1.3. Análise da Cravabilidade e Provas de Carga a partir de Martelo Hidráulico Pré-Determinado

Essencial para se comprovar as hipóteses de comportamento das estacas (tanto as comprimidas quanto as tracionadas), além de ser exigência da norma de fundações (NBR 6122:2010) para obras com mais de 100 estacas (sendo este o caso do Terfron) é a utilização de ensaios de prova de carga estáticos e dinâmicos.

Outro fator importante foi a constatação de algumas camadas compactas ($SPT > 50$) seguidas de outras menos compactas ($SPT < 30$) que exibem a chance de se alcançar uma boa nega num comprimento menor do que o inicialmente previsto. Tendo isso em mente, a estratégia foi a de se testar com o software WEAP de PDA (Pile Driving Analyser) a primeira estaca de cada Dolfin/Torre e balizar a cravação das próximas estacas por esta análise.

Na escolha do martelo cravador é recomendável o uso de martelos hidráulicos em relação aos movidos a diesel, que além de menos eficientes poluem muito o meio ambiente. A opção de um martelo de queda-livre pode também ser estudada, mas sendo a eficiência deste na ordem de 50% e a eficiência de um martelo hidráulico na ordem dos 90%, é mais viável a escolha do martelo hidráulico.



6.1.3.1. *Prova de Carga Dinâmica*

Os ensaios de carregamento dinâmico foram feitos com o mesmo equipamento de cravação das estacas. O sistema de cravação é de acionamento hidráulico da marca Junttan, modelo HHK 14S (Figura 45), com martelo de 14 tf de altura de queda máxima de 150 cm.



Figura 45: Martelo Hidráulico Junttan modelo HHK 14S

A cravação é feita usando-se um sistema amortecedor que é formado por:

- O capacete na cabeça da estaca, usado para guiar a estaca e acomodar os amortecedores;
- O primeiro amortecedor, o Cepo, que fica fora do capacete, é feito de madeira nobre e rígida e serve para proteger o martelo das altas tensões de cravação;



- O segundo amortecedor, o Coxim, que fica dentro do capacete, é uma peça de madeira pouco nobre e pouco rígida, usada para proteger estacas pré-moldadas de concreto no momento da cravação;

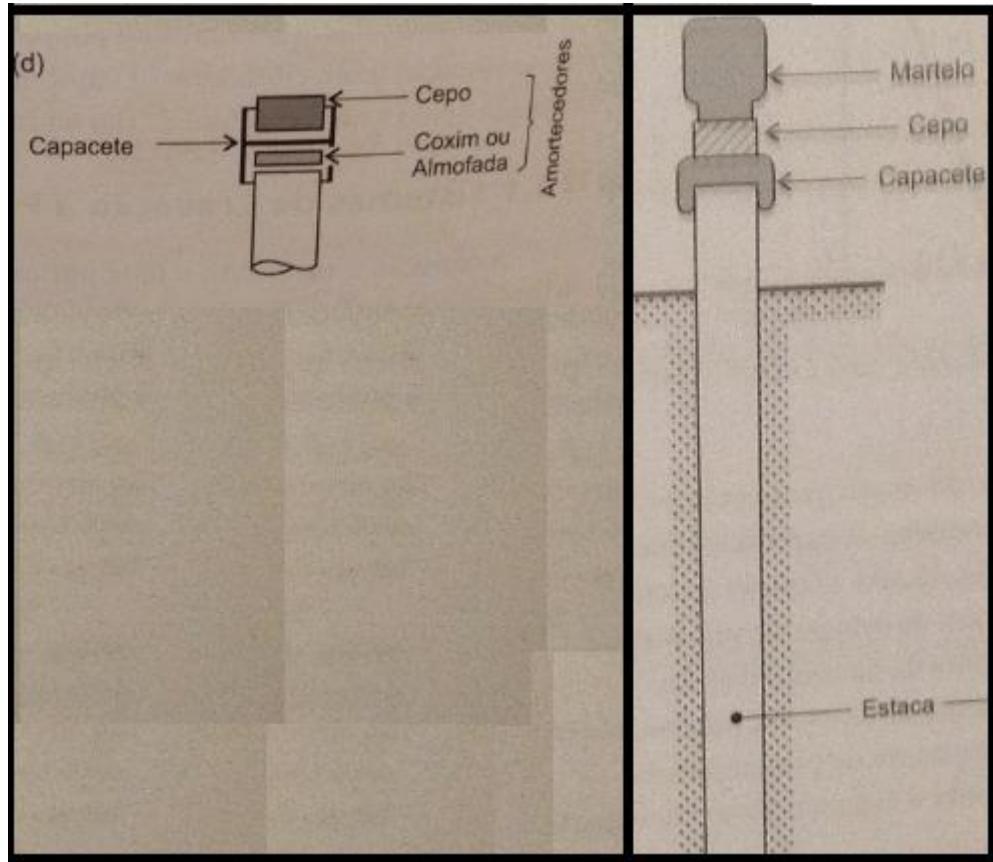


Figura 46: Sistema de Amortecimento usado na cravação

6.1.3.2. Análise prévia de Calibração

Tendo o martelo utilizado, algumas hipóteses podem ser feitas, em busca de se prever o comportamento da cravação. Dentre elas temos:

- Nega fechada de $S=4$ mm por golpe no final da cravação;
- Energia absorvida pela estaca:

$$E = (P_{martelo} \times h_{queda_martelo} \times \eta)$$

- Peso do Martelo:



$$P_{martelo} = 14 \text{ tf}$$

- Eficiência do Martelo Hidráulico: $\eta = 0,95$
- Altura de queda no fim da cravação: $h_{queda_martelo} = 0,8m$

$$\therefore E = (P_{martelo} \times h_{queda_martelo} \times \eta) = (14 \times 0,8 \times 0,95) = 10,6 \text{ tf}$$

- Repique: $D \cong 10 + (1,4 \times E) \text{ [em mm]}$
 $\therefore D \cong 10 + (1,4 \times E) = 10 + (1,4 \times 10,6) = 24,8 \text{ mm}$

- Capacidade última do solo: $P_{últ} = \frac{(1,4 \times E)}{(D+S)}$

$$\therefore P_{últ} = \frac{(1,4 \times E)}{(D+S)} = \frac{(1,4 \times 10,6) \times 1000}{(24,8 + 4)} = 515 \text{ tf}$$

Valor próximo ao estimado pelo método Décourt (1982) de 520 tf para a sondagem sp110.

Da instrumentação da cravação:

- Par de transdutores de deformação específica e par de acelerômetros piezo-resistivos abaixo do topo da estaca de pelo menos 2 vezes o diâmetro externo da estaca;
- As estacas são ensaiadas, uma com altura de queda crescente e outra com altura de queda decrescente;
- As estacas permanecem por repouso da cravação por 14 dias (quando sua altura de queda foi crescente) e por 2 dias (quando sua altura de queda foi decrescente) respectivamente;
- Após este repouso é que as estacas são ensaiadas;
- Espera-se que haja cicatrização do solo, maior adesão deste com o fuste da estaca e aumento da resistência lateral da fundação devido a este repouso;
- Por serem cravadas sobre lâmina d'água é inerente ao processo de cravação o surgimento de excentricidade e flexão nas estacas.



Figura 47: Transdutor de deformação específica e acelerômetro distantes de $2xD$ da cabeça da estaca

6.1.3.3. Análise CAPWAP

O CAPWAP (*Case Pile Analysis Program*) é um software que:

- Estima a resistência última do solo que reveste a estaca;
- Discretiza esta resistência entre a resistência de ponta e do atrito lateral;
- Indica Danos na Estaca (SLACKS);
- Correlaciona o carregamento dinâmico com o estático.

Os inputs do programa são adquiridos pelo PDA (*Pile Drive Analyser*) através dos transdutores e acelerômetros na cabeça da estaca. Estes inputs são:

- A força aplicada na cabeça da estaca (pelo martelo de cravação);
- A velocidade com que esta força é aplicada na cabeça da estaca.



Figura 48: Tipos de PDA. a) Pal-R e b) PAK (este com análise CAPWAP imediata)

O modelo do solo é assumido inicialmente e é iterativamente revisto baseado na retroalimentação da força e velocidade que o PDA fornece ao programa.

Para fins didáticos deste trabalho será mostrada apenas a análise da estaca E601r que corresponde à estaca da obra com as seguintes definições:

- Estaca de 36,00m de comprimento totais;
- Estaca de 23,00m de comprimento abaixo dos sensores;
- Módulo de elasticidade da estaca de 36800 MPa;
- Velocidade da onda de choque de 3800 m/s;
- Estaca que já havia sido cravada no dia anterior;
- Cravação do dia anterior enterrou a estaca de 10,00m até 10,15m no terreno com 79 golpes para a altura de queda constante de 50 cm, energia transferida máxima de 9,48 tf.m e Capacidade última do solo de 471 tf;

6.1.3.4. Ganho de resistência pelo Efeito Set-Up

Passado um dia da cravação é esperado um ganho da resistência do solo pelo Efeito Set-Up, que ocorre em solos em geral, sejam arenosos ou argilosos (estes com maior ganho). Este efeito se caracteriza pela cicatrização do solo que confina a estaca ao longo do tempo. Em solos arenosos



submersos (caso do Terfron) a verificação das cargas mobilizadas deve ser feita após um prazo compatível com que o desempenho da estaca seja esperado a partir da geologia da região após a cravação. Esta verificação é necessária por se considerar este tempo suficiente para a dissipaçāo das pressões neutras e manifestação do Efeito Set-Up. Muitos autores discutem sobre este efeito e propõem equações para determiná-lo.

Uma formulação empírica conhecida é a de Denver e Skov (1988) que admitem:

$$Q_{(t)} = Q_{(0)} \times \left[1 + A \times \log\left(\frac{t}{t_{(0)}}\right) \right]$$

Sendo:

- $Q_{(0)}$: Valor da carga última observada na cravação da estaca;
- $Q_{(t)}$: Valor da carga última observada após o ganho se Set-Up;
- $t_{(0)}$: Intervalo inicial de tempo após a cravação (0,5 em solos arenosos e 1 em solos argilosos) [dias];
- t : Intervalo inicial de tempo em foco após a cravação [dias];
- A: Coeficiente adimensional empírico que varia de 0,2 (solos arenosos) a 0,6 (solos argilosos);

TIPO DE SOLO	FATOR A (MÉDIO)
Argila siltosa média a rija	0,512
Silte arenoso	0,224
Silte argiloso	0,221
Areia siltosa	0,154
Argila siltosa muito mole	0,139

Figura 49: Parâmetro 'A' em função do tipo de solo

Considerando:



$A=0,35$ (solo areno-argiloso);

$t=1$ dia (pois a recravação da estaca ocorreu após um dia);

$t_{(0)}=0,5$ (solo arenoso);

$Q_{(0)} = 471$ tf (análise da cravação do dia anterior);

Espera-se que:

$$Q_{(t)} = Q_{(0)} \times \left[1 + A \times \log \left(\frac{t}{t_{(0)}} \right) \right] = 471 \times \left[1 + 0,35 \times \log \left(\frac{1}{0,5} \right) \right] = 520 \text{ tf}$$

Por esta fórmula empírica pode-se esperar um ganho de resistência de 10% pelo Efeito Set-Up.

Estaca nº	Golpe nº	Capacidade total CAPWAP (tf)	Atrito lateral		Resistência de ponta		Quake lateral máximo (mm)	Quake de ponta (mm)
			tf	%	tf	%		
E601	79	471,0	167,8	36	303,2	64	2,12	12,80
E601R	12	624,8	153,2	25	471,7	75	1,00	15,16

Figura 50: Resultado da Análise CAPWAP

Pela Figura 50 pode-se ver que o ganho por Setup foi da ordem de 153 tf, que representa 33% da resistência primeiramente analisada no primeiro dia da cravação.

Nota-se também na Figura 50 a introdução de uma nova variável, o 'Quake' que corresponde ao deslocamento máximo do solo a partir do qual o mesmo deixa de se comportar elasticamente e começa a se comportar plasticamente. Tendo em vista que os solos, de maneira geral, podem ser analisados pelo modelo Mohr-Coulomb, é de se notar que o Quake de ponta é maior que o lateral, visto que na ponta as tensões normais de confinamento são maiores que no fuste da estaca. Pela Figura 51 pode-se ter uma ideia qualitativa deste comportamento.

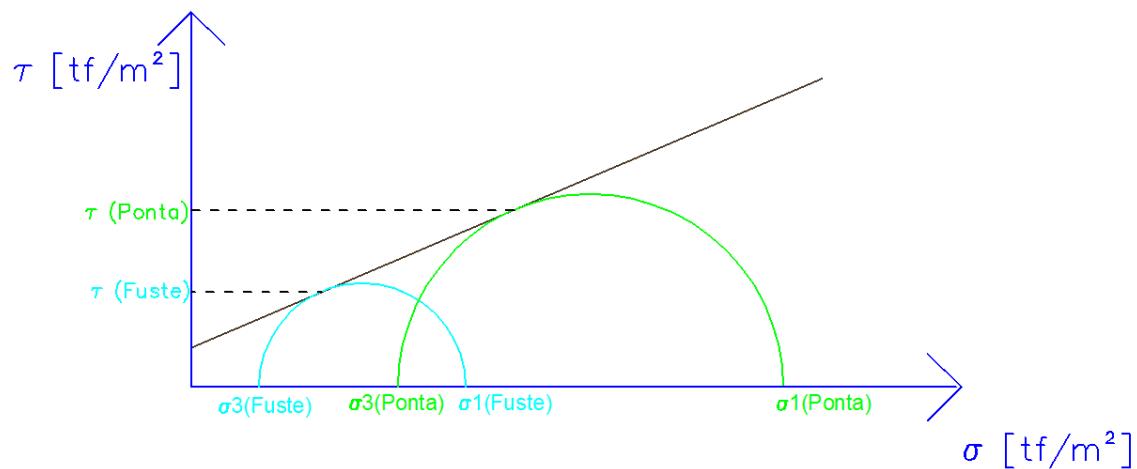


Figura 51: Comportamento diferenciado da Ponta em relação ao Fuste da Estaca pelo modelo Mohr-Coulomb

6.1.3.5. Restrições dos resultados do ensaio

O valor da carga última suportada pelo solo determinado através da instrumentação dinâmica refere-se apenas para:

- Carregamentos axiais, verticais, centrados e no momento da cravação da estaca;

Não levam em consideração:

- Recalques de longo prazo;
- Recalques de adensamento;
- Efeito de grupo;
- Punção da camada de solo;
- Apoio sobre matacões;
- Entre outros fatores que devem ser posteriormente analisados como particularidades da obra.

O terreno do Terfron não apresenta argila marinha para recalques de adensamento significativos, além das pontas das estacas se encontrarem em solo resistente, de grande camada e arenoso.



Os recalques de longo prazo serão encontrados em iguais proporções em todas as estacas, não comprometendo a superestrutura.

O efeito de grupo não será significativo devido ao espaçamento adotado entre as estacas na implantação das fundações.

Não há registro de matações nas sondagens para gerar este tipo de preocupação para esta obra.

Parâmetros de resultado do ensaio

Parâmetros:

Geométricos

Atrito Lateral

Resistência de Ponta

Resistência Total

Triunfo - Terforn - Itupanema; Pile: Estaca E01 Torre TT06A - 8 golpes constantes e 4 crescentes; Blow: 12 PDI Engenharia					Test: 28-Aug-2012 13:22: CAPWAP(R) 2006-3 OP: Engº Rubens				
CAPWAP SUMMARY OF TESTS					CAPWAP SUMMARY OF TESTS				
Total CAPWAP Capacity: 624.8 along Shaft 153.2 at Toe 471.7 tons					Total CAPWAP Capacity: 624.8 along Shaft 153.2 at Toe 471.7 tons				
Soil Sgmnt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m	
1	15.0	2.2	40.8	584.0	40.8	19.00	7.56	1.220	
2	17.0	4.2	30.8	553.2	71.6	15.38	6.12	1.220	
3	19.0	6.2	51.0	502.3	122.6	25.50	10.14	1.220	
4	21.0	8.2	15.3	486.9	137.9	7.66	3.05	1.220	
5	23.0	10.2	15.2	471.7	153.2	7.62	3.03	1.220	
Avg. Shaft			30.6			15.09	6.00	1.220	
Toe			471.7			938.40	0.180		

Figura 52: Sumário dos Resultados do CAPWAP

O sumário dos resultados do CAPWAP é mostrado na Figura 52. Dentre os parâmetros destacados estão:

Geométricos:

- Segmentos discretizados na análise a cada 2m;
- Distância destes segmentos abaixo da calibragem;
- Profundidade destes segmentos abaixo do terreno natural;

Atrito Lateral:

- Resistência Lateral máxima de toda a estaca de 153,2 tf;
- Resistência Lateral máxima por metro linear de estaca de 15,09 tf/m;
- Resistência Lateral máxima por metro quadrado de estaca de 6,0 tf/m;
- Resistência Lateral ao longo de cada um dos segmentos discretizados;
- Soma das resistências laterais ao longo do fuste até cada um dos segmentos discretizados;



Resistência de Ponta:

- Resistência de Ponta máxima da estaca de 471,7 tf;
- Resistência de Ponta máxima por metro quadrado de 938,4 tf/m²

Resistência Total:

- Soma das resistências de ponta e de atrito lateral de 624,8 tf;
- Soma das resistências de ponta e de atrito lateral aplicada em cada segmento discretizado da estaca.

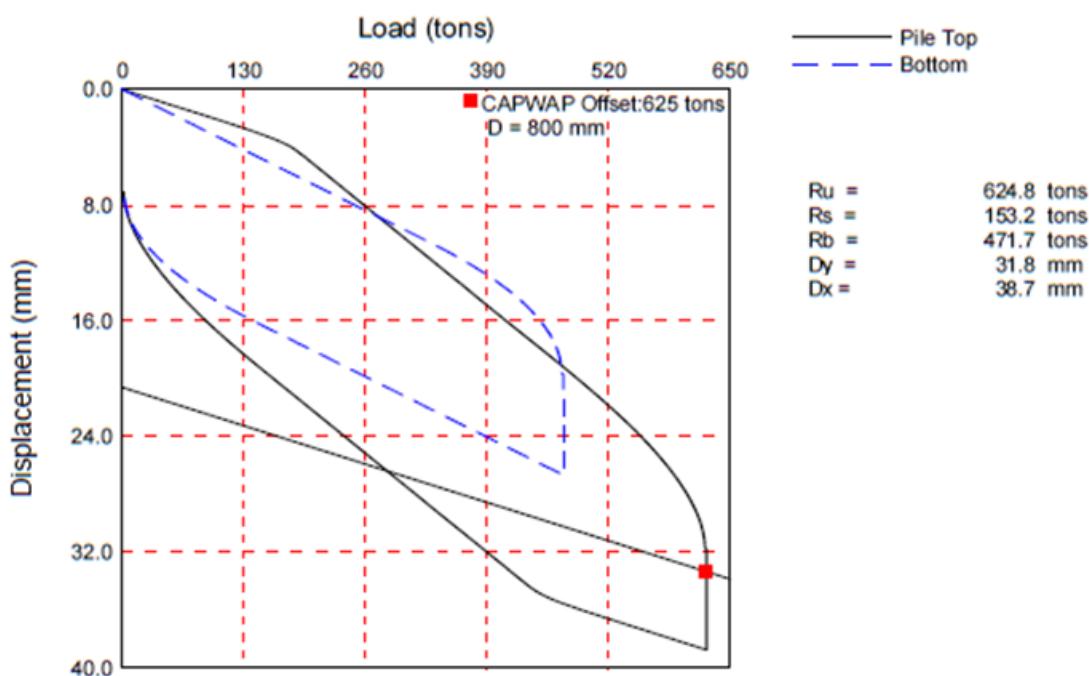


Figura 53: Revisão da prova de carga estática para a estaca

Além disso, o CAPWAP faz uma estimativa do comportamento da estaca para uma prova de carga estática (Figura 53). Nota-se desta previsão que:

- Carga última do solo de 624,8 tf;
- Carga última de atrito lateral resistente de 153,2 tf;
- Carga última de resistência de ponta de 471,7 tf;
- Deslocamento da base na ruptura de 6,9mm;
- Deslocamento da cabeça da estaca na ruptura de 38,7mm.

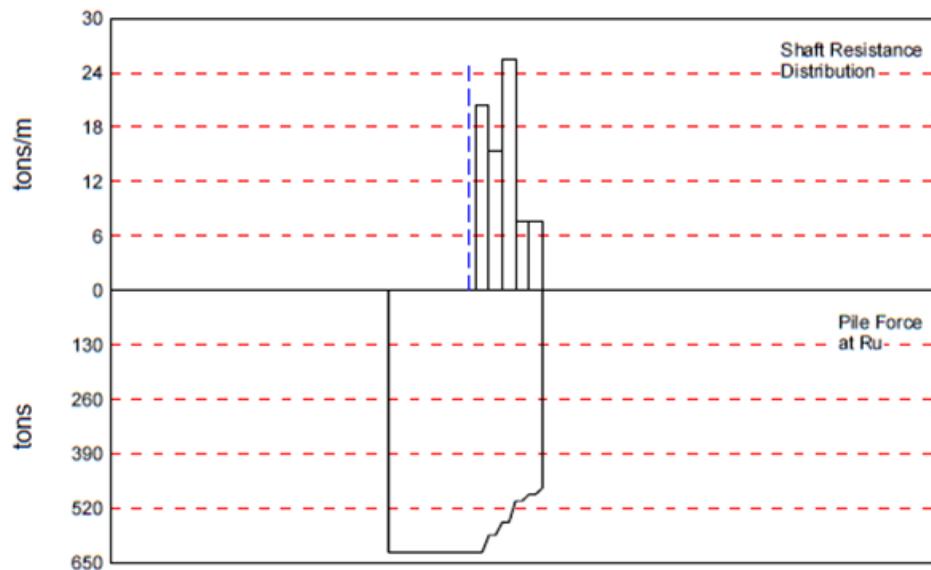


Figura 54: Análise gráfica da distribuição da força resistente da estaca ao longo do fuste

O CAPWAP também fornece de forma gráfica a distribuição da resistência lateral por metro linear de estaca ao longo de cada segmento analisado. É uma maneira gráfica e ilustrativa de mostrar o que foi tabelado na Figura 55 nas colunas 1, 4 e 7.

EXTREMA TABLE							Test: 26-Aug-2012 13:22: CAPWAP(R) 2006-3 OP: Engº Rubens	
Pile Sgmntr No.	Dist. Below Gages m	max. Force tons	min. Force tons	max. Comp. Stress tons/tonne-m	max. Tens. Stress tons/cm ²	max. Trnsfd. Energy tonne-m	max. Veloc. m/s	max. Displ. mm
1	1.0	812.1	-93.8	0.265	-0.031	14.30	2.7	24.147
2	2.0	812.6	-93.8	0.265	-0.031	14.26	2.7	23.902
4	4.0	815.0	-95.9	0.266	-0.031	14.17	2.7	23.347
5	5.0	822.1	-98.0	0.268	-0.032	14.12	2.6	23.041
6	6.0	843.0	-99.7	0.275	-0.033	14.06	2.6	22.714
7	7.0	873.0	-100.8	0.285	-0.033	13.99	2.5	22.374
8	8.0	894.9	-101.7	0.292	-0.033	13.92	2.4	22.014
9	9.0	916.7	-102.1	0.299	-0.033	13.84	2.4	21.635
10	10.0	932.1	-101.6	0.304	-0.033	13.75	2.3	21.243
11	11.0	948.1	-100.4	0.310	-0.033	13.66	2.3	20.848
12	12.0	956.4	-98.4	0.312	-0.032	13.58	2.3	20.452
13	13.0	952.4	-94.8	0.311	-0.031	13.48	2.2	20.046
14	14.0	923.8	-90.7	0.302	-0.030	13.38	2.3	19.621
15	15.0	882.9	-87.2	0.288	-0.028	13.27	2.5	19.178
16	16.0	721.4	-68.4	0.236	-0.022	11.23	2.5	18.737
17	17.0	744.7	-67.3	0.243	-0.022	11.11	2.5	18.278
18	18.0	684.3	-56.1	0.223	-0.018	9.56	2.4	17.827
19	19.0	720.4	-57.6	0.235	-0.019	9.45	2.2	17.366
20	20.0	589.5	-42.2	0.192	-0.014	7.28	2.0	16.930
21	21.0	578.5	-44.2	0.189	-0.014	7.17	2.2	16.496
22	22.0	534.2	-37.7	0.174	-0.012	6.39	2.3	16.070
23	23.0	543.5	-36.1	0.177	-0.012	5.85	2.3	15.636
Absolute		12.0		0.312			(T = 28.7 ms)	
		9.0			-0.033		(T = 65.5 ms)	

Figura 55: Análise metro a metro abaixo da calibração

Outra tabela de interface do CAPWAP é a que mostra metro a metro:



- Os segmentos analisados (1);
- Sua distância abaixo da calibração (2);
- Máxima força compressiva atuante na estaca (devido ao choque do martelo - 3);
- Máxima força de tração atuante na estaca (devido ao repique elástico da onda - 4);
- Máxima tensão compressiva atuante na estaca (devido ao choque do martelo - 5);
- Máxima tensão de tração atuante na estaca (devido ao repique elástico da onda - 6);
- Velocidade de deslocamento do segmento da estaca (7);
- Máximo deslocamento do segmento da estaca (8).

Neste último golpe da recravação nota-se que:

- Força e tensão de compressão começam a diminuir a partir da cota de entrada da estaca no terreno (aproximadamente no segmento n°13);
- Módulo da tensão de tração é maior nos segmentos da estaca livres, sendo este módulo da ordem de $0,033 \text{ tf/cm}^2 = 3,3 \text{ MPa}$. Tensão alta para ser suportada apenas pelo concreto, sendo esta outra razão para a existência das cordoalhas pretendidas na estaca;
- Módulo máximo de compressão na estaca de 31,2 MPa;
- Deslocamento da ponta de 15,6 mm e da estaca de 24,2 mm.

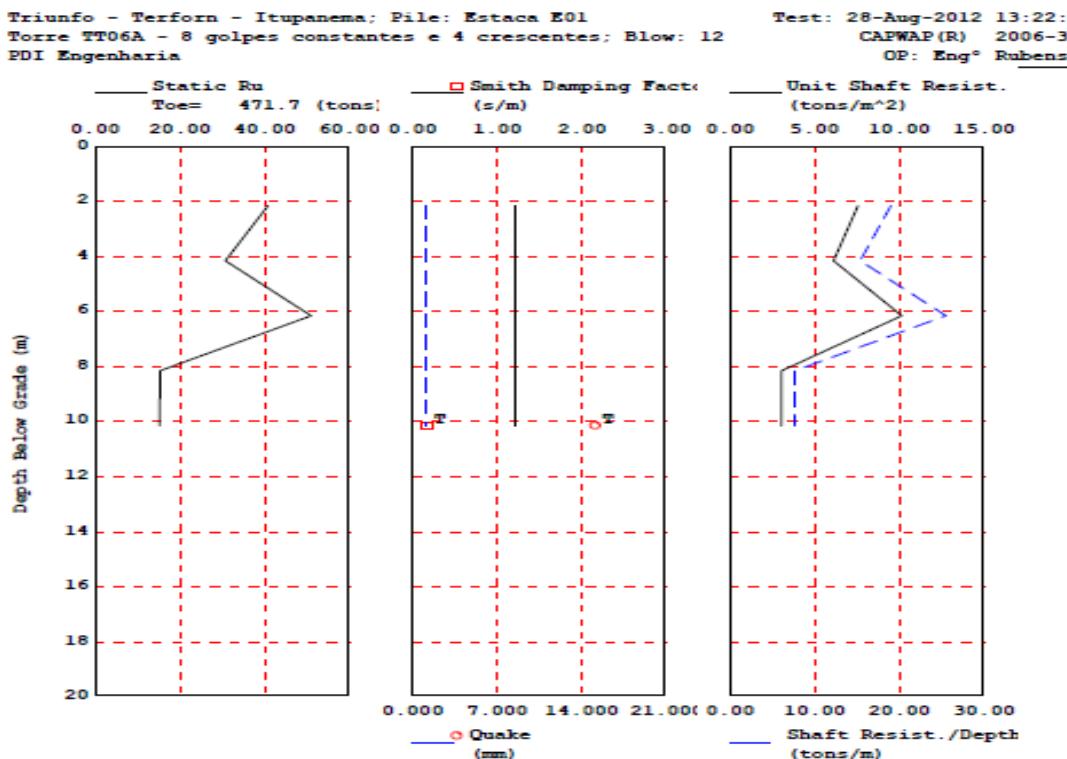


Figura 56: Análise gráfica dos Resultados

Mais uma forma gráfica que o CAPWAP proporciona está na Figura 56 com a resistência lateral em [tf] ao longo do fuste na esquerda, os fatores de amortecimento do apiloamento da estaca no centro e a resistência tanto por metro linear quanto por metro quadrado na direita.

6.1.3.6. Prova de Carga Estática

A prova de carga estática é obrigatória em obras de grande porte como o Terforn. Este ensaio é mais caro do que o dinâmico e mais preciso também. Pela Figura 57 pode-se ver uma prova de carga estática ocorrendo e algumas características que são comuns a todas elas como:

- Estaca ensaiada. Pode ser solicitada por tensões compressivas, de tração ou de esforços transversais. Neste exemplo será especificado o caso de compressão, que é o mais comum;
- Um macaco hidráulico que solicita a estaca ensaiada com uma tensão de compressão crescente (dependendo da estaca podem ser utilizados mais de um macaco hidráulico);



Figura 57: Exemplo de Prova de Carga Estática

- Uma Viga de Reação (normalmente metálica) que transfere a carga solicitante do macaco hidráulico para outras estacas de reação;
- Estacas de reação que trabalham como ancoragens das vigas, sendo tracionadas;
- Vigas de referência que servem para o extensômetro se basear ao medir o deslocamento da estaca;
- Extensômetro para medir o deslocamento da estaca ensaiada;
- Cordoalhas de protensão que transferem as tensões da viga para as estacas de reação;

A prova de carga estática neste estudo, e mesmo em obra, servirá para garantir as seguintes hipóteses:

O Fator de Segurança Normal = 2. Sendo este o exigido pela Norma Brasileira NBR 6122:2010 de Projeto e Execução de Fundações;

O ganho de resistência da fundação pelo Efeito Set-Up.



A prova de carga estática analisada foi feita numa estaca previamente analisada quando cravada. Seu boletim de cravação é o da Figura 58.

Triunfo Construtora		FE S.75R01 - CONTROLE DE CRAVAÇÃO DE ESTACAS - BOLETIM DE CAMPO					SGI			
OBRA: 432 - TERMINAL PORTUÁRIO GRANELEIRO DE BARCARENA / PA										
CLIENTE: BUNGE – RIO TÚRIA SERVIÇOS LOGÍSTICOS LTDA										
		DADOS DA ESTACA			COTAS					
COMPRIMENTO (m)	28	TRECHO	TT06A	TERRENO	-7,44	NÍVEL S/MARTE	+ 20,40			
Nº DA ESTACA	E-004	POSIÇÃO PROJ.	1	TOPO ESTACA	+ 11,60	NÍVEL C/MARTE	+ 20,25			
		DADOS DOS ENVOLVIDOS								
		CONSTRUTORATRIUNFO								
		CLIENTE								
		FISCALIZAÇÃO								
		RESP. CRAVAÇÃO								
		NEGA				PESO MARTEL	14			
NEGA (10 GOLPE) PROJETO (mm)	40	CONFIRMAÇÃO (RECRAVAÇÃO)				EFIC. MARTEL	0,8			
ALTURA DE QUEDA PROJETO (cm)	50	20 CM		80 CM		Coef. a	1,4			
NEGA (10 GOLPES) REALIZADA (mm)	15	40 CM		100 CM	9	Coef. B	10			
ALTURA DE QUEDA REALIZADA (cm)	50	80 CM		140 CM	12	Coef. S	1,4			
DIAGRAMA DE CRAVAÇÃO		NÍCIO/TÉRMINO	3/5/13 10:30	3/5/13 12:45	CARGA MOBILIZADA (EOD)					
PENETR.(m)		QUEDA MARTEL	GOLPES / m	GOLPES ACUM	8	Emk	Dm	Rm		
0,00	0,31	10	60	56	8	1,12	12	92		
0,3	1,00	20	40	96	17	2,24	13	103		
1,0	2,00	20	48	145	20	2,24	13	93		
2,0	3,00	20	32	177	31	2,24	13	71		
3,0	4,00	20	21	198	48	2,24	13	52		
4,0	5,00	10	44	242	23	1,12	12	46		
5,0	5,50	10	127	369	4	1,12	12	101		
5,5	6,00	20	86	465	5	2,24	13	171		
6,0	6,50	20	123	588	4	2,24	13	182		
6,5	7,00	30	187	775	3	3,36	15	271		
7,0	8,00	40	235	1010	4	4,48	18	306		
8,0	8,96	50	372	1382	3	5,60	18	384		

Figura 58: Boletim de Cravação da Estaca E-004

Nota-se do Boletim de cravação que a carga última da estaca no final da cravação é de 384 tf para um deslocamento DMX de 18 mm.



BUNGE PCE EPC 04 QUEBRA ONDAS

● Carga B/30+PL/AE ● Descarga — Linear (B/30+PL/AE)

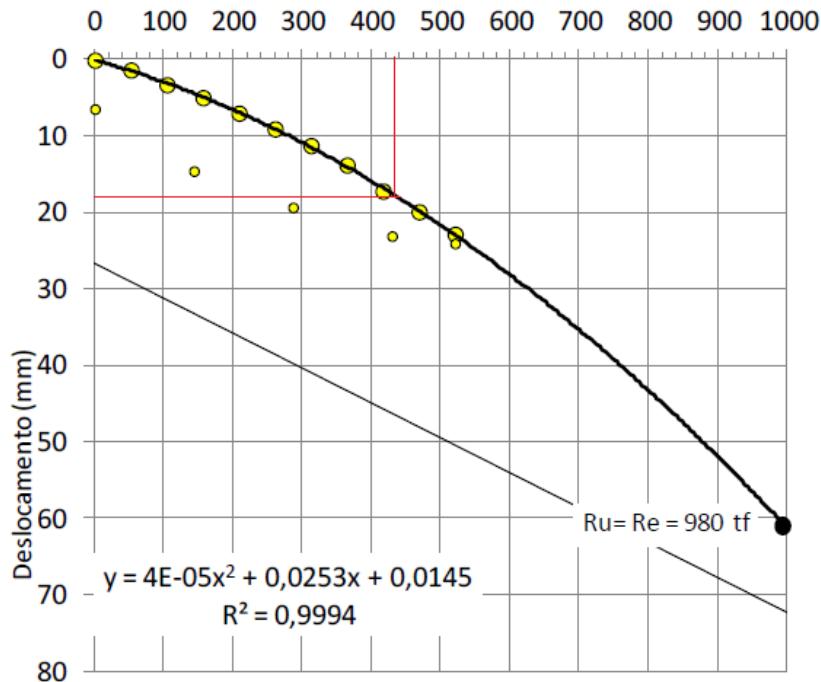


Figura 59: Prova de carga estática da Estaca E-004

Já da prova estática tira-se que com o mesmo deslocamento de 18mm a estaca tem resistência última de 432 tf, o que significa um Set-Up de 10% da resistência da estaca. Portanto a Hipótese n° 2 está satisfeita.

Tira-se também, pela extrapolação da curva de recalque (NBR6122:2010) que a carga de ruptura será estrutural de valor 980tf, portanto para a carga admissível de projeto de 260 tf o fator de segurança vale:

$$FS_{global} = \frac{P_{Último}}{P_{adm}} = \frac{980}{260} = 3,7 > 2$$

Desta forma a hipótese 1 é satisfeita.

O parâmetro DMX é a soma do repique elástico mais a nega para o golpe analisado durante a cravação e foi relacionado ao deslocamento proporcionado pelo macaco hidráulico (este não na forma de um golpe). Nas Figura 60 e Figura 61 estão demonstrados como estes parâmetros são



representados graficamente analisando o deslocamento da estaca (d em milímetros) em função do tempo (t em segundos).

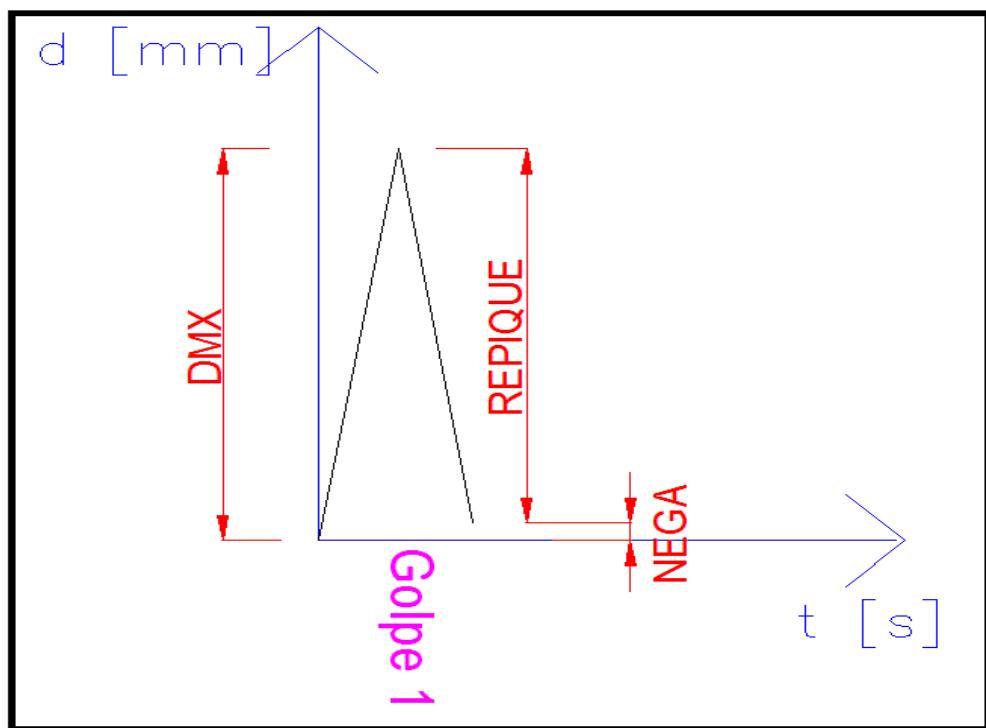


Figura 60: Representação dos parâmetros de deslocamento durante a cravação

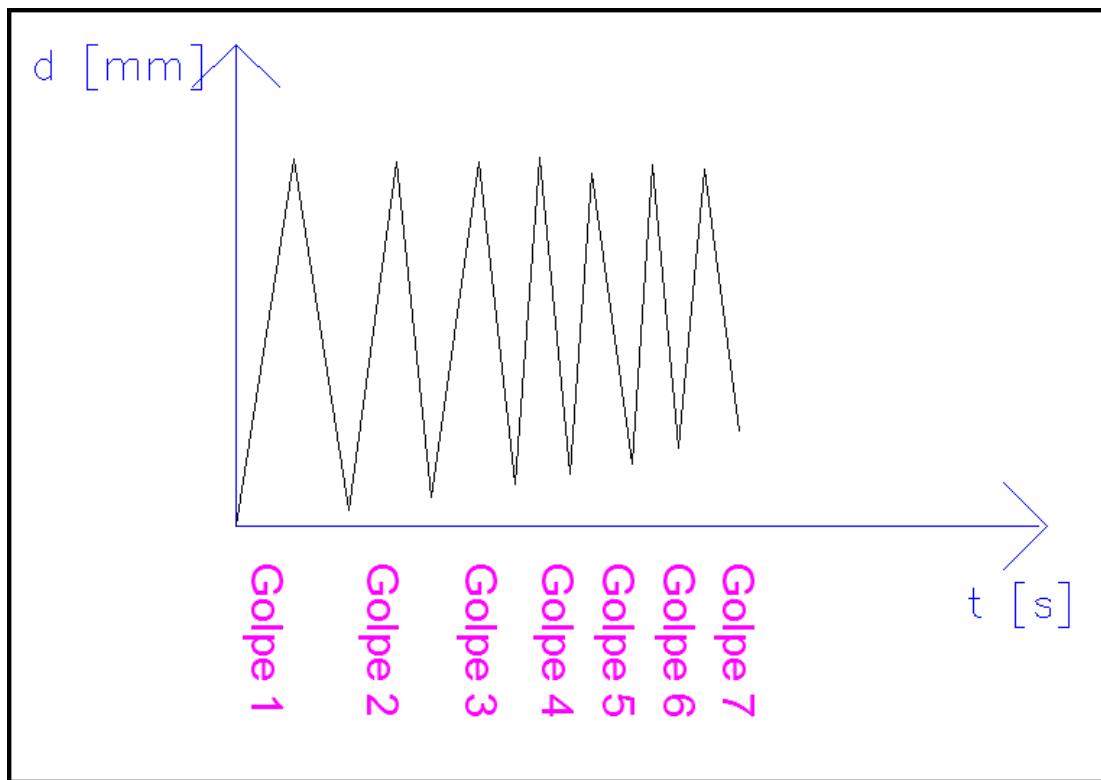


Figura 61: Entendimento do deslocamento da estaca ao longo de mais de um golpe



6.1.4. Método S+D

6.1.4.1. Introdução

Para a determinação da capacidade de carga geotécnica das estacas cravadas na região pode-se utilizar do Método S+D. Este método se baseia no princípio de Hamilton da conservação de energia inserido no contexto da fórmula dinâmica do modelo de Smith (1960).

A expressão do Princípio de Hamilton é aplicada no intervalo de tempo da cravação (t_1 é o instante em que o martelo crava a estaca e t_2 é o instante em que a energia de cravação, em forma de trabalho não conservativo W_{nc} , foi totalmente transformada em energia potencial - V e energia cinética - T).

$$\int_{t_1}^{t_2} \delta(T - V) dt + \int_{t_1}^{t_2} \delta(W_{nc}) dt = 0$$

6.1.4.2. Casos de cravação

A metodologia distingue os seguintes casos práticos:

1º. Começo da cravação, ou fase com solo pouco resistente, ou cravação em solo sendo plastificado:

- Solo com baixa resposta resistente;
- Estaca desloca com mais facilidade ao longo da cravação;
- Predominância de Reação Não Conservativa do solo;
- Não há resposta elástica e não há repique;
- DMX e Nega têm o mesmo valor;
- Toda a energia aplicada na cabeça da estaca se transforma em trabalho não conservativo para cravar a estaca e vencer o atrito lateral e ponta;

2º. Final da cravação, ou fase com solo muito resistente, ou cravação em solo com comportamento elástico:

- Solo com elevada resposta resistente;



- Estaca desloca pouco, ou não desloca, e com dificuldade ao longo da cravação;
- Predominância de Reação Conservativa do solo;
- Há resposta elástica e há repique;
- DMX tem praticamente mesmo valor do Repique;
- Toda a energia aplicada na cabeça da estaca se transforma em deformação elástica;

3º. Caso Geral:

- Solo com moderada resposta resistente;
- Estaca desloca moderadamente ao longo da cravação;
- Há Reação Conservativa e Não Conservativa do solo;
- Há resposta elástica e há repique;
- DMX tem parcelas contribuintes tanto da Nega quanto do Repique;
- Energia aplicada na cabeça da estaca se transforma em trabalho não conservativo e deformação elástica;

6.1.4.3. Energia da Cravação

Os três casos apresentam a fórmula representativa energética:

$$T = V_e + W_{NC}$$

Sendo:

- T: Energia aplicada pelo martelo de cravação [tf.m];

$$T = W \times H \times \eta_1 \times \eta_2$$

- W: Peso do Martelo de Cravação [tf];
- H: Altura de Queda do Martelo de Cravação [m];
- η_1 : Eficiência do Martelo de Cravação [%];
- η_2 : Eficiência do Sistema de Amortecimento [%];
- V_e : Energia Potencial de deformação elástica [tf.m];



- W_{NC} : Trabalho das forças não conservativas (realizado pela nega) no final da cravação;

No 1º Caso:

- $V_e = 0$
- $T = W_{NC}$
- Nega $\neq 0$

No 2º Caso:

- $W_{NC} = 0$
- $T = V_e$
- Nega = 0

No 3º Caso:

- $V_e \neq 0$
- $W_{NC} \neq 0$
- $T = V_e + W_{NC}$
- Nega $\neq 0$

6.1.4.4. Resistência do Solo à Cravação

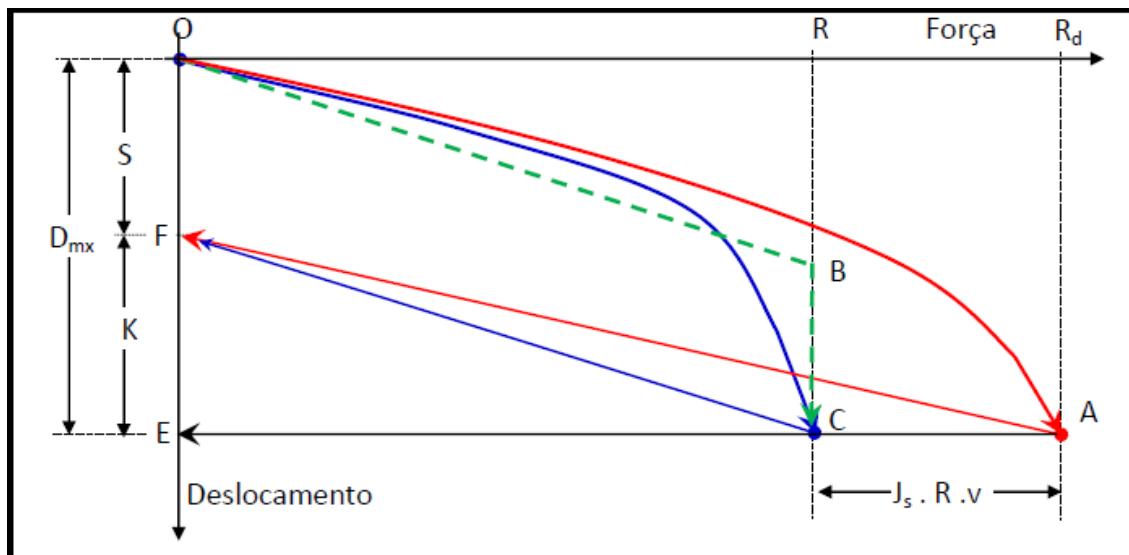


Figura 62 - Representação Força x Deslocamento nos 3 modelos

Da Figura 62 tiram-se as seguintes correlações do modelo C.F. Aoki:



- Curva Vermelha: Representa a curva Força x Deslocamento correspondente ao ensaio dinâmico;
- Curva Azul: Representa a curva Força x Deslocamento correspondente ao ensaio estático que melhor representa a realidade do balanço de energias;
- Curva Verde: Representa a curva Força x Deslocamento correspondente ao ensaio estático simplificado do modelo de Smith (1960). É a curva foco deste modelo e ela será usada na determinação da resistência do solo.

Dentre as forças que são notórias desta análise temos 3:

- R: Reação estática do solo. Nota-se que é a mesma reação que o modelo de Smith apresentará, portanto, é a força que será calculada;
- Rd: Reação dinâmica do solo;
- $J_S \times R \times v$: Diferença entre as duas reações em função da reação estática do solo. Representa a resistência adicional devida ao amortecimento do solo, que é suposta ser diretamente proporcional à velocidade v;
- Js: Coeficiente de amortecimento do solo de CASE;
- v: Velocidade da Ponta, onde $v = I \times vp$;
- I: Impedância $I = \frac{E \times A}{c}$, onde c é a velocidade de propagação da onda;
- vp: Velocidade da Ponta.

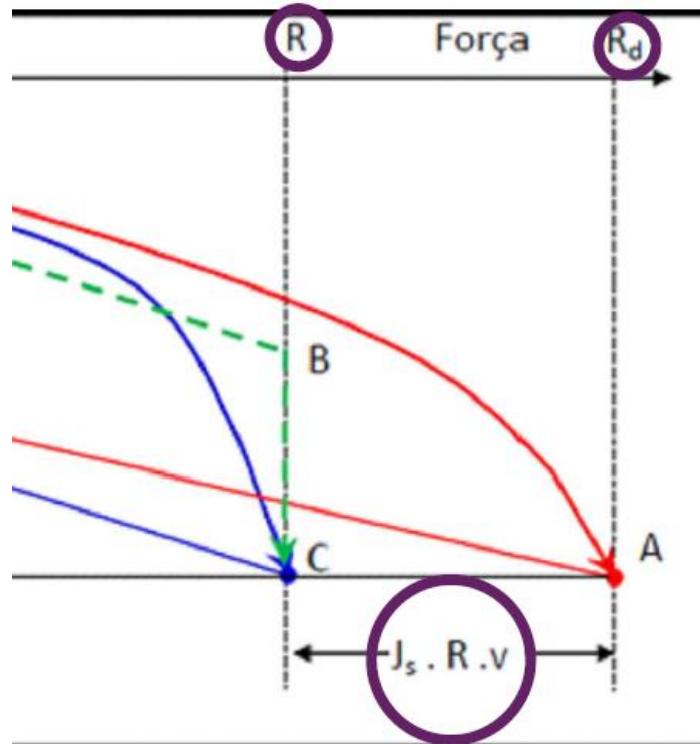


Figura 63 - Forças Representativas

Além das forças tiram-se também os deslocamentos:

- S: Nega. Parcela do deslocamento da estaca em que o “Trabalho das forças Não conservativas” é responsável na cravação;
- K: Repique. Parcela do deslocamento da estaca em que a “Energia de Deformação Elástica” é responsável na cravação;
- DMX: “Deslocamento Máximo”. Equivale à soma da Nega com o Repique elástico.

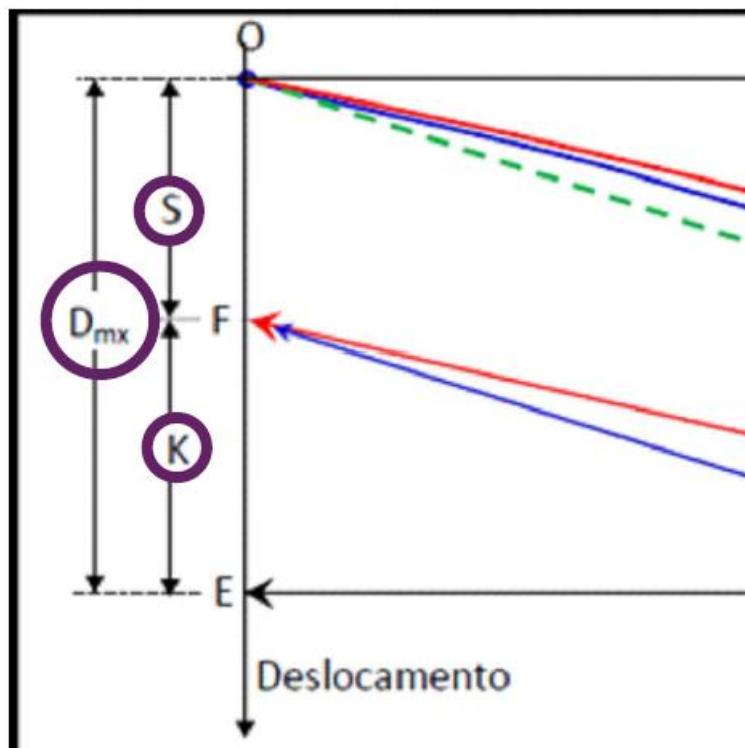


Figura 64 - Deslocamentos representativos

Para encontrar a força R pelo modelo de Smith foi considerado que esta depende proporcionalmente à energia de reação do solo e inversamente pelo deslocamento DMX.

A energia máxima de reação (EMX) será dada pela soma das suas parcelas conservativas e não conservativas. Sendo:

$$EMX = V_e + W_{NC} = T = W \times H \times \eta_1 \times \eta_2$$

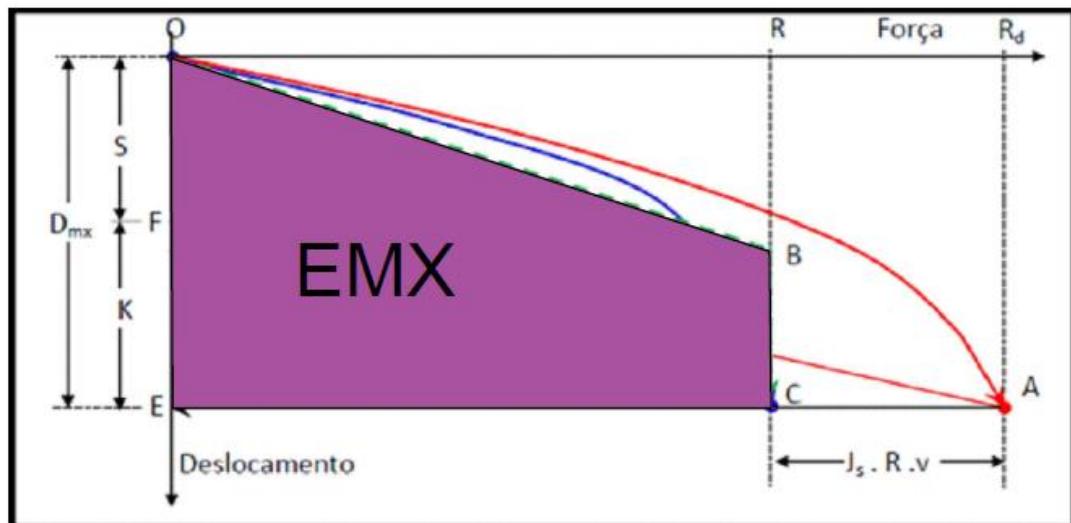


Figura 65 - Esquema Ilustrativo do EMX

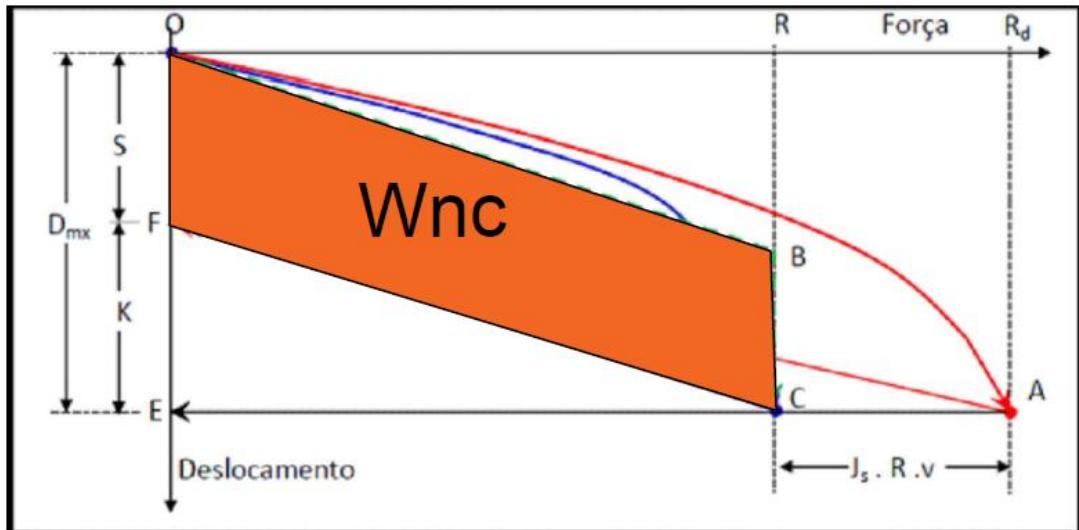


Figura 66 - Esquema Ilustrativo do W_{nc}

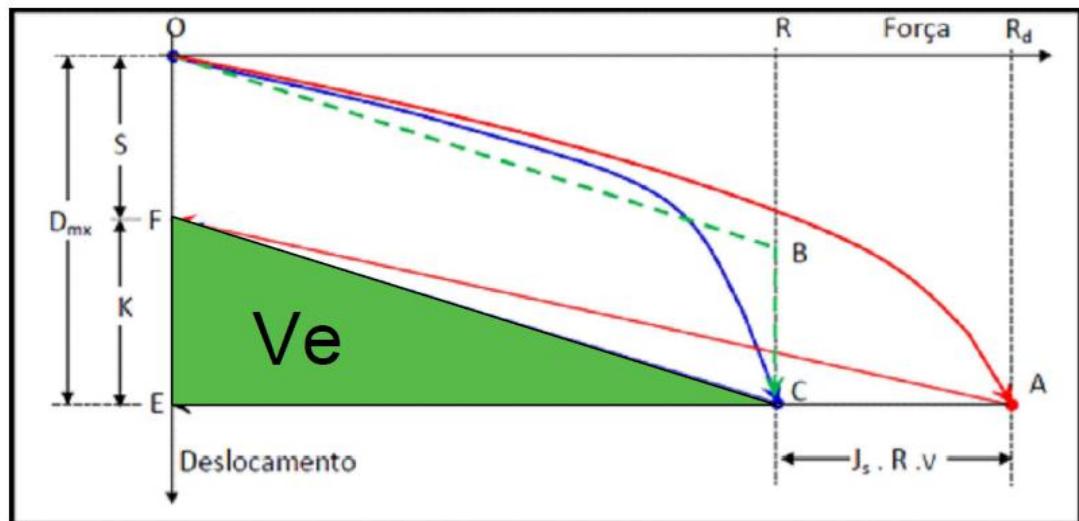


Figura 67 - Esquema Ilustrativo do V_e

Com os valores destes atributos é possível se chegar à fórmula que representa a resistência estática por:

$$(\text{Fórmula S+D}): R = \frac{EMX \times \xi}{(DMX + S)} = \frac{(V_e + W_{NC}) \times \xi}{(DMX + S)}$$

Onde o parâmetro ξ é denominado de “fator variável com a magnitude e natureza das forças de reação”. Sendo que seu valor está na faixa de:

$$1 < \xi < 2$$



Na comprovação do método os valores de EMX, RMX e DMX foram medidos com instrumentação próxima à cabeça da estaca. Desta forma pode-se verificar a faixa em que se encontrava o parâmetro ξ .

ξ pode ser aproximado para:

- $\xi \approx 1$: Para situações de começo de cravação, e situações onde o solo é pouco resistente à cravação;
- $\xi \approx 2$: Para situações de final de cravação, e situações onde o solo é muito resistente à cravação.

Esta técnica é muito eficiente. Visto que o “fator variável” pode ser melhor reconhecido quando calculado para golpes seguidos com alturas variáveis. Assim:

- No final da cravação;
- Com o conhecimento prévio de camadas resistentes abaixo da cota de ponta da estaca;
- Com o uso de quedas de diferentes alturas do martelo;
- Com a medição dos valores de EMX, DMX (Nega e Repique) e RMX na cabeça da estaca;

É possível calibrar o parâmetro ξ com valores estatísticos (média e variância) e, assim, verificar se o fator de segurança está de acordo com a norma (pela divisão de R pela resistência característica adotada em fase de projeto - R_{k_proj}).

$$FS = \frac{R}{R_{k_proj}} = \frac{(V_e + W_{NC}) \times \xi}{(DMX + S) \times R_{k_proj}}$$

Outra vantagem do método é que a necessidade dos equipamentos de PDA, voltados para análise dos dados obtidos por acelerômetro e extensômetro, são para a calibração dos fatores que influenciam na minoração da energia aplicada pelo martelo (fatores de eficiência do martelo e do sistema



de amortecimento). Sendo que, após tendo o conhecimento desses fatores, é possível aplicar o método (S+D) em todas as estacas da obra sem precisar de ensaios de prova de carga além dos mínimos estipulados pela NBR6122:2010.

Além disso, com o método (S+D) é possível prever o ganho por SET-UP em estacas variando a energia de queda do martelo e verificando a reação do solo para as diferentes energias aplicadas em diferentes espaços de tempo. Um exemplo desta aplicação foi feito por Aoki com Argilas Marinhas da Baixada Santista e seu resultado se encontra na Figura 68. Nele nota-se que o ganho de resistência do solo por cicatrização do mesmo ao longo do fuste da estaca é reconhecido pelo menor deslocamento da estaca (DMX) para uma mesma força resistida em um ensaio mais tardio. No caso Aoki ensaiou a estaca nos intervalos de 10', 20', 40', 80' e 13 dias.

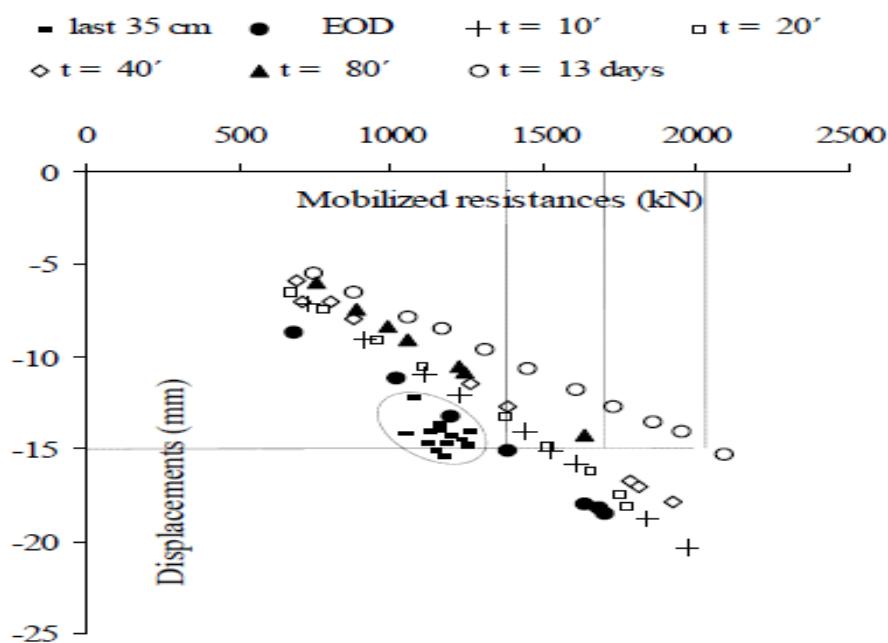


Figura 68 - Ganho de SET-UP em argilas marinhas (Aoki)

6.1.5. – Efeito SET-UP

A Resistencia do solo ao longo do fuste (responsável pelo atrito lateral) têm a particularidade, em estacas cravadas, de ser variável ao longo do tempo em função de dois fenômenos que ocorrem neste solo.

- Efeito SET-UP: Fenômeno que ocorre quando há aumento da resistência de atrito lateral do solo ao longo do fuste.



- Efeito de Relaxação: Fenômeno que ocorre quando há diminuição da resistência de atrito lateral do solo ao longo do fuste.

6.1.5.1. *Verificação do Fenômeno*

A verificação de ambos os fenômenos é feita por meios de ensaios dinâmicos ou estáticos visto que a dificuldade de serem feitos ensaios em laboratório que modelem estes mecanismos ainda não permitem mensurar tais fenômenos com acurácia.

Devido ao tempo elevado em se montar as vigas de reação e começar a macaquear a estaca com ensaios estáticos, podendo levar de horas até alguns dias para isso, é mais eficaz a utilização de ensaios dinâmicos para se descobrir a resistência última das estacas. Tanto a resistência logo após sua cravação quanto a após o tempo para análise do fenômeno.

Apesar disso o cuidado na recravação de estacas longas deve ser tomado no seguinte aspecto:

- A utilização de muitos golpes pode levar à mobilização total do atrito lateral (o que não é bom), fazendo com que se perca o “set-up” conseguido. Fato este que não ocorreria numa prova de carga estática.

6.1.5.2. *Mecanismos de “Set-Up”*

Durante a cravação da estaca o comportamento do solo, num trecho próximo do fuste da estaca, pode ser aproximado através de um modelo do tipo expansão em cavidade cilíndrica. A região significativa deste cilindro é de 2,5 vezes o diâmetro da estaca. Portanto, na cravação de uma estaca de 80 cm de diâmetro, um cilindro (de mesmo centro da estaca) de 2m de diâmetro está em expansão no solo.

Os mecanismos de “Set-Up” podem ser divididos em dois grupos:

- Mecanismos associados à dissipação de sobre pressões neutras;
- Mecanismos não associados à dissipação de sobre pressões neutras.



São os fenômenos de envelhecimento “aging”, rearranjo de partículas e alterações do estado de tensões devido ao “creep”.

O atrito lateral é a parcela da resistência responsável pelo aumento da Carga última da estaca com o tempo. A resistência de ponta não se altera com o tempo por este mecanismo.

- Mecanismos associados à dissipação de sobre pressões neutras

- 1^a. Etapa do mecanismo ($t=0$):

Durante a cravação ocorre a expansão do solo ao longo das laterais da estaca. Esta expansão provoca o deslocamento lateral do solo. Este deslocamento gera aumento da pressão neutra, que são temporários. Assim a pressão efetiva do solo diminui e se tem, como base inicial, uma resistência de atrito lateral com esta consideração do mecanismo.

2^a. Etapa do mecanismo ($t \rightarrow \infty$):

Passado um tempo da cravação a pressão neutra é dissipada, gerando aumento da tensão efetiva do solo e da resistência ao cisalhamento do mesmo na interface solo-estaca.

Uma pesquisa feita por Fellenius (2008) numa estaca cravada em Quebec, Canadá mostra os resultados da dissipação de pressão neutra e do aumento gradativo do Atrito Lateral na estaca na Figura 69. Neste caso em particular o atrito lateral chegou em 30 dias a um aumento de 95% e a sobre-pressão neutra caiu 100%.

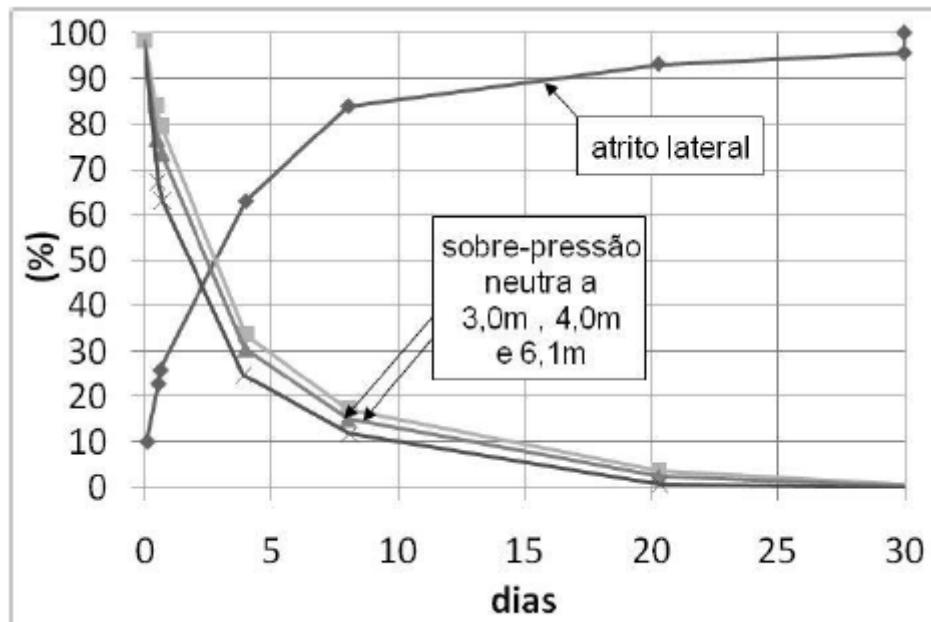


Figura 69 - Pesquisa de Fellenius (2008)

Apesar disso o oposto pode ocorrer. Se na 1^a etapa do mecanismo houver geração de pressões neutras negativas, caso de solos com comportamento dilatante, a resistência inicial será maior do que a resistência após o alívio das pressões neutras. Este mecanismo é chamado de Relaxação.

Os mecanismos associados à dissipação de sobre pressões neutras são preponderantes em solos argilosos, nos quais a drenagem é relativamente lenta. Em solos arenosos, a drenagem de sobre-pressões geradas pela cravação é relativamente rápida e os ganhos de resistência devido a essa dissipação são muito rápidos e de difícil detecção, além de pouco relevantes do ponto de vista prático.

- Outros mecanismos

Quando os solos arenosos ganham resistência devido ao atrito lateral esta não é advinda da dissipação de pressões neutras. Muitos estudos abordam esta temática, dentre eles Chow (1998). Os mecanismos possivelmente responsáveis pelo “Set-Up” em solos arenosos são:



- Efeito Químico de Corrosão: Caso de estacas metálicas. Efeitos aparentemente irrelevantes, pois, as medidas de “Set-Up” entre estacas de concreto não diferem muito das encontradas em estacas metálicas;

- Efeito de Envelhecimento: Chow et al fizeram uma série de provas de carga estáticas ao longo do tempo para comprovar o efeito de envelhecimento das areias como ganho de “Set-Up”. Quantitativamente os valores chegavam a ganhos na ordem de 24 a 30% do atrito lateral. Mas o envelhecimento não é o fator preponderante do ganho de “Set-Up”. Resultados de Schmertmann (1991) mostram alterações geotécnicas em argilas e areias, concluindo que todas as propriedades de engenharia podem sofrer incremento de 50 a 100% em períodos significativos para a engenharia. Aumentos devido às tensões efetivas gerando o intertravamento e arqueamento interno das tensões, ou “escorregamento” de grãos.

- Mudança no estado de tensões no entorno das estacas: Este mecanismo, estudado por Chow et al, responsabiliza o aumento das tensões efetivas como razão para o aumento da resistência do atrito lateral. O mecanismo em detalhe ocorre:

- Durante a cravação, a ponta da estaca gera um “anel” de areia fofa ao longo do comprimento da estaca;

- As tensões horizontais, geradas pela “compactação” “arqueiam” em volta da estaca;

- Com o tempo, ocorre “creep”, deformação lenta na areia mais comprimida, gerando um aumento gradativo das tensões horizontais no “anel” de areia fofa, aumentando as tensões efetivas no fuste da estaca.

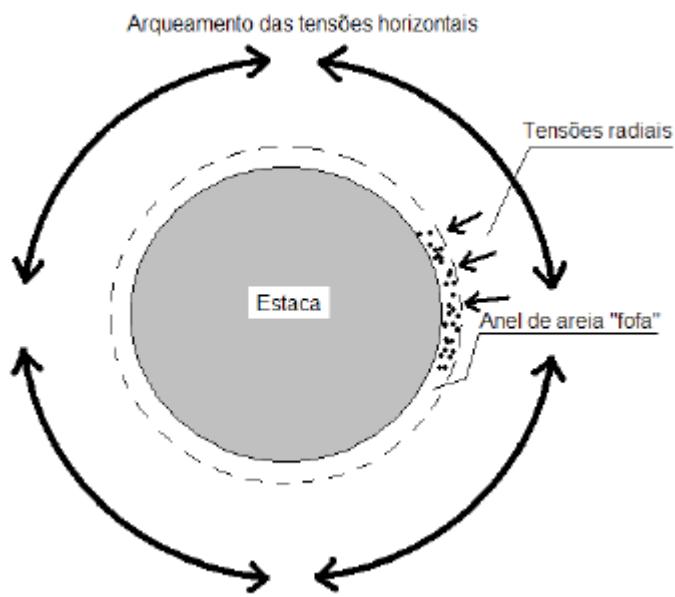


Figura 70 - Arqueamento de tensões no entorno de uma estaca cravada em areia (conforme Chow et al, 1998).

Não na mesma velocidade das argilas, que em poucas horas podem aumentar 50% da resistência lateral, as areias podem ficar semanas após a cravação da estaca sem demonstrar aumento de tensões efetivas e de resistência lateral.



7. ESTUDO DAS AÇÕES INCIDENTES NAS ESTRUTURAS DE ACOSTAGEM

As ações sobre uma estrutura de acostagem podem ser divididas de três formas distintas: de acordo com sua forma de atuação ao longo do tempo, de acordo com sua variação no espaço e também em função da resposta dada pela estrutura à solicitação em questão.

Quanto à atuação ao longo do tempo, podem ser divididas em:

- Cargas permanentes: são aquelas cargas essencialmente gravitacionais, que atuam sobre a estrutura ao longo de toda a sua vida útil, sendo constantes em posição e magnitude, ou, em alguns casos, de variação lenta o suficiente quando comparadas aos respectivos valores médios de tal forma que essas variações possam ser desprezadas. Também são classificadas como permanentes aquelas ações cuja variação tenda a um valor limite. As cargas permanentes podem ser divididas em pesos próprios de elementos estruturais e cargas mortas, que seriam os pesos próprios de elementos não estruturais (pavimentação, trilhos, defensas, cabeços, utilidades, equipamentos de operação, instalações fixas não estruturais, solo, aderências marinhas (ex. algas, moluscos)).

- Cargas variáveis: são cargas externas à estrutura cuja magnitude e/ou posição venha a variar ao longo do tempo de forma frequente ou contínua de tal forma que essa variação não possa ser desprezada em comparação aos seus valores médios. As cargas variáveis podem ser divididas em: cargas hidráulicas (associadas a níveis d'água, lastros, lençol freático), cargas geotécnicas (empuxos de solo de atuação direta ou indireta por meio de outras cargas que atuem através dele), cargas variáveis de operação (sobrecargas de estacionamento e armazenamento, sobrecargas de equipamentos e instalações de manipulação de mercadorias, sobrecargas de tráfego, sobrecargas de operação das embarcações), cargas meio ambientais (vento, corrente, marés e demais variações do nível das águas, ressacas, pressão atmosféricas, temperatura do ar e da água, precipitações, gelo, efeitos sísmicos), cargas de deformação (cargas de protensão, térmicas, reológicas,



por movimentos impostos) e cargas de construção (específicas para estaleiros).

- Cargas acidentais: são cargas de caráter fortuito, casual, que podem ter sua origem em acidentes, mau uso das instalações ou condições meio ambientais ou de operação do píer excepcionais. São exemplos de cargas acidentais: provas de carga; inundações devidas à ruptura de canalizações ou depósitos; falhas nos sistemas de drenagem e controle de subpressões; elevações do nível freático assumido no projeto; empuxos devidos à falta de estabilidade do solo; depósitos, escavações ou erosões do terreno provocadas por hélices de embarcações em manobras excepcionais; colisões e sobrecargas excepcionais; impactos e sobrecargas devidas a manobras excepcionais; sobrecargas devidas à operação excepcional de embarcações; ressacas; ações produzidas por condições meio ambientais extremas, como furações, temporais e tormentas; explosão e fogo.

Esquematicamente, a divisão das cargas com relação a sua atuação ao longo do tempo pode ser realizada como consta na Figura 71.



Figura 71: Classificação das cargas quanto a sua atuação ao longo do tempo



No que diz respeito à variação no espaço, as ações listadas podem ser classificadas em:

- Cargas fixas: são aquelas cuja posição de atuação sobre a estrutura está definida de forma não ambígua.
- Cargas móveis: são aquelas que, dentro de limites dados, podem se movimentar sobre a estrutura.

Com relação à resposta sobre a estrutura a divisão se dá entre:

- Cargas estáticas: são aquelas cuja atuação não acarreta o surgimento de acelerações significativas sobre os elementos estruturais.
- Cargas dinâmicas: são aquelas cuja atuação faz com que surjam acelerações não desprezíveis sobre o sistema estrutural. As cargas dinâmicas ainda podem ser subdivididas em cargas de impacto, que são aquelas pontuais, que ocorrem num instante específico, apresentando um pico inicial seguido de um amortecimento do esforço gerado, e cargas freqüenciais, que atuam de forma cíclica sobre a estrutura num intervalo de tempo específico.

Neste trabalho, para apresentação forças atuantes sobre a estrutura de atracação, será seguida a primeira divisão apresentada, quanto à atuação ao longo do tempo. Assim sendo, serão apresentadas primeiro as cargas permanentes, posteriormente as cargas variáveis e, por último, serão feitas as considerações relativas às cargas acidentais.

7.1. Cargas permanentes

7.1.1. Sobrecargas adotadas no projeto

Para o concreto empregado nas peças pré-moldadas e também para o concreto aplicado *in loco* adotou-se um peso próprio de 2,5 tf/m³. Considerações preliminares de que o tabuleiro do píer de atracação tenha aproximadamente 60 cm de espessura média, levaram à adoção de uma carga de 1,5 tf/m² referente ao peso próprio do concreto empregado na estrutura.



7.2. Cargas variáveis

7.2.1. Forças de atracação

No instante em que o casco do navio entra em contato com as defensas da estrutura de atracação, o impacto da embarcação causa grande esforços sobre a estrutura. Esse esforço é predominantemente horizontal, e ocorre tanto na longitudinal, devido ao atrito do casco com as defensas, quanto na transversal, devido ao contato propriamente dito.

A força de atracação é calculada tendo como base a energia cinética desenvolvida pela embarcação no instante em que atraca sobre as defensas. As defensas absorvem parte da energia cinética da embarcação - efeito este manifestado através da deformação das defensas - e transferem a outra parte à estrutura do píer através de uma força.

A energia de atracação é função de alguns parâmetros físicos e outros operacionais. Como exemplos de parâmetros físicos, podem ser citadas as dimensões, a velocidade e a massa de água deslocada pela embarcação; o ângulo de aproximação formado pela longitudinal da embarcação e o píer; o ponto de contato entre o píer e a embarcação em relação ao seu centro de giro; as características ambientais da bacia de atracação e as características estruturais do píer. Como parâmetros operacionais, podem ser citados como exemplos: o auxílio ou não de rebocadores durante a manobra de atracação; a existência ou não de motores laterais, conhecidos como *bow thrusters*, na embarcação, que auxiliam a manobra de atracação; e a controlabilidade da manobra como um todo.

Para a determinação das forças induzidas sobre a estrutura em virtude da atracação das barcaças, apesar da existência da norma brasileira NBR 9782 - Ações em Estruturas Portuárias, Marítimas ou Fluviais^{*}, adotou-se como norma de referência para este trabalho a norma espanhola *ROM 2.0-11 - Acciones en el proyecto de obras marítimas y portuarias*. A escolha pela norma espanhola se justifica pelo fato de ser esta norma mais completa e específica do que a brasileira.

^{*} Esta norma foi anulada ao longo do desenvolvimento do trabalho em função da falta de atualização.



Uma vez que as dimensões da embarcação são de suma importância na determinação dos esforços, apresentam-se a seguir as definições e os valores das dimensões da embarcação de projeto deste píer. Na Figura 72 tem-se uma simples ilustração dessas dimensões.

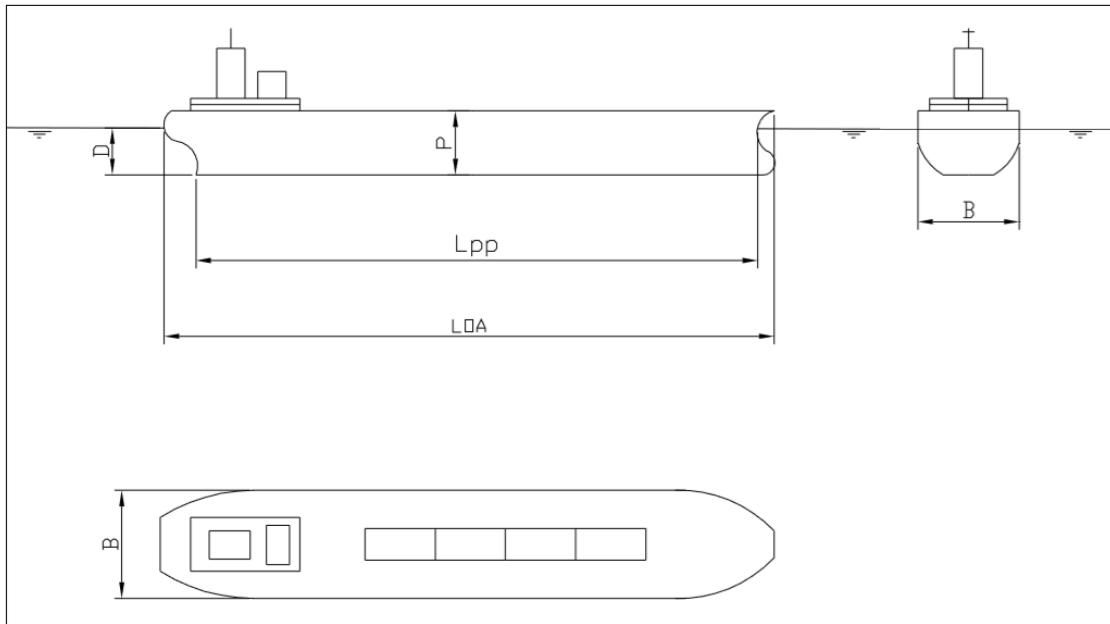


Figura 72: Dimensões básicas de uma embarcação

L_{OA} :

Comprimento total da embarcação.

É definido neste projeto que:

$$L_{OA} = 62,0 \text{ m}$$

L_{PP} :

Distância entre as perpendiculares a vante e a ré da embarcação.

A norma espanhola ROM 2.0-11 sugere que, quando não for definida uma distância entre perpendiculares, adote-se um valor de 95 % do comprimento total da embarcação. Contudo, por tratar-se de uma barcaça fluvial, com características peculiares, será adotado neste projeto uma distância entre perpendiculares idêntica ao comprimento total da embarcação.

Assim sendo, adota-se neste projeto que:

$$L_{PP} = 62,0 \text{ m}$$



B:

Boca da embarcação; é o equivalente à largura da embarcação.

É definido neste projeto que:

$$B = 12,0 \text{ m}$$

P:

Pontal da embarcação; é o equivalente à altura da embarcação.

É definido neste projeto que:

$$P = 4,40 \text{ m}$$

D:

Calado a plena carga da embarcação; é o equivalente à altura submersa da embarcação na situação em que se encontra plenamente carregada.

É definido neste projeto que:

$$D = 4,076 \text{ m}$$

$D_{MÍN}$:

Calado em lastro da embarcação; é o equivalente à altura submersa da embarcação na situação em que se encontra completamente descarregada.

A norma ROM 2.0-11 sugere o emprego de determinadas fórmulas para a determinação do calado em lastro de uma embarcação. Essas fórmulas não foram adotadas por as barcaças terem características peculiares.

É adotado neste projeto que:

$$D_{MÍN} = 1,0 \text{ m}$$

Quanto à capacidade de carga da embarcação, alguns parâmetros também podem ser definidos. São eles:



DWT:

Deadweight tonnage; em português, porte bruto ou toneladas de peso morto (TPM); é a capacidade de carga que um navio pode transportar.

É definido neste projeto que:

$$DWT = 2500 \text{ tf}$$

Deslocamento; é o peso da massa deslocada pelo navio a plena carga. É definida pela soma do peso do navio com seu DWT.

É definido neste projeto que:

$$tara_{barcaça} = 400 \text{ t}$$

Portanto:

$$\Delta = 2900 \text{ tf}$$

De posse destes dados básicos, pode-se então partir para a determinação da força de atracação da embarcação sobre a estrutura.

Primeiramente deve-se supor que a atracação será feita contra somente uma das praças de defesa, que são os elementos nos quais estão posicionadas as defensas elastoméricas, de forma oblíqua. Posteriormente, supõe-se que a atracação seja feita com a embarcação perpendicular ao píer e que desta forma todas as praças de defesa sejam solicitadas concomitantemente. Essas duas situações geram parâmetros diferentes, como, por exemplo, o coeficiente de excentricidade, que influenciam no resultado final. De posse dos dois resultados obtidos, parte-se então para a escolha da defensa elastomérica a ser adotada no projeto, de acordo com o valor crítico.

Primeiramente deve-se determinar a energia cinética desenvolvida pela embarcação durante o atraque, o que independe da forma como o navio atraca no píer, chamada de energia cinética característica, e que pode ser calculada pela expressão:



$$E = \frac{1}{2g} \cdot C_M \cdot \Delta \cdot (V_B)^2$$

Onde:

E : energia cinética característica (em tf.m);

g : aceleração da gravidade (em m/s²);

C_M : coeficiente de massa hidrodinâmica (adimensional);

Δ : deslocamento da embarcação (em tf); e

V_B : componente normal à superfície e atraque da velocidade de aproximação da embarcação no momento do impacto (em m/s).

Por definição de projeto, tem-se que:

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$\Delta = 2900 \text{ tf}$$

Para a determinação do coeficiente de massa hidrodinâmica, adotou-se a expressão proposta por Vasco Costa, 1964, de acordo com a qual:

$$C_M = 1 + 2 \cdot \left(\frac{D}{B} \right)$$

Onde:

D : calado da embarcação (em m); e

B : boca da embarcação (em m).

Tem-se então que:

$$C_M = 1 + 2 \cdot \left(\frac{D}{B} \right) = 1 + 2 \cdot \left(\frac{4,076}{12,0} \right) \rightarrow C_M = 1,68$$

É através deste coeficiente que se considera nos cálculos a massa hidrodinâmica, que é a massa de água que se move conjuntamente com a



embarcação durante a operação de atracação. Ele expressa a relação entre a massa total do sistema movimentada (embarcação + água movimentada + tonelagem de peso morto (TPM)) e a massa da embarcação.

Salvo em situações de atracções com velocidade muito baixas (inferiores a 0,08 m/s) ou quando o calado do navio possui valor muito próximo ao da profundidade do canal, a expressão de Vasco Costa pode ser utilizada com segurança, apresentando valores que ficam entre 1,3 e 1,8.

Quanto à velocidade da embarcação no momento do impacto, é necessário defini-la em função de condições meio ambientais (velocidade média do vento, velocidade média da corrente, altura de onda significativa), condições operacionais (ajuda ou não de rebocadores, existência ou não de bow thrusters nas embarcações que atracam habilidade e treinamento dos profissionais responsáveis pela manobra) e de características da embarcação (deslocamento, carga).

Neste projeto, a manobra de atracação será feita com a ajuda de rebocadores que guiarão cada barcaça à entrada do terminal; lá, as barcaças serão amarradas a guinchos cabrestantes cujo mecanismo será o responsável pela atracação. As barcaças serão puxadas pelas amarras ligadas aos guinchos a uma velocidade determinada de 0,27 m/s, portanto:

$$V_B = 0,27 \text{ m/s}$$

Assim sendo, tem-se como energia cinética característica um valor de:

$$E = \frac{1}{2g} \cdot C_M \cdot \Delta \cdot (V_B)^2 = \frac{1}{2 \cdot 9,81} \cdot 1,68 \cdot 2900 \cdot (0,27)^2 \rightarrow E = 18,1 \text{ tf.m}$$

De posse da energia cinética característica, parte-se então para a determinação da energia absorvida pelo sistema de atracação. Quanto à energia absorvida, devem-se considerar dois casos: o de atracação oblíqua contra uma única praça de defesa e o de atracação paralela contra todas as praças de defensas. Para ambos os casos, a obtenção da energia cinética absorvida é obtida multiplicando-se o seu valor característico por uma série de



coeficientes e, no caso da atracação paralela, dividindo-se o valor obtido pela quantidade de praças de defensas contra as quais ocorre a atracação:

$$E_F = E \cdot C_E \cdot C_G \cdot C_C \cdot C_S$$

$$E_n = \frac{E \cdot C_E \cdot C_G \cdot C_C \cdot C_S}{n}$$

Onde:

E_F : energia cinética absorvida na atracação oblíqua (em tf.m);

E_n : energia cinética absorvida na atracação paralela (em tf.m);

E : energia cinética característica (em tf.m);

n : quantidade de praças de defensas contra as quais ocorre a atracação paralela (valor absoluto);

C_E : coeficiente de excentricidade (adimensional);

C_G : coeficiente geométrico da embarcação (adimensional);

C_C : coeficiente de configuração da atracação (adimensional); e

C_S : coeficiente de rigidez do sistema de atracação (adimensional).

Três destes coeficientes mantém-se inalterados para qualquer um dos dois casos analisados; o único que varia de acordo com o tipo de atracação é o coeficiente de excentricidade, uma vez que é função, entre outros parâmetros, do ângulo de aproximação da embarcação com relação ao píer e do ponto de contato entre a embarcação e o píer em relação ao centro de giro da embarcação.

- Coeficiente de excentricidade (C_E):

Quando o ponto de impacto de uma embarcação sobre um sistema de atracação não coincide com seu centro de gravidade, a transferência de energia cinética da embarcação para o sistema não ocorre integralmente. É o coeficiente de excentricidade que leva em conta a configuração e as características da embarcação e da manobra de atracação. Assim sendo, o coeficiente de excentricidade é, fundamentalmente, função das características



geométricas da embarcação, das condições de aproximação da manobra e do ponto de contato entre a embarcação e o píer.

Para embarcações com aproximação transversal, o coeficiente de excentricidade é dado pela expressão:

$$C_E = \frac{k^2 + a^2 \cdot \cos^2 \gamma}{k^2 + a^2}$$

Onde:

C_E : coeficiente de excentricidade (adimensional);

k : raio de giro da embarcação (em m);

a : distância entre o ponto de impacto e o centro de gravidade da embarcação (em m); e

γ : ângulo entre a linha que une o ponto de contato ao centro de gravidade da embarcação e o vetor velocidade (em graus).

Na Figura 73, a seguir, extraída da norma ROM 2.0-11, expressam-se alguns dos parâmetros empregados na determinação do coeficiente de excentricidade.

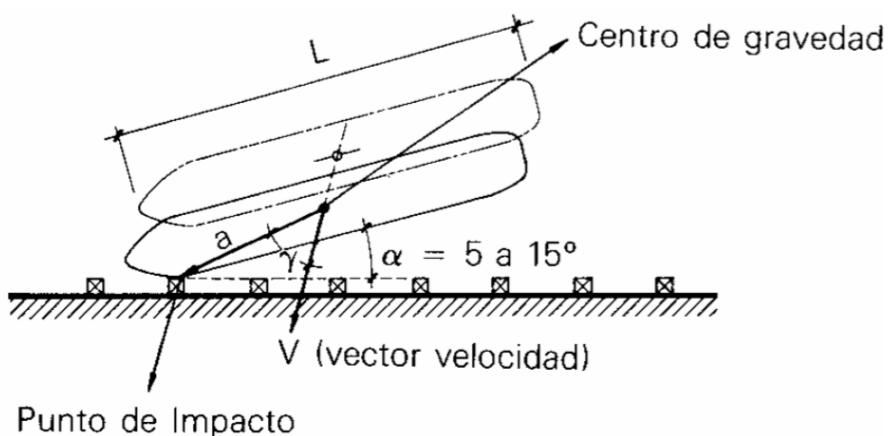


Figura 73: Parâmetros para determinação do coeficiente de excentricidade (ROM 2.0-11)

Para a determinação do raio de giro, a norma ROM permite aproximá-lo pela função:



$$k = (0,19 \cdot C_B + 0,11) \cdot L_{OA}$$

Onde:

k : raio de giro da embarcação (em m);

C_B : coeficiente de bloco (adimensional); e

L_{OA} : comprimento total da embarcação (em m).

Por definição de projeto, tem-se que:

$$L_{OA} = 62,0 \text{ m}$$

Quanto ao coeficiente de bloco, este pode ser expresso por:

$$C_B = \frac{\Delta}{L_{PP} \cdot B \cdot D \cdot \gamma_W}$$

Onde:

C_B : coeficiente de bloco (adimensional);

Δ : deslocamento da embarcação (em tf);

L_{PP} : distância entre perpendiculares da embarcação (em m);

B : boca da embarcação (em m);

D : calado da embarcação (em m); e

γ_W : peso específico da água (em tf/m³).

Por definição de projeto, tem-se que:

$$\Delta = 2900 \text{ tf}$$

$$L_{PP} = 62,0 \text{ m}$$

$$B = 12,0 \text{ m}$$



$$D = 4,076 \text{ m}$$

$$\gamma_W = 1,0 \text{ tf/m}^3$$

Assim sendo, tem-se que:

$$C_B = \frac{\Delta}{L_{PP} \cdot B \cdot D \cdot \gamma_W} = \frac{2900}{62,0 \cdot 12,0 \cdot 4,076 \cdot 1,0} \rightarrow C_B = 0,96$$

Desta forma, então:

$$k = (0,19 \cdot C_B + 0,11) \cdot L_{OA} = (0,19 \cdot 0,96 + 0,11) \cdot 62,0 \rightarrow k = 18,1 \text{ m}$$

Quanto à distância entre o ponto de impacto e o centro de gravidade da embarcação, os valores serão distintos de acordo com o caso analisado.

Para o caso da atracação oblíqua contra uma única praça de defesa, seguir-se-á a recomendação da norma ROM 2.0-11 e será adotado um valor de 25% do comprimento total da embarcação (L_{OA}) por tratar-se de um sistema de atracação contínuo. Assim sendo, para o caso da atracação oblíqua, tem-se que:

$$a = 0,25L_{OA} = 0,25 \cdot 62,0 \rightarrow a = 15,5 \text{ m}$$

Para o caso da atracação paralela contra todas as praça de defensas, supor-se-á que o ponto de impacto coincide com o centro de gravidade da embarcação. Portanto, neste caso:

$$a = 0 \text{ m}$$

Quanto ao ângulo formado entre a linha que une o ponto de contato ao centro de gravidade da embarcação e o vetor velocidade, para o caso da atracação oblíqua a norma ROM 2.0-11 recomenda valores situados entre 70°



e 80° . Tratando-se de uma manobra com certo controle, será adotado, para o caso em questão:

$$\gamma = 80^\circ$$

Para o caso da atracação paralela, o valor adotado é de:

$$\gamma = 0^\circ$$

Definidos todos os parâmetros, pode-se então determinar o coeficiente de excentricidade para os dois casos estudados.

Para o caso da atracação oblíqua:

$$C_E = \frac{k^2 + a^2 \cdot \cos^2 \gamma}{k^2 + a^2} = \frac{18,1^2 + 15,5^2 \cdot \cos^2 80^\circ}{18,1^2 + 15,5^2} \rightarrow C_E = 0,6$$

Para o caso da atracação paralela:

$$C_E = \frac{k^2 + a^2 \cdot \cos^2 \gamma}{k^2 + a^2} = \frac{18,1^2 + 0 \cdot \cos^2 0^\circ}{18,1^2 + 0^2} \rightarrow C_E = 1,0$$

- Coeficiente geométrico da embarcação (C_G):

A curvatura do casco da embarcação e das defensas no ponto de contato com a defensa influi na energia absorvida pelo sistema. Recomendam-se valores próximos a 0,95 quando o impacto ocorre em pontos curvos da embarcação e valores próximos a 1,0 quando ocorre em partes retas. Levando-se em conta não somente as características geométricas das barcaças que operarão neste terminal, mas também a segurança, adotou-se que a atracação ocorre com contato na parte reta da embarcação. Portanto:

$$C_G = 1,00$$



- Coeficiente de configuração da atracação (C_C):

A configuração geométrica da manobra de atracação é outro fator que influí na energia absorvida pelo sistema. Diferentes configurações induzem a diferentes colchões d'água entre a embarcação e a estrutura da plataforma operacional, alterando por sua vez a proporção de energia cinética absorvida.

Este coeficiente varia de acordo com o tipo de estrutura de atracação (descontínua, semi maciça ou maciça), a distância livre entre o casco da embarcação e o sistema de defensas, o ângulo e o método de aproximação, a configuração geométrica do casco e a profundidade da bacia. Na falta de dados que permitam a determinação desse coeficiente, a ROM sugere uma tabela como a Tabela 7, reproduzida a seguir, para a determinação desse valor.

Tabela 7: Valores recomendados para o coeficiente de configuração da atracação (C_C)

TABLA 3.4.2.3.5.6 VALORES RECOMENDADOS PARA EL COEFICIENTE DE CONFIGURACIÓN DEL ATRAQUE (C_C)			
MÉTODO DE APROXIMACIÓN DEL BUQUE	TIPO DE ESTRUCTURA		
	Diáfana	Semimaciza	Maciza
Transversal Preponderante	1,00	0,90	0,80
Longitudinal Preponderante	Por Proa o Popa	1,00	1,00
	Atracar Lateral	1,00	0,90

NOTA: Para el atracamiento en zonas angulosas o en esquina se considerará estructura diáfana, (p.e. en los extremos de un muelle de gravedad macizo.)

(ROM 2.0-11)

Tratando-se de uma plataforma operacional implantada sobre estacas pré-moldadas de concreto, portanto um sistema descontínuo, com atracação transversal, adota-se:

$$C_C = 1,00$$

- Coeficiente de rigidez do sistema de atracação (C_s):

O coeficiente de rigidez determina a proporção entre a energia que será absorvida pelo sistema de atracação e o quanto de energia será absorvida pelo



casco da embarcação. Um sistema de coeficiente 0,95, por exemplo, absorve 95% da energia total transferida; fazendo com que a embarcação absorva os outros 5%. Assim sendo, quanto mais rígido for o sistema de atracação, menor será seu coeficiente de rigidez.

Visando à segurança estrutural das embarcações, é comum que os sistemas projetados sejam capazes de absorver pelo menos 90% da energia, ou seja, geralmente os coeficientes de rigidez variam entre 0,9 e 1,0.

É recomendado pela ROM que sistemas com deslocamentos superiores a 15 cm (~6") sejam classificados como flexíveis, e com deslocamentos inferiores a esse valor sejam classificados como rígidos. No projeto em questão, adotou um sistema flexível tendo em vista a segurança estrutural da plataforma operacional. Assim sendo:

$$C_S = 1,00$$

Pode-se agora determinar a energia absorvida pelo sistema de atracação em cada um dos casos.

Para a atracação oblíqua contra uma única praça de defensas, chega-se a:

$$E_F = E \cdot C_E \cdot C_G \cdot C_C \cdot C_S = 18,1 \cdot 0,6 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \rightarrow E_F = 10,7 \text{ tf.m}$$

Para a atracação paralela contra quatro praças de defensas (valor obtido de projeto), tem-se então:

$$E_n = \frac{E \cdot C_E \cdot C_G \cdot C_C \cdot C_S}{n} = \frac{18,1 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0}{4} \rightarrow E_n = 4,5 \text{ tf.m}$$

De posse destes dois valores, conclui-se então que o caso crítico, como na maioria das situações, é o caso da atracação oblíqua, para o qual as defensas serão dimensionadas.



7.2.1.1. Dimensionamento das defensas

Para que as defensas possam ser dimensionadas, é preciso que primeiro se entenda como ocorre seu funcionamento.

Defensas são elementos elastoméricos contra os quais ocorre a atracação das embarcações. Esses elementos absorvem parte da energia cinética mobilizada, o que faz com que se deformem. Em função da energia absorvida, define-se a força gerada pela manobra de atracação sobre a plataforma operacional.

Há diferentes fabricantes de defensas no mercado; entre as mais conceituadas podem ser citados as companhias japonesas Bridgestone e Sumitomo, a norte-americana Longwood e a sueca Trelleborg.

Além da grande variedade de fornecedores, há também uma grande gama de geometrias de defensas disponíveis no mercado, como as defensas cônicas, as defensas cilíndricas, as defensas tipo pi e as defensas tipo lambda, entre outras. Cada uma delas se adéqua melhor a uma determinada necessidade. Nas figuras a seguir, têm-se exemplos de algumas das defensas citadas.



Figura 74: Defensas cilíndricas (Trelleborg)



Figura 75: Defensas cônicas (Trelleborg)



Figura 76: Defensas tipo pi (Sumitomo)



Figura 77: Defensas tipo lambda (Sumitomo)

Sabendo-se a energia de impacto, calculada no tópico anterior, cruza-se esse valor com dados dos catálogos dos fornecedores até que se encontre uma defensa adequada ao projeto.

Considera-se adequada a defensa que, quando deformada da ordem de 50% a 60%, de acordo com as especificações do fabricante, absorve 100% da energia transferida ao sistema de atracação.

Sabendo-se qual será a defensa adotada e qual é este ponto ótimo de operação, é possível determinar a força de atracação aplicada sobre a plataforma operacional observando as curvas de performance fornecidas também nos catálogos.

Neste projeto, após a análise de diferentes defensas, de diferentes fabricantes, optou-se pelo emprego de duas defensas elastoméricas tipo pi Sumitomo UPI 800H x 1000L (CP0) em cada uma das praças de defensas. Utilizar-se-á a curva de performance e os valores fornecidos no catálogo desta defensa para exemplificar-se o procedimento de escolha da defensa adequada.

A curva de performance das defensas tipo pi da Sumitomo é a representada na Figura 78, a seguir. Na curva de performance, a linha contínua expressa a reação da defensa, em termos percentuais, em função da



deformação à qual o sistema é submetido. Enquanto a linha contínua expressa uma força, a linha segmentada expressa a energia absorvida pelo sistema, também em termos percentuais, em função também da deformação à qual o sistema é submetido; a energia absorvida pelo sistema corresponde à integral da linha contínua, ou seja, corresponde à área compreendida entre a linha contínua e o eixo das abscissas, de zero ao valor que representa a deformação imposta às defensas.

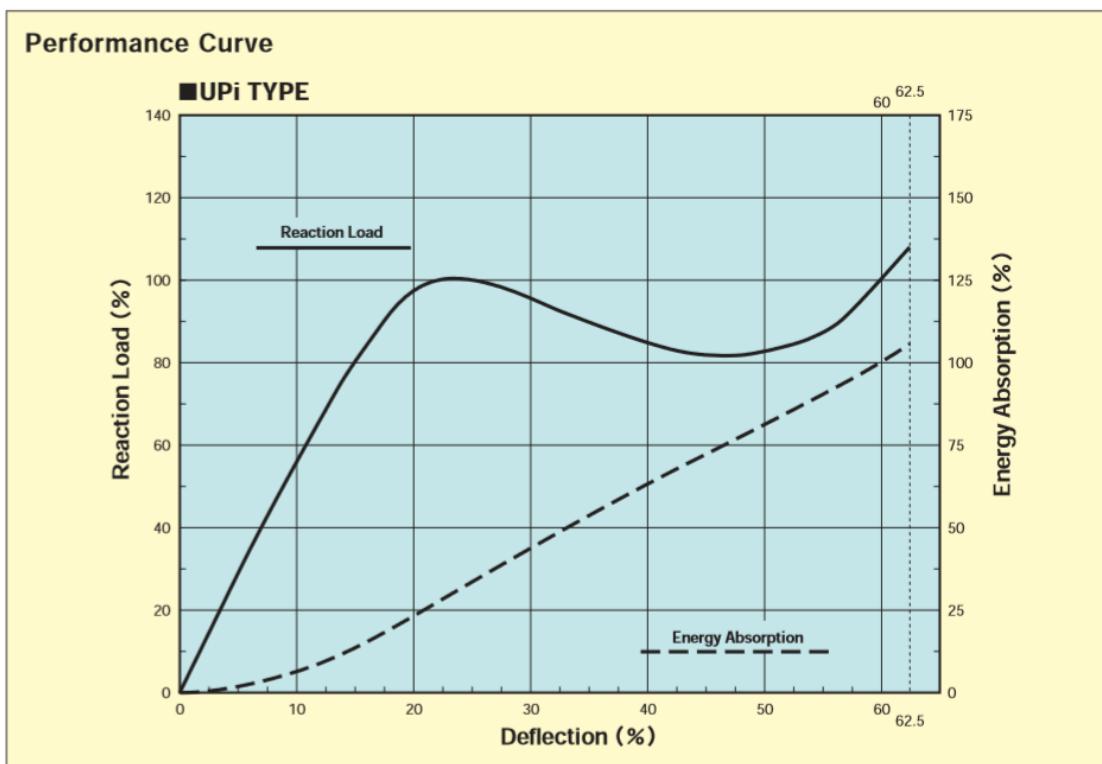


Figura 78 - Curva de performance das defensas tipo pi (Sumitomo)

Analizando-se a curva, nota-se que para uma deformação de 60% da defesa tem-se o ponto ótimo de operação, que leva a uma absorção de 100% da energia e a uma reação também de 100% do valor a ser determinado. Nota-se também da curva que para deformações acima de 60%, a força aplicada sobre a plataforma operacional ultrapassa o valor determinado, ficando acima de 100%. Nota-se ainda que há outro ponto para o qual a força de atracação também é máxima (100%), correspondente a uma deformação da ordem de 22% a 25%.



Para as defensas tipo pi da Sumitomo, em função do composto elastomérico empregado (CPS, CP0, CP1, CP2 ou CP3) e da altura da defensa, tem-se os valores expressos na Figura 79, a seguir.

Performance Characteristics (1.0m Long, one pair of Fender)

The performance is in proportion to rubber leg length

Compound	CPS (1.55)				CP0 (1.40)				CP1 (1.20)				CP2 (1.00)				CP3 (0.80)				
	60%		62.5%		60%		62.5%		60%		62.5%		60%		62.5%		60%		62.5%		
Deflection	R (kN)	E (kN·m)	R (kN)	E (kN·m)																	
Fender Height																					
UPI-400H	316	59.1	341	62.4	286	53.4	309	56.4	245	45.8	265	48.4	204	38.1	220	40.2	163	30.5	176	32.2	
UPI-600H	474	133	512	140	429	120	463	127	367	103	396	109	306	85.8	330	90.6	245	68.7	265	72.5	
UPI-800H	633	236	684	249	571	214	617	226	490	183	529	193	408	153	441	162	326	122	352	129	
UPI-1000H	791	369	854	390	714	334	771	353	612	286	661	302	510	238	551	251	408	191	441	202	
UPI-1150H	909	489	982	516	821	441	887	466	704	378	760	399	587	315	634	333	469	252	507	266	
UPI-1400H	1107	724	1196	765	1000	654	1080	691	857	561	926	592	714	467	771	493	571	374	617	395	
UPI-1700H	1344	1068	1452	1128	1214	964	1311	1018	1041	827	1124	873	867	689	936	728	694	551	750	582	
UPI-2000H	1581	1478	1707	1561	1428	1335	1542	1410	1224	1144	1322	1208	1020	954	1102	1007	816	763	881	806	
UPI-2500H	1977	2309	2135	2438	1785	2086	1928	2203	1530	1788	1652	1888	1275	1490	1377	1573	1020	1192	1102	1259	

R:Reaction Load E:Energy Absorption

60%:Rated Deflection 62.5%:Maximum Deflection

Tolerance:-10% for min. Energy Absorption and +10% for max Reaction Load

※Special rubber compound can be available depending on design conditions. The range of rubber compound is CP4-CPX. Please contact us for further detail.

※The data are subject to change without notice.

Figura 79 - Características de performance das defensas tipo pi (Sumitomo)

Admitindo que, além da instalação de duas defensas elastoméricas por praça de defensas, as mesmas serão ligadas por um painel elastomérico suficientemente rígido a fim de garantir que as duas defensas sejam solicitadas concomitantemente, uma indiretamente e a outra diretamente, sendo as duas responsáveis por absorver a energia de atracação já calculada multiplicada por um fator de segurança conforme exposto na equação a seguir. Adotou-se um fator de segurança de $FS=2$, maior que o mínimo de 1,4 recomendado pela ROM 2.0-11, em função de a barcaça de projeto ter uma inércia muito baixa e ser mais suscetível a variação de marés, ondas e ventos, o que torna necessário tal valor de fator de segurança, a fim de garantir a adequada operação do terminal estudado.

$$E_d = FS \cdot E_k = 2,0 \cdot 10,7 \rightarrow E_d = 21,3 \text{ tf.m}$$

Adotando-se dessa forma que a defensa acionada indiretamente tem sua capacidade reduzida de tal forma que a defensa acionada diretamente absorva 70% da energia total. Assim, chamando de E_R a energia nominal da defensa, em tf-m, tem-se:



$$E_R = 70\% * E_d = 70\% * 21,3 = 14,9 \text{ tf.m}$$

Conclui-se então que a adoção da defensa UPi-800H CP2 (800mm de altura; composto elastomérico do tipo CP2), capaz de absorver até 153 kN.m, gerando uma força de atracação sobre a plataforma operacional de 408 kN, ou 40,8 tf, é adequada para o projeto em estudo.

Tem-se, portanto que a força de atracação atuante sobre uma praça de defensas proposta conforme a Figura 80, a seguir, vale:

$$F_{ATRAC} = 40,8 \text{ tf}$$

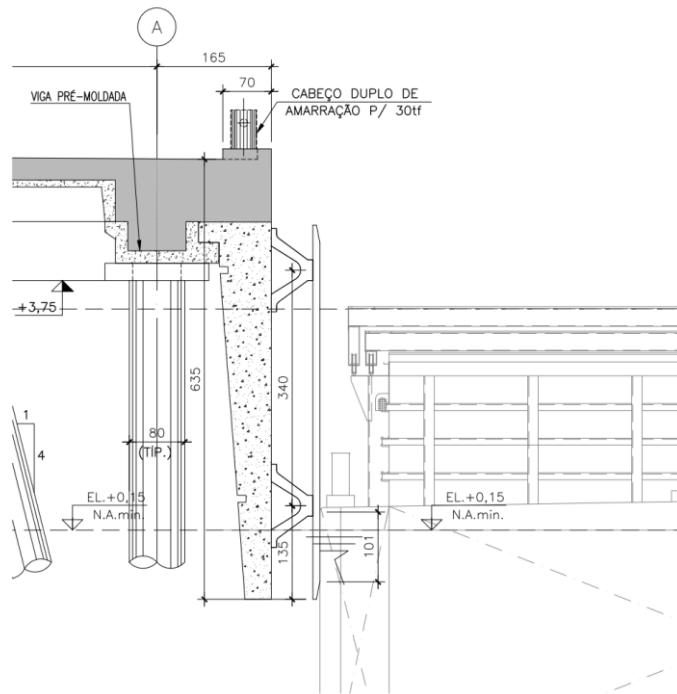


Figura 80: Disposição das defensas

Em função da força de atracação calculada, a norma ROM prevê a consideração de uma força de atrito horizontal aplicada pela embarcação sobre as defensas. Admitindo, de acordo com a norma ROM, um coeficiente de atrito de valor 0,3 (adequado para o composto elastomérico das defensas adotadas) tem-se então que:

$$F_{HORIZONTAL} = 0,3 * F_{ATRAC} = 0,3 * 40,8 \rightarrow F_{HORIZONTAL} = 12,2 \text{ tf}$$



Todos os valores de performance, bem como a curva de performance são obtidos, como já mencionado anteriormente, através de ensaios realizados pelas fabricantes. Na Figura 81, a seguir, tem-se uma análise do ensaio à compressão das defensas adotadas; é interessante notar que a deformada do modelo matemático é fiel à deformada apresentada pela peça durante o ensaio.

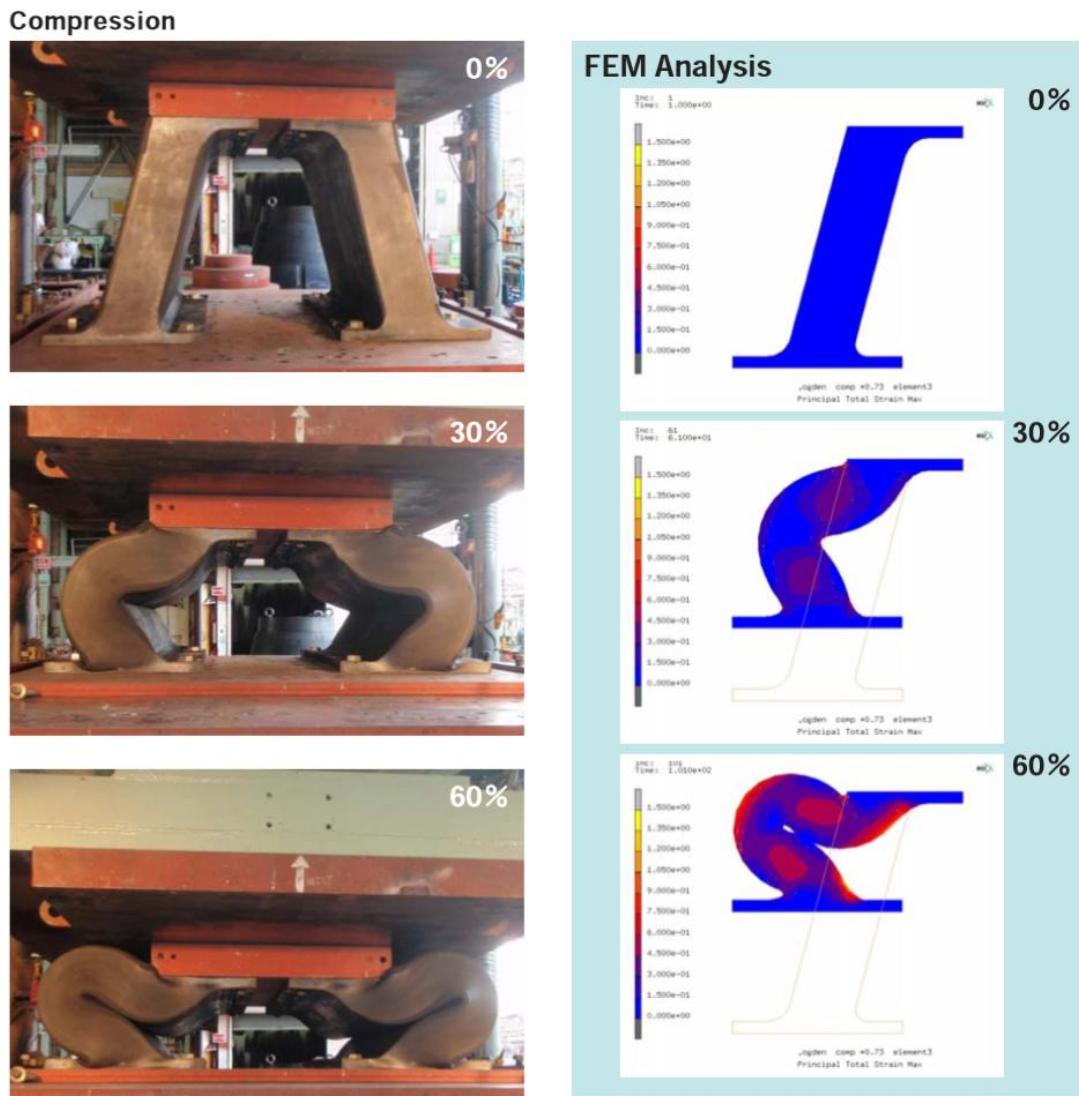
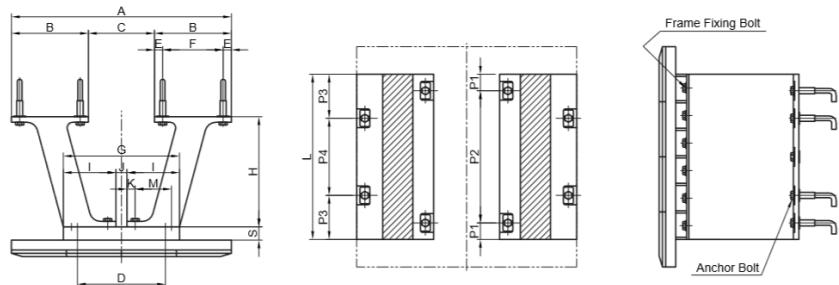


Figura 81: Ensaio de compressão de defensas tipo pi (Sumitomo)

Quanto às dimensões das defensas, estas também são fornecidas em catálogo. Na Figura 82, a seguir, é possível determinar as dimensões das defensas Sumitomo UPi 800Hx100L CP2.



Size & Dimension



	H [mm]	S [mm]	A [mm]	B [mm]	C [mm]	D [mm]	E [mm]	F [mm]	G [mm]	I [mm]	J [mm]	K [mm]	M [mm]
UPI-400H	400	60	1,030	400	330	420	60	280	530	240	50	50	155
UPI-600H	600	80	1,400	500	400	600	65	370	760	330	100	65	200
UPI-800H	800	100	1,700	600	500	700	70	460	920	410	100	70	270
UPI-1000H	1,000	120	2,000	700	600	800	75	550	1,060	480	100	75	330
UPI-1150H	1,150	140	2,150	730	690	815	75	580	1,130	515	100	75	360
UPI-1250H	1,250	150	2,300	800	700	900	75	650	1,220	560	100	75	400
UPI-1400H	1,400	175	2,600	900	800	1,000	85	730	1,360	630	100	85	460
UPI-1700H	1,700	210	3,100	1,050	1,000	1,200	95	860	1,650	750	150	95	550
UPI-2000H	2,000	250	3,600	1,200	1,200	1,400	100	1,000	1,920	860	200	100	660
UPI-2500H	2,500	300	4,250	1,400	1,450	1,600	100	1,200	2,240	1,020	200	100	810

Figura 82: Dimensões das defensas tipo pi (Sumitomo)

Quanto à praça das defensas, é necessário ainda dimensionar as correntes das defensas. Essas correntes têm como principais funções a limitação da força cortante que atua sobre a defensa e a manutenção da posição da defensa, pois caso a defensa se solte e deixe de estar pendurada como foi definido em projeto, ela passa a se comportar de forma diferente à ensaiada, o que faz com que todos os valores e parâmetros adotados se invalidem. Na Figura 83, a seguir, tem-se uma defensa e suas correntes.

Por tratar-se de um projeto específico, o dimensionamento das correntes não faz parte do escopo deste trabalho, sendo adotado esse projeto conforme fornecido pelo fabricante.



Figura 83: Correntes de defensas



7.2.1.2. *Posicionamento das defensas*

Quanto ao posicionamento das defensas, no plano transversal é necessário observar parâmetros como a variação do nível das marés e o pontal da embarcação, afim de que o ponto de contato da embarcação com a defensa propicie uma boa distribuição dos esforços que solicitarão a plataforma. Na Figura 84, a seguir, tem-se um desenho desse tipo de estudo.

Posteriormente, na Figura 85, demonstra-se o estudo para determinação do posicionamento das defensas ao longo do comprimento da plataforma, levando em consideração os movimentos possíveis e previstos das embarcações durante a manobra de atracação. É essencial que as defensas sejam posicionadas de forma tal que seja impossível o contato da embarcação que atraca (suas extremidades) diretamente com a plataforma, que não tem capacidade de absorção da energia como as defensas.

A norma ROM recomenda que a distância entre as defensas não seja inferior a 15% do comprimento (L_{OA}); contudo, por tratar-se de uma barcaça, embarcação esta de características muito diferentes com relação a embarcações maiores, para as quais este critério é adequado, a distância entre defensas é estabelecida de forma distinta.

Sendo a barcaça uma embarcação de comprimento muito menor do que os grandes navios mercantes, é possível adotar distâncias entre defensas superiores ao recomendado pela ROM.

A barcaça típica que atracará neste píer possui comprimento de 62,0 m; assim sendo, a distância recomendada entre defensas seria de, no máximo, 9,3 m. Após estudos relacionando a geometria da embarcação à posição das defensas, chegou-se a uma distância adequada entre defensas, para a região central do píer, de 10,0m, valor ligeiramente acima do recomendado pela norma ROM. É importante salientar que nas extremidades do píer a distância entre as defensas deve ser determinada através de estudos que considerem as diferentes possibilidades de manobra das embarcações ao atracar.

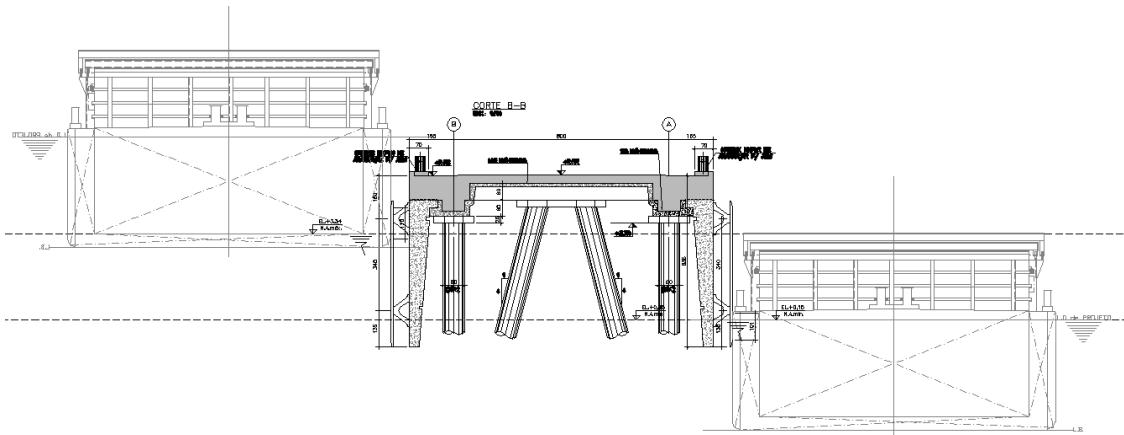


Figura 84: Estudo de posicionamento transversal das defensas

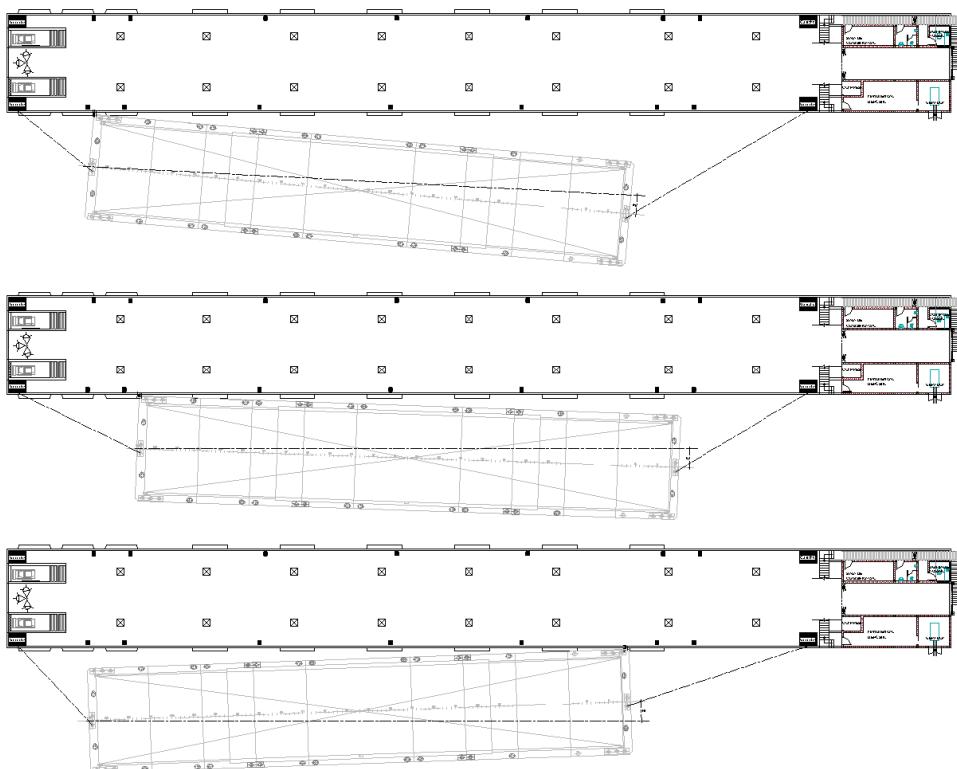


Figura 85: Estudo de posicionamento longitudinal das defensas

7.2.2. Forças de amarração

Primeiramente deve-se apresentar o conceito de amarração para que posteriormente seja possível compreender a quantificação das forças de amarração.

Um navio deve ser amarrado para que seja possível efetuar as operações necessárias de carregamento e descarregamento, embarque e desembarque, de cargas e pessoas em segurança, sem movimentos



excessivos que impossibilitem essas operações ou reduzam a eficiência de execução das mesmas. Na Figura 86, a seguir, tem-se uma imagem de uma embarcação amarrada.



Figura 86: Embarcação amarrada

Os seis movimentos possíveis de um corpo são o deslocamento ao longo dos eixos x, y e z e a rotação em torno desses mesmos eixos. No caso das embarcações, esses movimentos recebem nomes específicos, ilustrados na Figura 87, a seguir, e explicados em sequência.

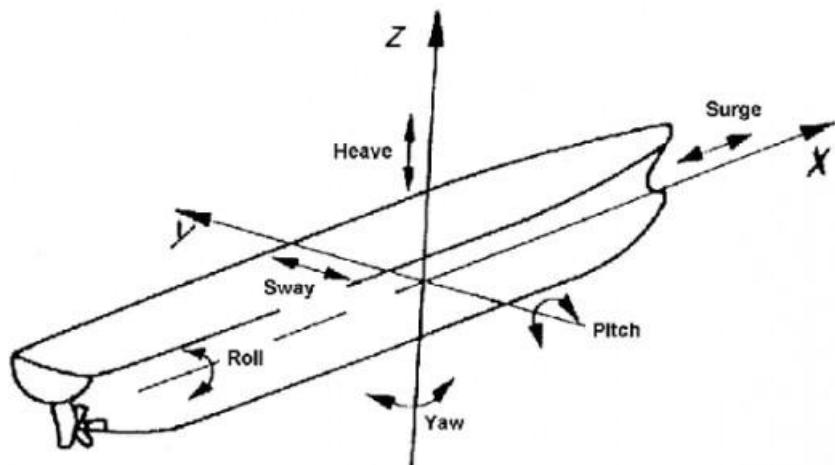


Figura 87: Movimentos possíveis de uma embarcação

Definindo-se o eixo x como sendo o eixo longitudinal da embarcação, no sentido de popa para proa; o eixo y como sendo o eixo que não está contido em nenhum plano longitudinal e o eixo z como sendo o eixo que não está contido em nenhum plano horizontal, tem-se os seguintes movimentos:



- Surge (deslocamento): deslocamento ao longo do eixo x;
- Roll (balanço): rotação em torno do eixo x;
- Sway (abatimento): deslocamento ao longo do eixo y;
- Pitch (caturro): rotação em torno do eixo y;
- Heave (arfagem): deslocamento ao longo do eixo z; e
- Yaw (cabeceio): rotação em torno do eixo z.

Heave, roll e pitch são movimentos típicos de restauração de forças gravitacionais; enquanto os movimentos de surge, yaw e sway são tipicamente restauradores de forças como as forças de amarração. São estes três últimos os principais movimentos a limitar com a amarração de uma embarcação à plataforma operacional.

Entre os principais agentes causadores desses movimentos e, consequentemente, das forças de amarração são:

- vento;
- correntes;
- ressacas;
- ressonância por fenômenos de ondas largas;
- marés;
- tipo de amarração feita;
- fluxos e refluxos de água;
- massa de água deslocada pela passagem de outras embarcações;
- operações de carregamento e descarregamento das embarcações; e
- gelo.

Para que esses movimentos sejam limitados, existem três tipos de cabos que podem ser combinados de diferentes formas e quantidades. Esses cabos não costumam ser diferentes quanto ao material do qual são constituídos, a diferenciação é feita quanto à maneira como cada um dos cabos trabalha quando uma embarcação encontra-se amarrada a um píer. Na Figura 88, a seguir, tem-se dois exemplos de layout de amarração de embarcações; em



sequência são dados maiores detalhes de cada um dos três tipos de cabos utilizados.

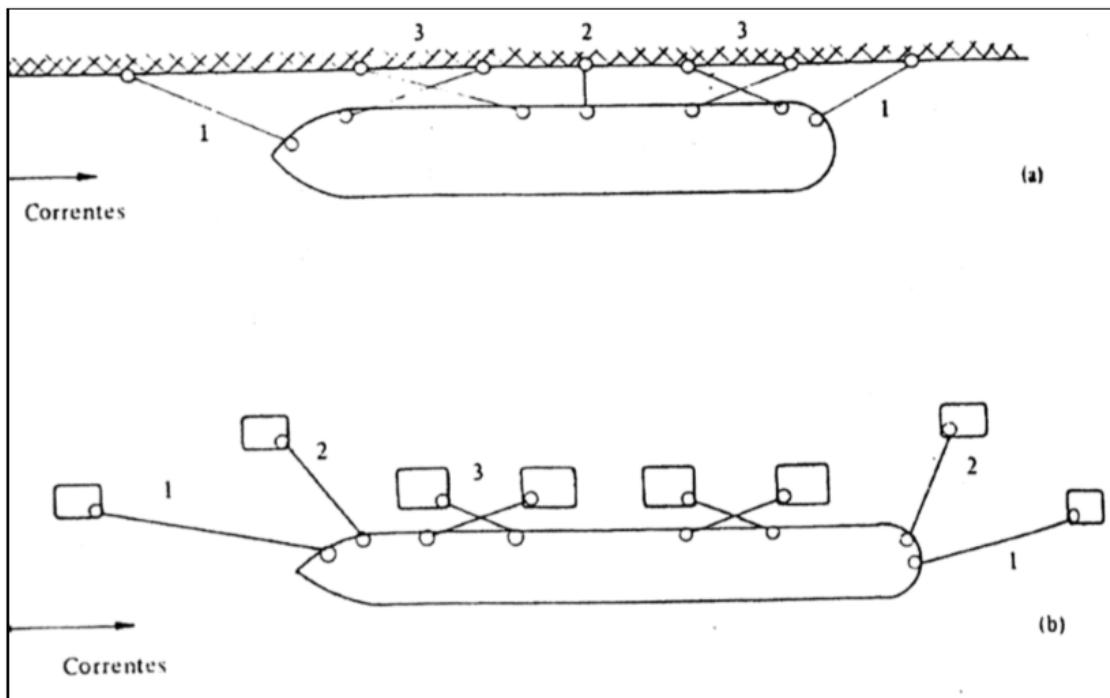


Figura 88: Exemplos de layouts de amarração de embarcações (MASON, 1981)

Os cabos de número 1 na figura anterior são cabos chamados de lançantes, e são os principais responsáveis pela resistência dos esforços longitudinais. Os cabos de número 2, os cabos transversais, ou traveses, são os responsáveis pelos esforços transversais. Já os cabos spring, de número 3, funcionam como molas, complementando a resposta dos cabos lançantes aos esforços longitudinais e dos traveses aos esforços transversais.

Os cabos são amarrados em volta dos cabeços de amarração, que são elementos geralmente metálicos, como os da Figura 89, adiante. Os cabeços podem ser utilizados como fusíveis que protegem o píer estruturalmente, ou seja, quando os esforços de amarração ultrapassam valores determinados em projeto, o cabeço se rompe fisicamente e a embarcação fica à deriva - caso todos venham a se romper - e o píer mantém-se protegido. Também é possível que aos cabeços sejam associados quick-releases, que são dispositivos de liberação rápida das embarcações em situações como a descrita anteriormente; estes elementos possuem sensores que monitoram a ação da embarcação amarrada, liberando a embarcação automaticamente quando determinado valor é ultrapassado.



Figura 89: Cabeços de amarração (Trelleborg)

No caso do projeto em estudo, assim como em outros terminais de barcaças, o usual é que não existam springs, somente cabos transversais e lançantes, sendo que estes últimos operam tracionados.

Os cabos lançantes operam tracionados por guinchos com a finalidade de aumentar a rigidez do sistema de amarração que, por se tratar de uma barcaça fluvial é um sistema de baixa rigidez à força normal, susceptível a grandes oscilações devidas não somente à corrente e aos ventos, mas também a outros fenômenos como, por exemplo, a passagem de outras embarcações pelo canal (por tratar-se de uma desembocadura fluvial esse efeito é ainda mais preocupante). Aumentando-se a rigidez do sistema, a frequência de vibração diminui, reduzindo-se assim a probabilidade de o sistema entrar em ressonância com os efeitos que causam essas vibrações, o que aplicaria ainda mais energia ao sistema, levando à ocorrência de acidentes que podem ser evitados. Além disso, aumentando a rigidez do sistema reduzem-se os movimentos de cabeceio (yaw) e abatimento (sway).

Para que seja possível dimensionar o número de cabos, o número de cabeços de amarração e sua disposição, devem ser calculados os esforços de amarração, que, assim como foi feito na análise da atracação, serão determinados a partir das diretrizes da norma ROM 2.0-11, pelos mesmos motivos anteriormente apresentados.

A norma ROM especifica de duas formas distintas a determinação das forças de amarração. Para embarcações de até 20000 tf o processo é muito simples, consistindo basicamente da análise de uma tabela, enquanto que para embarcações maiores o processo é dividido em diferentes análises que devem ser combinadas, o que deixa o processo um tanto quanto complexo.

Embora as embarcações típicas desse terminal portuário sejam de somente 2900 tf e seja possível a análise mais simples através da norma ROM



2.0-11, após essa análise será efetuado o outro processo, mesmo que não sendo necessário, para fins de verificação e consolidação de aprendizado.

Como dito, sendo a embarcação típica de deslocamento de 2900 tf, seria necessário somente analisar a Tabela 8, reproduzida a seguir, para determinar as forças de amarração.

Tabela 8: Cargas de amarração para embarcações de até 20000 tf de deslocamento

TABLA 3.4.2.3.5.8 CARGAS DE AMARRE PARA BUQUES DE HASTA 20.000 tf DE DESPLAZAMIENTO			
DESPLAZAMIENTO (en tf)	CARGAS DE AMARRE (en tf)		
	En bolardo o gancho de escape rápido	En bita	En roldana (*)
Hasta 2000	10	10	20
2000 ~ 10000	30	15	50
10000 ~ 20000	60	30	100

(*) Se entiende por roldada el dispositivo en polea que devuelve desde la tierra la amarra al buque para su sujeción o tensionado

(ROM 2.0-11)

Tratando-se de uma amarração realizada com cabeços (em espanhol, bolardo), a força de amarração na direção transversal à plataforma operacional seria de 30 tf. Seguindo-se ainda recomendações da norma ROM 2.0-11, para a direção vertical, o valor seria de 50% do valor na direção transversal, portanto, 15,0 tf, atuando simultaneamente.

Seguindo recomendações de GAYTHWAITE (2004), na direção longitudinal, paralela à plataforma, o valor seria de 25% do valor na direção transversal; portanto, seria de 7,5 tf.

Assim sendo, ter-se-iam os seguintes valores para as forças de amarração:

$$F_{AMAR\,TRANSV} = 30,0 \text{ tf}$$

$$F_{AMAR\,VERT} = 15,0 \text{ tf}$$

$$F_{AMAR\,LONGIT} = 7,5 \text{ tf}$$



Apesar de não ser necessário, será realizada também a análise pelo procedimento para embarcações maiores, de maior complexidade.

Essa análise é feita para cada um dos fatores geradores dos movimentos das embarcações e, consequentemente, das forças de amarração.

Para a análise das forças de amarração, é necessário ainda analisar-se as variações da maré (maré máxima e maré mínima), a situação de carregamento da embarcação (em lastro ou a plena carga) e a condição de operação quanto aos ventos (vento de limite operacional e vento máximo).

Por tratar-se de oito combinações possíveis, uma vez que há três parâmetros (nível da maré, carregamento e condição de operação) para cada um dos quais podem ser adotados dois valores diferentes, as formulações matemáticas serão explicitadas e justificadas nos itens seguintes, bem como os valores e parâmetros adotados, e posteriormente os cálculos serão simplificados com planilhas a fim de dar objetividade e foco ao presente estudo.

A norma ROM 2.0-11, utilizada como referência neste trabalho, estabelece cinco fatores que solicitam as amarras e, consequentemente os cabeços e posteriormente a plataforma operacional. São eles:

- vento;
- corrente (que geram pressões a atritos);
- ondas (ressacas);
- forças hidrodinâmicas de repulsão; e
- forças hidrodinâmicas induzidas pela passagem de outras barcaças.

Cada um dos itens será especificado adiante.

7.2.2.1. *Ventos*

Sendo a parte aérea da embarcação um corpo imerso num fluido - o ar - ele está sujeito a forças de arrasto devidas à ação viscosa na interface fluido-corpo, que virão a tensionar os cabos de amarração. Por sua vez, os cabos solicitarão o píer estruturalmente; estes esforços devem ser determinados e variam em função de parâmetros como a velocidade dos ventos incidentes e seu ângulo com relação ao eixo longitudinal da embarcação, a forma da embarcação, entre outros. A formulação da força total de arraste gerada pelo



vento, bem como suas resultantes e o momento gerado pela mesma são dadas pelas expressões:

$$F_V(\alpha) = \frac{\gamma_{ar}}{2 \cdot g} \cdot V_V^2 \cdot \frac{C_{V,L}(\alpha) \cdot A_{V,T} \cdot \cos^2 \alpha + C_{V,T}(\alpha) \cdot A_{V,L} \cdot \sin^2 \alpha}{\cos(\phi - \alpha)}$$

$$F_{V,L}(\alpha) = F_V(\alpha) \cdot \cos \phi$$

$$F_{V,T}(\alpha) = F_V(\alpha) \cdot \sin \phi$$

$$M_{V,CG}(\alpha) = F_V(\alpha) \cdot C_E \cdot L_{OA}$$

Onde:

F_V : força resultante de arraste causada pela ação do vento (tf);

$F_{V,L}$: componente longitudinal da força de arraste causada pela ação do vento (tf);

$F_{V,T}$: componente transversal da força de arraste causada pela ação do vento (tf);

$M_{V,CG}$: momento resultante da ação do vento aplicado sobre um eixo vertical que passa pelo centro de gravidade da embarcação (tf.m);

γ_{ar} : peso específico do ar (em tf/m³).

g : aceleração da gravidade (em m/s²);

V_V : velocidade horizontal do vento (em m/s);

$C_{V,L}$: fator de forma para o vento atuando na direção paralela ao eixo longitudinal da embarcação (adimensional);

$C_{V,T}$: fator de forma para o vento atuando na direção perpendicular ao eixo longitudinal da embarcação (adimensional);

$A_{V,L}$: área da embarcação emersa projetada no plano longitudinal (em m²);

$A_{V,T}$: área da embarcação emersa projetada no plano transversal (em m²);

α : ângulo formado entre o eixo longitudinal da embarcação e a direção de atuação do vento, de popa para proa (em graus); e



φ : ângulo formado entre o eixo longitudinal da embarcação e a direção de atuação da resultante, de popa para proa (em graus).

Por definição de projeto, tem-se que:

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$\gamma_{ar} = 1,225 \cdot 10^{-3} tf/m^3$$

Quanto à velocidade do vento, serão consideradas duas situações distintas que devem ser criteriosamente avaliadas. A primeira delas consiste na determinação dos esforços gerados pela atuação do vento máximo medido no local de implantação do empreendimento, chamada de situação de vento máximo. A segunda situação é aquela a partir da qual, atingida determinada velocidade para a velocidade do vento, é cessada a operação das embarcações e dos equipamentos portuários a fim de garantir-se a segurança das instalações, embarcações, operadores e do terminal portuário como um todo, é a situação chamada de vento operacional.

Tem-se para a situação de máximo vento, de acordo com a NBR 6123 para o local da obra, o valor de:

$$V_V = 140 \text{ km/h} = 38,9 \text{ m/s}$$

Para a situação de vento operacional, conforme a norma ROM 2.0-11, tem-se como máxima velocidade:

$$V_V = 60 \text{ km/h} = 16,7 \text{ m/s}$$

É válido salientar que mesmo que se atinja a máxima velocidade operacional, pode ser necessária a manutenção da embarcação amarrada ao píer (caso comum em estaleiros), motivo pelo qual as duas situações devem ser analisadas.



Quanto aos fatores de forma, $C_{V,L}$ e $C_{V,T}$, sua definição foi baseada em recomendações da norma ROM 2.0-11 em função da embarcação encontrar-se em lastro ou a plena carga. A referida norma também difere o valor desse coeficientes em função da angulação da rajada de vento; contudo, por questões de segurança e por não haver o estudo de uma rosa dos ventos adequada para a determinação precisa deste valor, adotaram-se os valores máximos em função da segurança propiciada por essa medida. Portanto, para a embarcação a plena carga tem-se:

$$C_{V,L} = 0,9$$

$$C_{V,T} = 1,0$$

E para a embarcação em lastro, os valores são:

$$C_{V,L} = 1,2$$

$$C_{V,T} = 1,0$$

As áreas emersas da embarcação são estimadas em função das medidas da embarcação, de acordo com a formulação a seguir:

$$A_{V,L} = L_{PP} \cdot (G + h_L)$$

$$A_{V,T} = B \cdot (G + h_T)$$

Onde:

$A_{V,L}$: área da embarcação emersa projetada no plano longitudinal (em m^2);

$A_{V,T}$: área da embarcação emersa projetada no plano transversal (em m^2);

L_{PP} : distância entre perpendiculares da embarcação (em m);

B : boca da embarcação (em m);



G : francobordo da embarcação, diferença entre o pontal e o calado (em m);

h_L : altura média da superestrutura da embarcação projetada sobre um plano vertical paralelo ao que contenha o eixo longitudinal da embarcação (em m^2); e

h_T : altura média da superestrutura da embarcação projetada sobre um plano vertical perpendicular ao que contenha o eixo longitudinal da embarcação (em m^2).

Das definições de projeto, tem-se que:

$$L_{PP} = 62,0 \text{ m}$$

$$B = 12,0 \text{ m}$$

$$h_L = 2,5 \text{ m}$$

$$h_T = 2,5 \text{ m}$$

Quanto ao francobordo tem-se, para a embarcação a plena carga:

$$G = P - D = 4,40 - 4,076 \rightarrow G = 0,324 \text{ m}$$

E para a embarcação em lastro:

$$G = P - D_{MÍN} = 4,40 - 1,00 \rightarrow G = 3,40 \text{ m}$$

Assim sendo, para a embarcação a plena carga, tem-se as seguintes áreas:

$$A_{V,L} = L_{PP} \cdot (G + h_L) = 62,0 \cdot (0,324 + 2,5) \rightarrow A_{C,L} = 175,1 \text{ m}^2$$

$$A_{V,T} = B \cdot (G + h_T) = 12,0 \cdot (0,324 + 2,5) \rightarrow A_{C,T} = 33,9 \text{ m}^2$$



Para a embarcação em lastro, as áreas são:

$$A_{V,L} = L_{PP} \cdot (G + h_L) = 62,0 \cdot (3,40 + 2,5) \rightarrow A_{C,L} = 365,8 \text{ m}^2$$

$$A_{V,T} = B \cdot (G + h_T) = 12,0 \cdot (3,40 + 2,5) \rightarrow A_{C,T} = 70,8 \text{ m}^2$$

No que diz respeito ao ângulo de incidência da rajada de vento, α , foram consideradas duas situações, uma na qual a rajada é paralela ao eixo longitudinal da embarcação, situação na qual se tem os maiores valores para a componente longitudinal da força de arraste devida ao vento, e outra em que a rajada é perpendicular ao eixo longitudinal e têm-se os maiores valores para a componente transversal da força em estudo.

Por último, o ângulo da resultante da ação do vento com o eixo longitudinal da embarcação depende não somente do ângulo de incidência da rajada, mas também das áreas transversais e longitudinais projetadas, sendo seu valor determinado de acordo com a seguinte expressão:

$$\varphi = \arctg \left[\frac{A_{C,L}}{A_{C,T}} \cdot \tg(\alpha) \right]$$

De posse de todas as definições citadas até o momento, podem ser calculadas as forças e o momento gerados pela ação do vento sobre a embarcação amarrada, conforme consta na Tabela 9, a seguir, para a situação de vento perpendicular ao plano vertical que contém o eixo longitudinal da embarcação, e na Tabela 10, em seguida, para a situação de vento paralelo ao plano vertical que contém o eixo longitudinal da embarcação.

Tabela 9: Resultados da ação do vento sobre a embarcação amarrada (vento transversal)

Casos	Vento operacional				Vento máximo			
	Full		Em lastro		Full		Em lastro	
	Maré Máx	Maré Mín	Maré Máx	Maré Mín	Maré Máx	Maré Mín	Maré Máx	Maré Mín
$F_V(\alpha)$ (tf)	3,037	3,037	6,344	6,344	16,533	16,533	34,541	34,541
$F_{V,L}(\alpha)$ (tf)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$F_{V,T}(\alpha)$ (tf)	3,037	3,037	6,344	6,344	16,533	16,533	34,541	34,541
$M_{V,CG}(\alpha)$ (tfm)	3,765	3,765	-7,867	-7,867	20,501	20,501	-42,831	-42,831



No anexo I tem-se a planilha completa que levou à obtenção dos valores acima.

Tabela 10: Resultados da ação do vento sobre a embarcação amarrada (vento longitudinal)

Casos	Vento operacional				Vento máximo			
	Full		Em lastro		Full		Em lastro	
	Maré Máx	Maré Mín	Maré Máx	Maré Mín	Maré Máx	Maré Mín	Maré Máx	Maré Mín
$F_v(\alpha)$ (tf)	0,529	0,529	1,473	1,473	2,880	2,880	8,022	8,022
$F_{v,L}(\alpha)$ (tf)	0,529	0,529	1,473	1,473	2,880	2,880	8,022	8,022
$F_{v,T}(\alpha)$ (tf)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$M_{v,CG}(\alpha)$ (tfm)	0,656	0,656	-1,827	-1,827	3,571	3,571	-9,948	-9,948

No anexo II tem-se a planilha completa que levou à obtenção dos valores acima.

7.2.2.2. Corrente - pressões

Assim com a ação do vento sobre a parte emersa da embarcação solicita os cabos de amarração, a ação da corrente atuante sobre a parte submersa da embarcação também solicita as amarras.

A ação da corrente pode ser dividida em dois estudos distintos, um deles relativo às pressões geradas pela corrente sobre a embarcação e outro relativo ao atrito. Neste tópico serão estudadas as pressões.

As pressões geradas pela corrente sobre o casco da embarcação devido ao efeito viscoso do fluido (água) atuando sobre a embarcação tensionam os cabos de amarração, que por sua vez solicitam estruturalmente a plataforma operacional. Entre outros fatores, a velocidade da corrente e sua direção de atuação, o carregamento do navio, a topobatimetria e a forma do navio são exemplos de agentes que influenciam na magnitude dessas solicitações. A formulação da força total gerada pela pressão da corrente atuante sobre o casco da embarcação, bem como suas resultantes e o momento gerado pela mesma são dadas pelas expressões:

$$F_{C,pressão}(\alpha) = \frac{\gamma_W}{2 \cdot g} \cdot V_C^2 \cdot \frac{C_{C,L}(\alpha) \cdot A_{C,T} \cdot \cos^2 \alpha + C_{C,T}(\alpha) \cdot A_{C,L} \cdot \sin^2 \alpha}{\cos(\phi - \alpha)}$$



$$F_{C_{pressão},L}(\alpha) = F_{C_{pressão}}(\alpha) \cdot \cos \phi$$

$$F_{C_{pressão},T}(\alpha) = F_{C_{pressão}}(\alpha) \cdot \sin \phi$$

$$M_{C_{pressão},CG}(\alpha) = F_{C_{pressão}}(\alpha) \cdot C_E \cdot L_{OA}$$

Onde:

$F_{C_{pressão}}$: força resultante da pressão gerada pela ação da corrente atuante sobre o casco da embarcação (tf);

$F_{C_{pressão},L}$: componente longitudinal da força gerada pela pressão atuante sobre o casco da embarcação (tf);

$F_{C_{pressão},T}$: componente transversal da força gerada pela pressão atuante sobre o casco da embarcação (tf);

$M_{C_{pressão},CG}$: momento resultante da força gerada pela pressão atuante sobre o casco da embarcação aplicado sobre um eixo vertical que passa pelo centro de gravidade da embarcação (tf.m);

γ_W : peso específico da água (em tf/m³).

g : aceleração da gravidade (em m/s²);

V_C : velocidade horizontal da corrente (em m/s);

C_{CL} : fator de forma para a corrente atuando na direção paralela ao eixo longitudinal da embarcação (adimensional);

C_{CT} : fator de forma para a corrente atuando na direção perpendicular ao eixo longitudinal da embarcação (adimensional);

A_{CL} : área da embarcação submersa projetada no plano longitudinal (em m²);

A_{CT} : área da embarcação submersa projetada no plano transversal (em m²);

α : ângulo formado entre o eixo longitudinal da embarcação e a direção de atuação da corrente, de popa para proa (em graus); e

ϕ : ângulo formado entre o eixo longitudinal da embarcação e a direção de atuação da resultante, de popa para proa (em graus).



Por definição de projeto, tem-se que:

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$\gamma_W = 1,0 \text{ tf/m}^3$$

Quanto à velocidade da corrente, adotou-se, além da velocidade de projeto de 1,0 m/s paralela ao eixo longitudinal do píer, uma velocidade transversal de 0,5 m/s. Dessa forma, tratando esses valores vetorialmente, tem-se uma velocidade final de:

$$V_C = \sqrt{1^2 + 0,5^2} \rightarrow V_C = 1,12 \text{ m/s}$$

Tem-se também, trabalhando vetorialmente esses dois valores, que o ângulo formado entre o eixo longitudinal da embarcação e a direção de atuação da corrente, de popa para proa, vale:

$$\alpha = \arctg \left(\frac{0,5}{1,0} \right) \rightarrow \alpha = 26,6^\circ$$

O fator de forma longitudinal é função principalmente da geometria da embarcação. Seguindo recomendações da norma ROM 2.0-11, adotou-se:

$$C_{C,L} = 1,0$$

Enquanto isso, o fator de forma transversal é função da relação entre a profundidade de água no local onde o navio está localizado e o calado do mesmo. Assim sendo, o fator de forma transversal varia de acordo com o carregamento da embarcação e com o nível da maré.

Na Figura 90, a seguir, tem-se o gráfico que fornece o fator de forma transversal em função dessa relação.

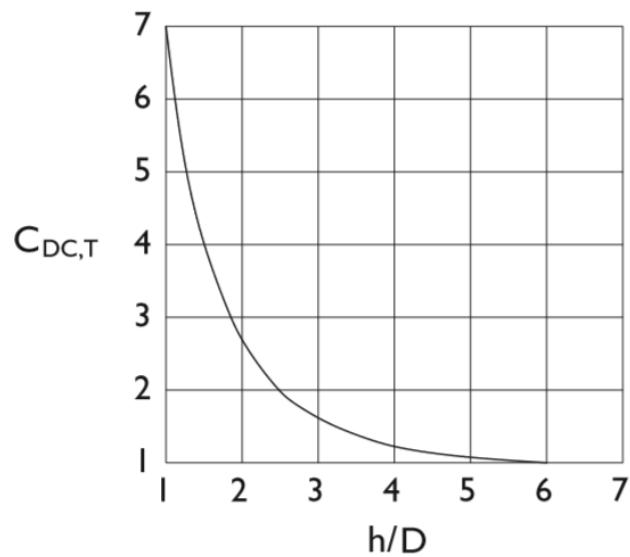


Figura 90: Fator de forma para a corrente atuando na direção perpendicular ao eixo longitudinal da embarcação

Adotando-se uma profundidade média de 8,0 metros, definida de acordo com a topobatimetria da Figura 91, adiante, e sabendo-se os calados da embarcação em lastro e a plena carga, bem como os níveis máximos e mínimos das marés, chega-se aos valores extremos, dados na Tabela 11, em sequência.

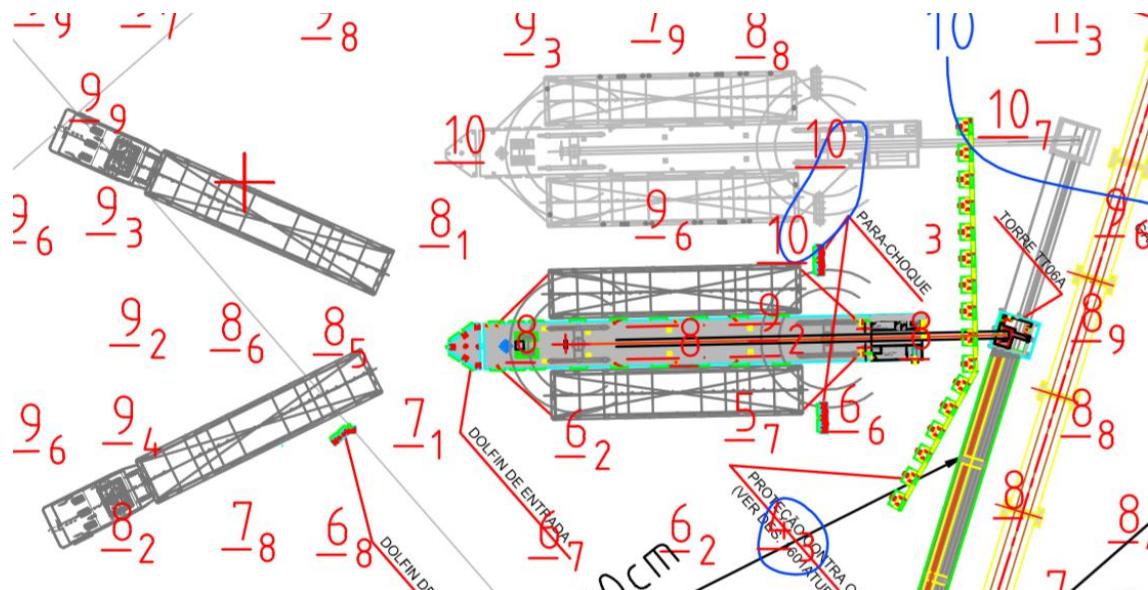


Figura 91: Topobatimetria; definição da profundidade

$$D = 4,076 \text{ m}$$

$$D_{MIN} = 1,0 \text{ m}$$



$$NA_{MM\bar{A}X} = 3,34 \text{ m}$$

$$NA_{MM\bar{I}N} = 0,15 \text{ m}$$

Tabela 11: Fator de forma para a corrente atuando na direção perpendicular ao eixo longitudinal da embarcação

Casos	Full		Em lastro	
	Maré Máx	Maré Mín	Maré Máx	Maré Mín
$C_{C,T}$ (adim)	1,8	2,7	1,0	1,0
relação (adim)	2,8	2,0	11,3	8,2
batimetria (m)	8,0	8,0	8,0	8,0
$NA_{MM\bar{A}X}$ ou $NA_{MM\bar{I}N}$ (m)	3,34	0,15	3,34	0,15
D ou $D_{M\bar{I}N}$ (m)	4,076	4,076	1,000	1,000

As áreas submersas da embarcação são estimadas em função das medidas da embarcação, de acordo com a formulação a seguir:

$$A_{C,L} = L_{PP} \cdot D$$

$$A_{C,T} = B \cdot D$$

Onde:

$A_{C,L}$: área da embarcação submersa projetada no plano longitudinal (em m^2);

$A_{C,T}$: área da embarcação submersa projetada no plano transversal (em m^2);

L_{PP} : distância entre perpendiculares da embarcação (em m);

B : boca da embarcação (em m); e

D : calado da embarcação, em função do carregamento (em m).

Das definições de projeto, tem-se que:

$$L_{PP} = 62,0 \text{ m}$$



$$B = 12,0 \text{ m}$$

$$D = 4,076 \text{ m}$$

$$D_{MÍN} = 1,0 \text{ m}$$

Assim sendo, para a embarcação a plena carga, tem-se as seguintes áreas:

$$A_{C,L} = L_{PP} \cdot D = 62,0 \cdot 4,076 \rightarrow A_{C,L} = 252,7 \text{ m}^2$$

$$A_{C,T} = B \cdot D = 12,0 \cdot 4,076 \rightarrow A_{C,T} = 48,9 \text{ m}^2$$

Para a embarcação em lastro, as áreas são:

$$A_{C,L} = L_{PP} \cdot D_{MÍN} = 62,0 \cdot 1,0 \rightarrow A_L = 62,0 \text{ m}^2$$

$$A_{C,T} = B \cdot D_{MÍN} = 12,0 \cdot 1,0 \rightarrow A_T = 12,0 \text{ m}^2$$

Por último, o ângulo da resultante com o eixo longitudinal da embarcação depende não somente do ângulo de incidência da corrente, mas também das áreas transversais e longitudinais projetadas, sendo seu valor determinado de acordo com a seguinte expressão:

$$\varphi = \arctg \left[\frac{A_{C,L}}{A_{C,T}} \cdot \tg(\alpha) \right]$$

De posse de todas as definições citadas até o momento, podem ser calculadas as forças e o momento gerados pela ação da pressão causada pela corrente atuante sobre a embarcação amarrada, conforme consta na Tabela 12, a seguir.



Tabela 12: Resultados da pressão gerada pela corrente sobre a embarcação amarrada

Casos	Vento operacional				Vento máximo			
	Full		Em lastro		Full		Em lastro	
	Maré Máx	Maré Mín	Maré Máx	Maré Mín	Maré Máx	Maré Mín	Maré Máx	Maré Mín
$F_{C_{\text{pressão}}}(\alpha)$ (tf)	9,855	13,771	1,564	1,564	9,855	13,771	1,564	1,564
$F_{C_{\text{pressão},L}}(\alpha)$ (tf)	3,558	4,971	0,564	0,564	3,558	4,971	0,564	0,564
$F_{C_{\text{pressão},T}}(\alpha)$ (tf)	9,190	12,843	1,458	1,458	9,190	12,843	1,458	1,458
$M_{C_{\text{pressão},CG}}(\alpha)$ (tfm)	103,869	145,150	16,481	16,481	103,869	145,150	16,481	16,481

No anexo III tem-se a planilha completa que levou à obtenção dos valores acima.

7.2.2.3. Corrente - atrito

Além de gerar pressões sobre o casco da embarcação, as correntes também solicitam os cabos de amarração através do atrito entre o fluido - água - e o casco. Diferentemente da ação do vento e da pressão gerada pela corrente, o atrito não gera momentos que solicitem a estrutura do píer. Entre os fatores que influenciam nos valores desses esforços, podem ser citados o coeficiente de atrito da embarcação, que varia de embarcação para embarcação ao longo do tempo, as dimensões da embarcação, a velocidade da corrente e sua direção, entre outros. As formulações a seguir fornecem os valores das ações em estudo.

$$F_{C_{\text{atrito},L}}(\alpha) = \frac{\gamma_w}{2 \cdot g} \cdot V_C^2 \cdot C_R \cdot A_{C,L}^* \cdot \cos^2 \alpha$$

$$F_{C_{\text{atrito},T}}(\alpha) = \frac{\gamma_w}{2 \cdot g} \cdot V_C^2 \cdot C_R \cdot A_{C,T}^* \cdot \sin^2 \alpha$$

Onde:

$F_{C_{\text{atrito},L}}$: componente longitudinal da força gerada pelo atrito entre a corrente e o casco da embarcação (tf);

$F_{C_{\text{atrito},T}}$: componente transversal da força gerada pelo atrito entre a corrente e o casco da embarcação (tf);

γ_w : peso específico da água (em tf/m³).

g : aceleração da gravidade (em m/s²);



V_C : velocidade horizontal da corrente (em m/s);
 C_R : coeficiente de atrito do casco da embarcação (adimensional);
 A_{CL}^* : área da embarcação molhada longitudinalmente (em m²);
 A_{CT}^* : área da embarcação molhada transversalmente (em m²); e
 α : ângulo formado entre o eixo longitudinal da embarcação e a direção de atuação da corrente, de popa para proa (em graus).

Por definição de projeto, tem-se que:

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$\gamma_W = 1,0 \text{ tf/m}^3$$

Quanto à velocidade da corrente e o ângulo formado entre o eixo longitudinal da embarcação a direção de atuação da corrente, valem os mesmos parâmetros adotados no item 7.2.2.2:

$$V_C = \sqrt{1^2 + 0,5^2} \rightarrow V_C = 1,12 \text{ m/s}$$

$$\alpha = \arctg \left(\frac{0,5}{1,0} \right) \rightarrow \alpha = 26,6^\circ$$

Para o coeficiente de atrito, o valor adotado é o recomendado pela ROM 0.2-90 para embarcações em serviço, ou seja, aquelas que não estão ainda no estaleiros, classificadas como novas. Este valor é de:

$$C_R = 0,004$$

As áreas molhadas da embarcação são estimadas em função das medidas da embarcação, de acordo com a formulação a seguir:

$$A_{CL}^* = L_{PP} \cdot (B + 2.D)$$



$$A_{C,T}^* = B \cdot (L_{PP} + 2 \cdot D)$$

Onde:

$A_{C,L}^*$: área da embarcação molhada longitudinalmente (em m^2);

$A_{C,T}^*$: área da embarcação molhada transversalmente (em m^2); e

L_{PP} : distância entre perpendiculares da embarcação (em m);

B : boca da embarcação (em m); e

D : calado da embarcação, em função do carregamento (em m).

Das definições de projeto, tem-se que:

$$L_{PP} = 62,0 \text{ m}$$

$$B = 12,0 \text{ m}$$

$$D = 4,076 \text{ m}$$

$$D_{MÍN} = 1,0 \text{ m}$$

Assim sendo, para a embarcação a plena carga, tem-se as seguintes áreas:

$$A_{C,L}^* = L_{PP} \cdot (B + 2 \cdot D) = 62,0 \cdot (12,0 + 2 \cdot 4,076) \rightarrow A_{C,L}^* = 1249,4 \text{ m}^2$$

$$A_{C,T}^* = B \cdot (L_{PP} + 2 \cdot D) = 12,0 \cdot (62,0 + 2 \cdot 4,076) \rightarrow A_{C,T}^* = 841,8 \text{ m}^2$$

Para a embarcação em lastro, as áreas são:

$$A_{C,L}^* = L_{PP} \cdot (B + 2 \cdot D_{MÍN}) = 62,0 \cdot (12,0 + 2 \cdot 1,0) \rightarrow A_{C,L}^* = 868,0 \text{ m}^2$$

$$A_{C,T}^* = B \cdot (L_{PP} + 2 \cdot D_{MÍN}) = 12,0 \cdot (62,0 + 2 \cdot 1,0) \rightarrow A_{C,T}^* = 768,0 \text{ m}^2$$



Determinados estes parâmetros, podem ser calculadas as forças geradas pelo atrito entre o fluido e o casco da embarcação amarrada, como consta na Tabela 13, a seguir.

Tabela 13: Resultados do atrito gerado pelo contato entre o fluido e o casco da embarcação amarrada

Casos	Vento operacional				Vento máximo			
	Full		Em lastro		Full		Em lastro	
	Maré Máx	Maré Mín	Maré Máx	Maré Mín	Maré Máx	Maré Mín	Maré Máx	Maré Mín
$F_{\text{Catrito}}(\alpha)$ (tf)	0,258	0,258	0,181	0,181	0,258	0,258	0,181	0,181
$F_{\text{Catrito,L}}(\alpha)$ (tf)	0,255	0,255	0,177	0,177	0,255	0,255	0,177	0,177
$F_{\text{Catrito,T}}(\alpha)$ (tf)	0,043	0,043	0,039	0,039	0,043	0,043	0,039	0,039
$M_{\text{Catrito,CG}}(\alpha)$ (tfm)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

No anexo IV tem-se a planilha completa que levou à obtenção dos valores acima.

7.2.2.4. Ondas

A norma ROM 2.0-11 determina também que sejam calculadas as forças provocadas pela ação das ondas sobre a embarcação amarrada. Em função das características da onda, como seu comprimento e sua altura, e de outros parâmetros essas forças podem ser calculadas. A formulação a seguir fornece as forças longitudinal e transversal provocadas pela ação das ondas.

$$F_{\text{onda,L}} = C_{fw} \cdot C_{dw} \cdot \gamma_W \cdot H_S^2 \cdot L' \cdot \cos(\alpha)$$

$$F_{\text{onda,T}} = C_{fw} \cdot C_{dw} \cdot \gamma_W \cdot H_S^2 \cdot L' \cdot \sin(\alpha)$$

Onde:

$F_{\text{onda,L}}$: componente longitudinal da força gerada pela ação das ondas (em tf);

$F_{\text{onda,T}}$: componente transversal da força gerada pela ação das ondas (em tf);

C_{fw} : coeficiente de flutuação (adimensional);



C_{dw} : coeficiente de profundidade (adimensional); e
 γ_w : peso específico da água (em tf/m^3).
 H_s : altura da onda significante de projeto (em m); e
 L' : comprimento da projeção da embarcação na direção da onda incidente (em m).

Por definição de projeto, tem-se que:

$$\gamma_w = 1,0 \text{ } tf/m^3$$

O coeficiente de flutuação é estabelecido através de um gráfico que o relaciona a parâmetros como o calado da embarcação e o comprimento de onda, sendo, portanto:

$$C_{fw} = f \left(\frac{2\pi}{L_w} \cdot D \right)$$

Onde:

C_{fw} : coeficiente de flutuação (adimensional);
 L_w : comprimento da onda significante de projeto (em m); e
 D : calado da embarcação, em função do carregamento (em m).

O gráfico da Figura 92: Gráfico para determinação do coeficiente de flutuação, a seguir, auxilia na determinação do coeficiente em questão.

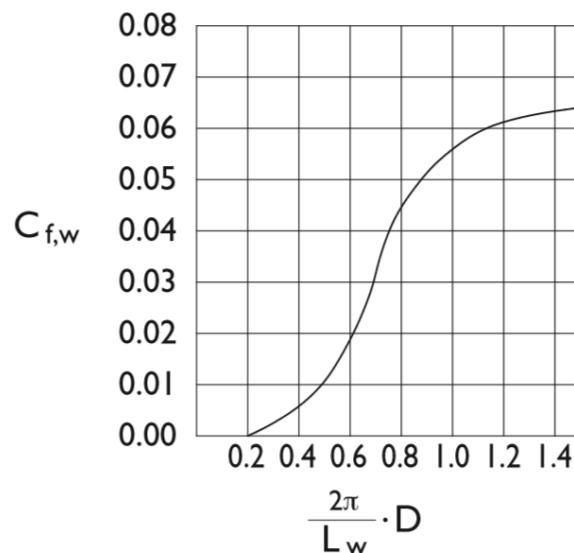


Figura 92: Gráfico para determinação do coeficiente de flutuação

Para o comprimento de onda, adotou-se:

$$L_w = 2,0 \text{ m}$$

Na Tabela 14, adiante, tem-se os valores adotados para cada um dos casos.

Tabela 14: Determinação do coeficiente de flutuação

Casos	Vento operacional				Vento máximo			
	Full		Em lastro		Full		Em lastro	
	Maré Máx	Maré Mín	Maré Máx	Maré Mín	Maré Máx	Maré Mín	Maré Máx	Maré Mín
C_{fw} (adim)	0,064	0,064	0,064	0,064	0,064	0,064	0,064	0,064
relação (adim)	12,81	12,81	3,14	3,14	12,81	12,81	3,14	3,14
D ou $D_{MÍN}$ (m)	4,076	4,076	1,000	1,000	4,076	4,076	1,000	1,000
L_w (m)	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0

Já o coeficiente de profundidade, como o nome diz, é função da profundidade de água existente além do comprimento da onda de projeto, sendo calculado com a ajuda do gráfico da Figura 93 e da expressão em sequência.

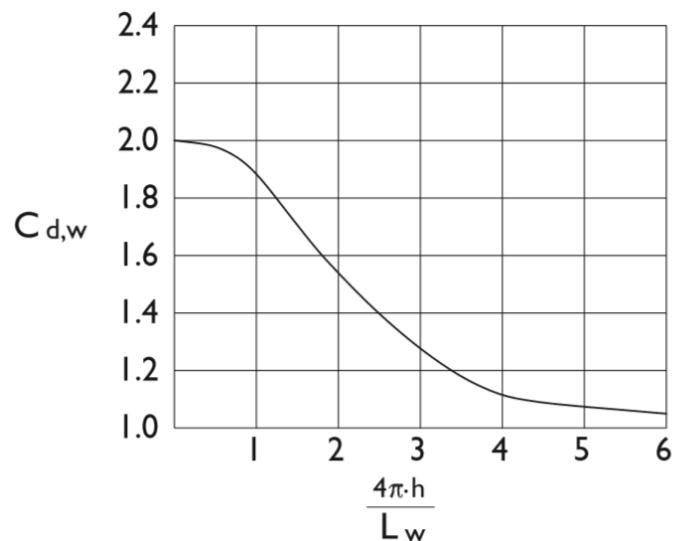


Figura 93: Gráfico para determinação do coeficiente de profundidade

$$C_{dw} = f \left(\frac{4\pi}{L_w} \cdot h \right)$$

Onde:

C_{dw} : coeficiente de profundidade (adimensional);

L_w : comprimento da onda significante de projeto (em m); e

h : profundidade de água existente, em função do nível da maré (em m).

Na Tabela 15 têm-se os valores adotados para o coeficiente de profundidade em cada situação, considerando o mesmo comprimento de onda adotado na determinação do coeficiente de flutuação.

Tabela 15: Determinação do coeficiente de profundidade

Casos	Vento operacional				Vento máximo			
	Full		Em lastro		Full		Em lastro	
	Maré Máx	Maré Mín	Maré Máx	Maré Mín	Maré Máx	Maré Mín	Maré Máx	Maré Mín
C_{dw} (adim)	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
relação (adim)	71,25	51,21	71,25	51,21	71,25	51,21	71,25	51,21
h (m)	11,34	8,15	11,34	8,15	11,34	8,15	11,34	8,15
batimetria (m)	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0
$NA_{MMáx}$ ou $NA_{MMín}$ (m)	3,34	0,15	3,34	0,15	3,34	0,15	3,34	0,15
L_w (m)	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0



O comprimento da projeção da embarcação na direção da onda incidente, pode ser aproximado pela expressão:

$$L' = L_{PP} \cdot \sin(\alpha) + B \cdot \cos(\alpha)$$

Onde:

L_{PP} : distância entre perpendiculares da embarcação (em m);

B : boca da embarcação (em m); e

α : ângulo formado entre o eixo longitudinal da embarcação e a direção de atuação das ondas, de popa para proa (em graus).

Das definições de projeto, tem-se que:

$$L_{PP} = 62,0 \text{ m}$$

$$B = 12,0 \text{ m}$$

Adotando que o ângulo de incidência das ondas seja o mesmo das correntes, tem-se então que:

$$\alpha = \arctg \left(\frac{0,5}{1,0} \right) \rightarrow \alpha = 26,6^\circ$$

Tem-se portanto que:

$$L' = L_{PP} \cdot \sin(\alpha) + B \cdot \cos(\alpha) = 62,0 \cdot \sin(26,6^\circ) + 12,0 \cdot \cos(26,6^\circ) \rightarrow L' = 38,5 \text{ m}$$

Chega-se então aos valores da Tabela 16 para as diferentes situações:



Tabela 16: Resultados do ação das ondas sobre a embarcação amarrada

Casos	Vento operacional				Vento máximo			
	Full		Em lastro		Full		Em lastro	
	Maré Máx	Maré Mín	Maré Máx	Maré Mín	Maré Máx	Maré Mín	Maré Máx	Maré Mín
F_{onda} (tf)	2,461	2,461	2,461	2,461	2,461	2,461	2,461	2,461
$F_{\text{onda,L}}$ (tf)	2,202	2,202	2,202	2,202	2,202	2,202	2,202	2,202
$F_{\text{onda,T}}$ (tf)	1,101	1,101	1,101	1,101	1,101	1,101	1,101	1,101
$M_{\text{onda,CG}}$ (tfm)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

No anexo V tem-se a planilha completa que levou à obtenção dos valores acima.

7.2.2.5. Forças hidrodinâmicas de repulsão

Embarcações amarradas a estruturas de atracação e amarração podem sujeitar-se a forças hidrodinâmicas oscilatórias de baixa frequência causadas pela alteração no perfil de distribuição das velocidades da corrente ao redor da embarcação amarrada. Essas forças agem sempre perpendicularmente ao plano vertical que contém o eixo longitudinal da embarcação.

Em plataformas implantadas muito próximas à superfície ou de acordo com a infraestrutura do píer, velocidades de corrente muito altas fazem com que a velocidade do lado da embarcação contrário ao lado em que está amarrada aumente e do lado em que está amarrada diminua, isso altera o perfil hidráulico da seção transversal, fazendo com que surja um gradiente no nível d'água que, por sua vez, gera a força em questão.

A Figura 94, a seguir, ilustra a situação mencionada.

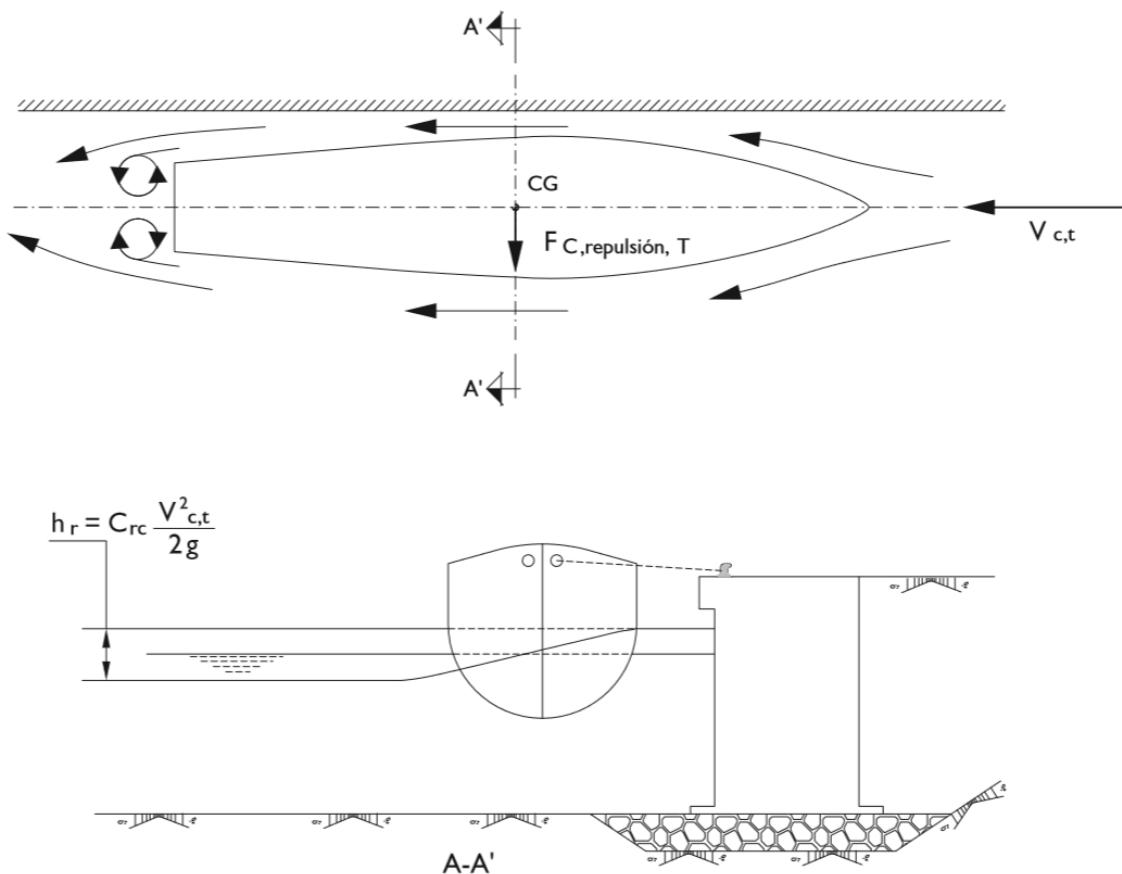


Figura 94: Forças hidrodinâmicas de repulsão

Por ser a plataforma deste terminal localizada a uma distância considerável da costa e por ser a sua infraestrutura classificada como aberta, uma vez que se trata de um píer apoiado sobre estacas distanciadas entre si o suficiente para permitir essa classificação, é possível desprezar o efeito dessas forças, já que o gradiente no nível d'água do perfil hidráulico transversal é pequeno.

7.2.2.6. Forças hidrodinâmicas induzidas pela passagem de outras embarcações

A passagem de uma embarcação pelas proximidades de outra amarrada gera forças horizontais de sucção e repulsão entre a embarcação em trânsito e a amarrada causadas principalmente pelas assimetrias do fluxo de água que se produz ao redor do casco da embarcação em trânsito e, portanto, pela alteração das pressões sobre o casco de ambas as embarcações, assim como



outras forças sobre a embarcação amarrada causadas pelas corrente de retorno a as ondas geradas pela embarcação em trânsito.

Por ser necessária a construção de modelos físicos em escala que simulem a realidade para a análise destas forças, sua determinação não faz parte do escopo deste trabalho.

Na Figura 95, a seguir, tem-se uma foto de um modelo físico em escala reduzida de uma embarcação.

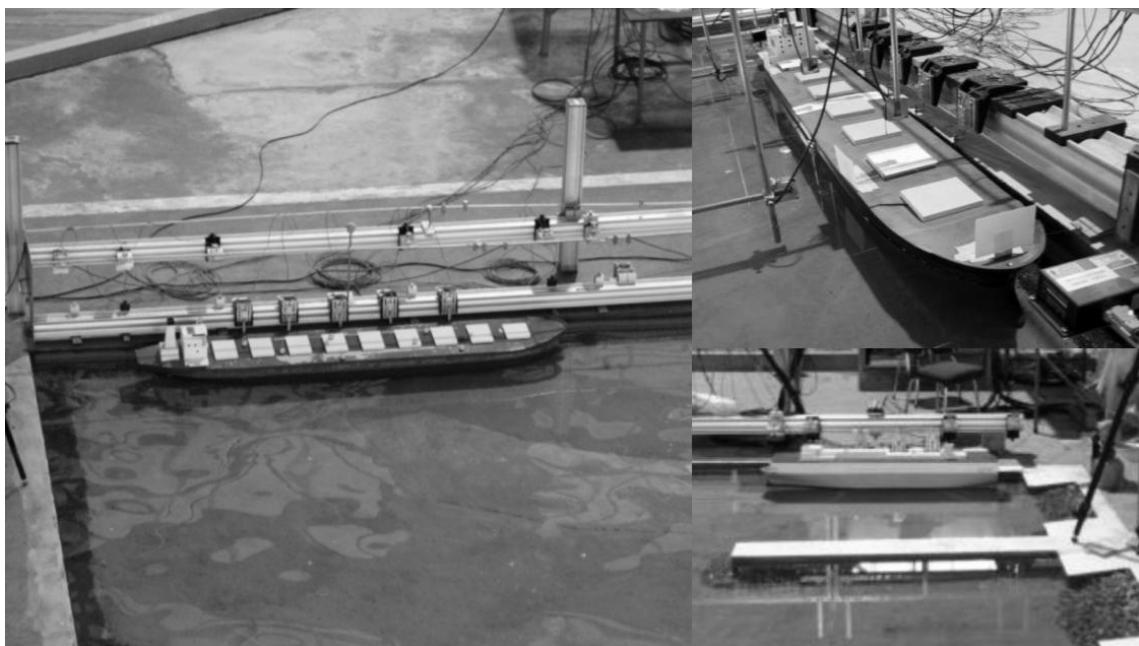


Figura 95: Modelo físico

Soma-se ao fato de ser necessária a construção de um modelo físico o fato de o canal no qual situa-se este porto ser largo o suficiente para que a passagem das embarcações e as manobras sejam realizadas a distâncias suficientemente grandes em relação ao píer a tal ponto que a contribuição das ações geradas por esses movimentos sobre o sistema de amarração possam ser desprezadas.

7.2.2.7. Estudo do arranjo do sistema de amarração

Para este projeto serão propostos dois sistemas diferentes de amarração. Ao fim dos estudos referentes aos mesmos, optar-se-á por um ou outro, de acordo com os resultados apresentados.



O primeiro sistema proposto é composto por cabos lançantes que operam tracionados por guinchos (*capstains*) e cabos de través. O segundo sistema, além destes cabos, possuirá também cabos *spring*. O primeiro sistema pode ser visualizado na parte inferior da Figura 96, a seguir. O segundo sistema na parte superior da mesma figura. Os cabos encontram-se destacados na cor vermelha.

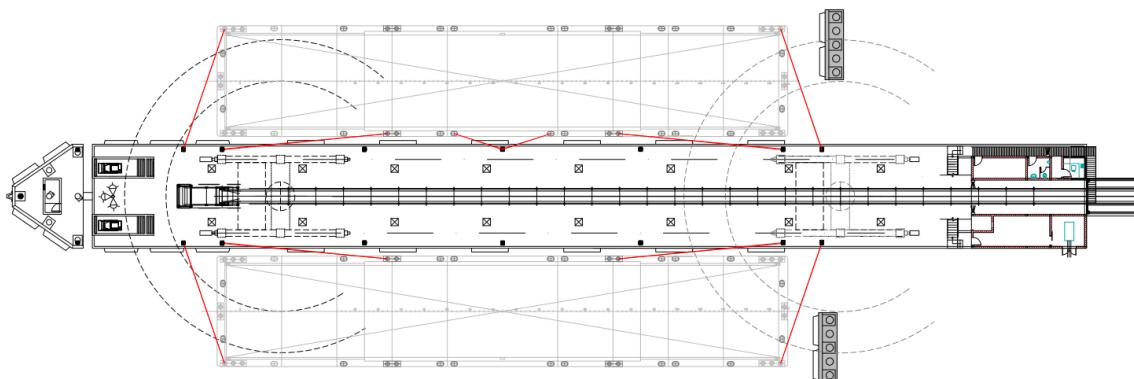


Figura 96: Arranjos de amarração propostos

É de suma importância na determinação das forças atuantes sobre cada um dos cabos componentes do sistema que se tenha conhecimento dos ângulos horizontais e verticais de cada um dos cabos; contudo, em função das dimensões da barcaça de projeto, os ângulos verticais serão desprezados e todos os valores serão definidos em função somente dos ângulos horizontais formados pelos cabos e retas normais ao píer passando pelo ponto onde localiza-se o cabeço ao qual o cabo analisado encontra-se amarrado.

Os dados necessários de cada um dos cabos encontram-se na Figura 97 e na Tabela 17, a seguir. (Mostra-se apenas metade do arranjo de amarração por tratar-se de um arranjo simétrico.)

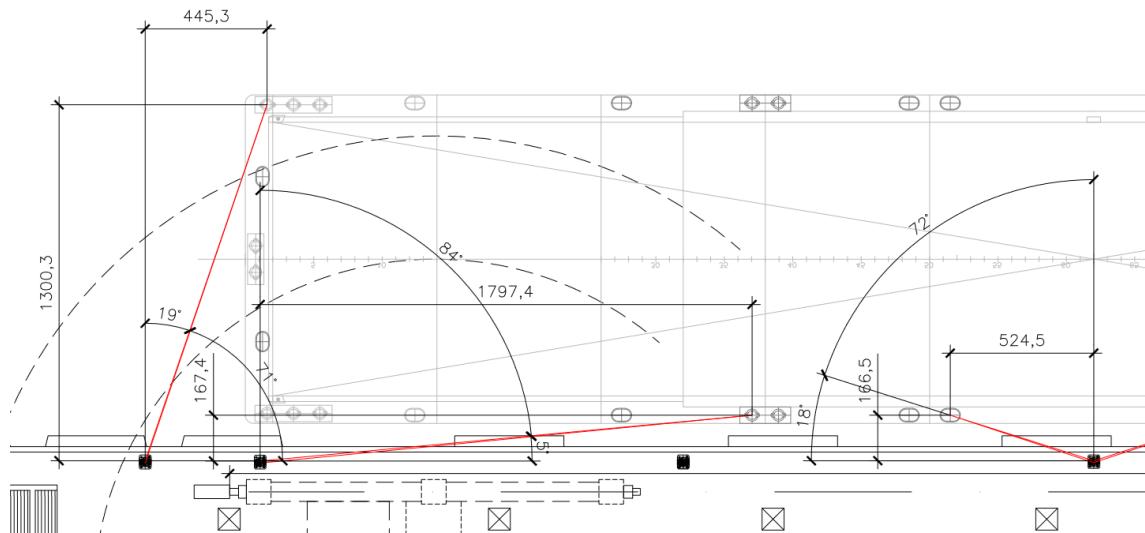


Figura 97: Características dos cabos

Tabela 17: Características dos cabos

cabos	comprimento (m)	ângulo (°)
lançantes	18,1	84,7
traveses	13,7	18,9
springs	5,5	72,4

De posse destes dados e do resumo das forças incidentes sobre a embarcação amarrada é possível determinar a força aplicada por cada cabo sobre o píer.

O resumo das forças incidentes encontra-se na Tabela 18, a seguir.



Tabela 18: Resumo das forças incidentes sobre a embarcação amarrada

Casos	Vento operacional				Vento máximo			
	Full		Em lastro		Full		Em lastro	
	Maré Máx	Maré Mín	Maré Máx	Maré Mín	Maré Máx	Maré Mín	Maré Máx	Maré Mín
Vento Transv.	$F_V(\alpha)$ (tf)	3,037	3,037	6,344	6,344	16,533	16,533	34,541
	$F_{V,L}(\alpha)$ (tf)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	$F_{V,T}(\alpha)$ (tf)	3,037	3,037	6,344	6,344	16,533	16,533	34,541
	$M_{V,CG}(\alpha)$ (tfm)	3,765	3,765	-7,867	-7,867	20,501	20,501	-42,831
Vento Longit.	$F_V(\alpha)$ (tf)	0,529	0,529	1,473	1,473	2,880	2,880	8,022
	$F_{V,L}(\alpha)$ (tf)	0,529	0,529	1,473	1,473	2,880	2,880	8,022
	$F_{V,T}(\alpha)$ (tf)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	$M_{V,CG}(\alpha)$ (tfm)	0,656	0,656	-1,827	-1,827	3,571	3,571	-9,948
Corrente Pressão	$F_V(\alpha)$ (tf)	9,855	13,771	1,564	1,564	9,855	13,771	1,564
	$F_{V,L}(\alpha)$ (tf)	3,558	4,971	0,564	0,564	3,558	4,971	0,564
	$F_{V,T}(\alpha)$ (tf)	9,190	12,843	1,458	1,458	9,190	12,843	1,458
	$M_{V,CG}(\alpha)$ (tfm)	103,869	145,150	16,481	16,481	103,869	145,150	16,481
Corrente Atrito	$F_V(\alpha)$ (tf)	0,258	0,258	0,181	0,181	0,258	0,258	0,181
	$F_{V,L}(\alpha)$ (tf)	0,255	0,255	0,177	0,177	0,255	0,255	0,177
	$F_{V,T}(\alpha)$ (tf)	0,043	0,043	0,039	0,039	0,043	0,043	0,039
	$M_{V,CG}(\alpha)$ (tfm)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Onda	$F_V(\alpha)$ (tf)	2,461	2,461	2,461	2,461	2,461	2,461	2,461
	$F_{V,L}(\alpha)$ (tf)	2,202	2,202	2,202	2,202	2,202	2,202	2,202
	$F_{V,T}(\alpha)$ (tf)	1,101	1,101	1,101	1,101	1,101	1,101	1,101
	$M_{V,CG}(\alpha)$ (tfm)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Casos	Vento operacional				Vento máximo			
	Full		Em lastro		Full		Em lastro	
	Maré Máx	Maré Mín	Maré Máx	Maré Mín	Maré Máx	Maré Mín	Maré Máx	Maré Mín
$F_{RESULT,L}(\alpha)$ (tf)	6,543	7,957	4,417	4,417	8,894	10,308	10,965	10,965
$F_{RESULT,T}(\alpha)$ (tf)	13,371	17,023	8,942	8,942	26,867	30,519	37,139	37,139
$M_{RESULT,CG}(\alpha)$ (tfm)	108,290	149,572	6,787	6,787	127,941	169,222	-36,298	-36,298

Nota-se da tabela acima que o pior caso tanto para as forças longitudinais quanto para as forças transversais é o caso de vento máximo com embarcação em lastro.

Para a determinação das forças atuantes sobre cada um dos cabos, será utilizado o método recomendado pelo OCIMF (*Oil Companies International Marine Forum*), de acordo com o qual:

Para forças longitudinais:

$$F_{cabon,L} = \frac{F_{RESULT,L}}{\sum \frac{\sin^2 \theta}{\ell}} \cdot \frac{\sin \theta_{cabon}}{\ell_{cabon}}$$



Para forças transversais:

$$F_{caboN,T} = \frac{F_{RESULT,T}}{\sum \frac{\cos^2 \theta}{\ell}} \cdot \frac{\cos \theta_{caboN}}{\ell_{caboN}}$$

Onde:

$F_{caboN,L}$: força devido à resultante longitudinal no cabo "N" (em tf);

$F_{caboN,T}$: força devido à resultante transversal no cabo "N" (em tf);

$F_{RESULT,L}$: força longitudinal resultante (em tf);

$F_{RESULT,T}$: força transversal resultante (em tf);

ℓ : comprimento do cabo (em m); e

θ : ângulo formado entre o cabo em estudo e a direção normal ao píer (em graus).

Com base nas definições acima, obteve-se, quanto às forças atuantes nos cabos e nos cabeços na situação de maior solicitação longitudinal para o sistema proposto sem springs:

Tabela 19: Forças atuantes nos cabos e nos cabeços na situação de maior solicitação longitudinal (sistema sem springs)

restrição às forças longitudinais (sistema sem springs)					$F_{RESULT,L}$ (tf)	10,965		
cabos	qtde.	θ (°)	ℓ (m)	$\sin \theta / \ell$	$\sin^2 \theta / \ell$	F_{cabo} (tf)	$F_{cabeço,L}$ (tf)	$F_{cabeço,T}$ (tf)
lançantes	1	84,7	18,1	0,05516	0,05492	11,012	10,965	1,021
traveses	0	18,9	13,7	0,02357	0,00764	0,000	0,000	0,000
springs	0	72,4	5,5	0,17320	0,16509	0,000	0,000	0,000
					$\Sigma = 0,05492$			

Quanto às forças atuantes nos cabos e nos cabeços na situação de maior solicitação longitudinal para o sistema proposto com springs:



Tabela 20: Forças atuantes nos cabos e nos cabeços na situação de maior solicitação longitudinal (sistema com springs)

restrição às forças longitudinais (sistema com springs)					$F_{RESULT,L}$ (tf)	10,965		
cabos	qtde.	θ (°)	ℓ (m)	$\text{sen}\theta/\ell$	$\text{sen}^2\theta/\ell$	F_{cabo} (tf)	$F_{cabeço,L}$ (tf)	$F_{cabeço,T}$ (tf)
lançantes	1	84,7	18,1	0,05516	0,05492	2,749	2,737	0,255
traveses	0	18,9	13,7	0,02357	0,00764	0,000	0,000	0,000
springs	1	72,4	5,5	0,17320	0,16509	8,632	8,228	2,612
					$\Sigma=0,22001$			

Quanto às forças atuantes nos cabos e nos cabeços na situação de maior solicitação transversal para o sistema proposto sem springs:

Tabela 21: Forças atuantes nos cabos e nos cabeços na situação de maior solicitação transversal (sistema sem springs)

restrição às forças transversais (sistema sem springs)					$F_{RESULT,T}$ (tf)	37,139		
cabos	qtde.	θ (°)	ℓ (m)	$\cos\theta/\ell$	$\cos^2\theta/\ell$	F_{cabo} (tf)	$F_{cabeço,L}$ (tf)	$F_{cabeço,T}$ (tf)
lançantes	0	84,7	18,1	0,00514	0,00048	0,000	0,000	0,000
traveses	2	18,9	13,7	0,06883	0,06512	19,628	6,359	18,570
springs	0	72,4	5,5	0,05498	0,01664	0,000	0,000	0,000
					$\Sigma=0,13024$			

Quanto às forças atuantes nos cabos e nos cabeços na situação de maior solicitação transversal para o sistema proposto com springs:

Tabela 22: Forças atuantes nos cabos e nos cabeços na situação de maior solicitação transversal (sistema com springs)

restrição às forças transversais (sistema com springs)					$F_{RESULT,T}$ (tf)	37,139		
cabos	qtde.	θ (°)	ℓ (m)	$\cos\theta/\ell$	$\cos^2\theta/\ell$	F_{cabo} (tf)	$F_{cabeço,L}$ (tf)	$F_{cabeço,T}$ (tf)
lançantes	0	84,7	18,1	0,00514	0,00048	0,000	0,000	0,000
traveses	2	18,9	13,7	0,06883	0,06512	15,634	5,065	14,791
springs	2	72,4	5,5	0,05498	0,01664	12,488	11,903	3,779
					$\Sigma=0,16351$			

De forma resumida, tem-se os resultados da Tabela 23 para o sistema sem springs e os resultados da Tabela 24 para o sistema com springs.



Tabela 23: Forças atuantes nos cabos e nos cabeços considerando um arranjo de amarração sem springs

cabos	F_{cabo} (tf)	$F_{cabeço,L}$ (tf)	$F_{cabeço,T}$ (tf)
lançantes	11,012	10,965	1,021
traveses	19,628	6,359	18,570
springs	0,000	0,000	0,000

Tabela 24: Forças atuantes nos cabos e nos cabeços considerando um arranjo de amarração com springs

cabos	F_{cabo} (tf)	$F_{cabeço,L}$ (tf)	$F_{cabeço,T}$ (tf)
lançantes	2,749	2,737	0,255
traveses	15,634	5,065	14,791
springs	21,121	20,131	6,390

Comparando-se os resultados obtidos com as recomendações da norma ROM 2.0-11 para que sejam escolhidos cabeços de 30 tf para embarcações de 2900 tf de deslocamento amarradas ao píer em cabeços, conclui-se que, para qualquer um dos dois sistemas adotados, os cabeços de 30 tf são suficientes para resistir aos esforços gerados pela barcaça amarrada.

No sistema proposto com springs, dados os ângulos formados por cada um dos cabos com uma reta normal ao píer, esperava-se que os cabos lançantes fossem os principais responsáveis pela restrição às forças longitudinais, contudo, por serem os springs muito mais curtos do que os lançantes os resultados obtidos mostraram que os springs são os principais responsáveis pela restrição às forças longitudinais, ao contrário do que era imaginado inicialmente. Sendo os springs mais curtos, eles serão portanto mais rígidos do que os cabos lançantes; pensando nos princípios da concepção estrutural, os resultados são sensatos, uma vez que, pelo princípio da rigidez, o caminhamento das cargas é definido pelas rigidezes dos elementos constituintes da estrutura. Em resumo, cabos mais curtos são mais rígidos, e por serem mais rígidos as cargas tendem a caminhar preferencialmente por eles.

Quanto à definição de qual dos dois sistemas é o mais indicado, é preferível, e recomendada neste trabalho, a adoção do sistema sem springs. Uma vez que não há, quanto às solicitações estruturais, um sistema tão melhor



do que o outro, a adoção do sistema sem springs se dá pelos seguintes motivos:

- Springs são cabos que podem atrapalhar a operação do terminal;
- Springs induzem maiores vibrações na estrutura;
- Sistemas de amarração mais rígidos (sem springs e com os cabos lançantes tracionados por guinchos) induzem menores vibrações;
- Dadas as dimensões e as peculiaridades de embarcações como as barcaças, é possível assumir traveses com angulação tal que sua resposta ao esforços transversais seja adequada, ao contrário do que ocorre em embarcações de maior porte, em cujos sistemas de amarração é mais difícil assumir tais angulações para os traveses, de tal forma que os springs se tornam necessários para restrição de movimentos transversais da embarcação.

7.2.3. Esforços provenientes de elementos operacionais

Quanto aos elementos operacionais do terminal portuário em estudo, a carga mais relevante é a proveniente do descarregador. De acordo com as especificações de projeto, o equipamento de descarga é do modelo VST-790M, fabricado pela Siwertell, composto por trucks espaçados de 15090 mm, nos quais há quatro rodas distanciadas de 1,20 m. No que diz respeito às cargas do descarregador, deve-se considerar uma carga de 30 tf em cada uma das rodas. Na Figura 98, a seguir, tem-se uma elevação frontal do descarregador deste terminal; na Figura 99, uma elevação lateral.

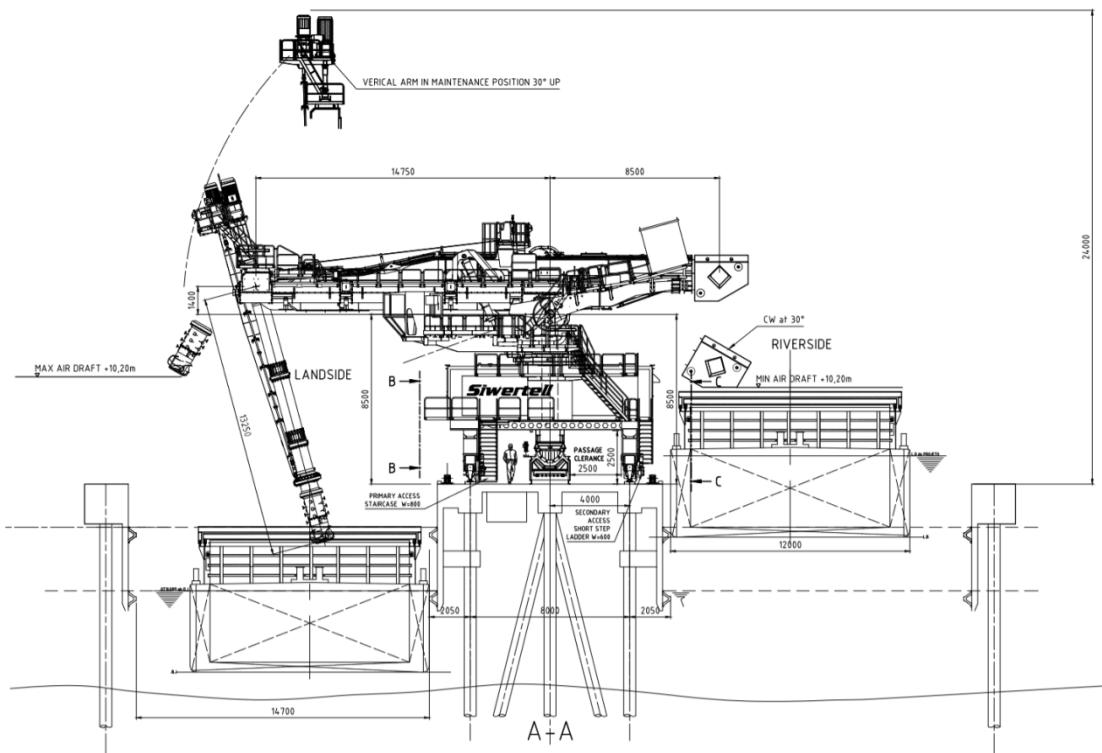


Figura 98: Elevação frontal do descarregador Siwertell VST-790 M

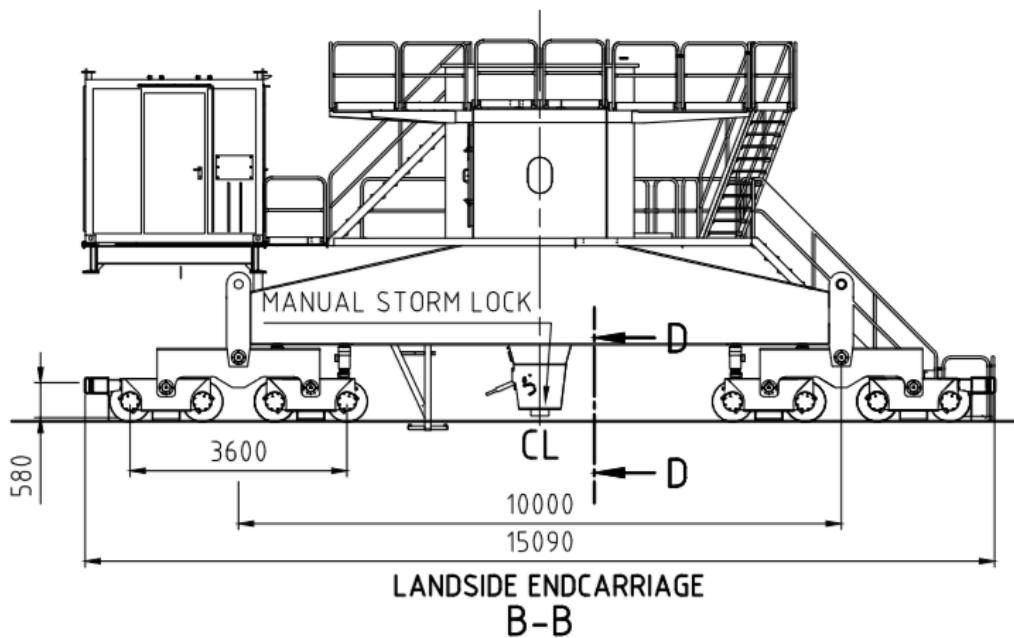


Figura 99: Elevação lateral do descarregador Siwertell VST-790 M

Ainda quanto às cargas operacionais, deve-se prever uma sobrecarga de 3,0 tf/m² sobre o tabuleiro da plataforma operacional. Na região do descarregador essa sobrecarga deve ser reduzida à metade, sendo, portanto de 1,5 tf/m².



7.2.4. Carregamentos de construção e montagem

Numa obra de concepção tão complexa quanto a que é estudada neste trabalho e com sistema construtivo que emprega peças pré-moldadas é de extrema importância que sejam avaliadas as situações de construção e montagem, ou seja, as diferentes fases da obra, uma vez que durante as fases construtivas os elementos trabalham de forma diferente com relação à situação final, com a obra totalmente executada.

Pelo motivo citado acima, tanto podem ser assumidos carregamentos diferentes para as fases intermediárias quanto coeficiente de ponderação diferentes, o que em determinados casos pode fazer com que alguns elementos apresentem-se como críticos nestas fases intermediárias, o que exige um cuidado especial durante a fase de projeto a fim de que essas situações intermediárias sejam adequadamente consideradas e as peças corretamente detalhadas.

7.3. Cargas acidentais

As cargas acidentais consideradas no dimensionamento de uma estrutura portuária, bem como seus valores característicos podem ser determinados por projetistas, clientes contratantes ou por autoridades governamentais competentes, desde que estejam acima dos valores determinados por normas específicas para cada um dos agentes geradores de excepcionalidades, como sismos, incêndios, etc. São valores acima dos quais não se pode assegurar a sobrevivência da estrutura.

Estes valores devem ser determinados em função do período de retorno fixado para a análise de um fator específico, da segurança que se pretende conferir à estrutura, de fatores psicológicos referentes à aceitação da população local quanto à implantação e à operação de uma obra de grande porte em determinada localidade e de alguns critérios específicos.

No caso do píer em estudo, não serão consideradas cargas acidentais específicas devido à existência de dolfins de entrada que direcionam as barcaças e sofrem possíveis impactos. Outro fator que colabora com a não



consideração de cargas accidentais é a operação das barcaças, no instante de atracação, com o auxílio de guinchos que tracionam os cabos lançantes.

7.4. Importância da análise estrutural dinâmica para o píer de barcaças

7.4.1. Análise geral

Todo sistema estrutural, desde o mais simples ao mais complexo, tem uma frequência própria de vibração[†]. Essa frequência pode ser atingida quando a estrutura é estimulada a vibrar. Quando a frequência natural de uma estrutura é igual (ou quase) à frequência de sua fonte de excitação, diz-se que ela se encontra em ressonância (ou próxima da ressonância). Nesta situação, as deflexões da estrutura crescem significativamente e o movimento torna-se perceptível, muitas vezes incômodo.

Nos últimos tempos, a análise dinâmica das estruturas tem sido cada vez mais requerida, havendo inclusive normas de projeto de estruturas que obrigam a realização de verificações do estado limite de vibrações excessivas, no contexto dos estados limites de serviço. "Como fatos geradores desta nova realidade, podem ser citados: novas concepções estruturais, emprego de materiais de alta resistência, adoção de sistemas construtivos inovadores em termos de tempo e forma de execução e a disponibilidade de ferramentas computacionais mais poderosas e rápidas. Todos estes aspectos convergem para a utilização de elementos estruturais cada vez mais esbeltos e leves, levando as estruturas a uma não linearidade geométrica mais pronunciada, a um aumento da fissuração no caso das estruturas de concreto e daí a uma não linearidade física mais evidente, e ao aumento da sensibilidade às vibrações" (ALMEIDA, S. F.; DA NÓBREGA, P. G. B.; HANAI, J. B.; 2006).

Há situações em que é possível considerar efeitos dinâmicos sobre uma estrutura através da adoção de "coeficientes de impacto" ou "coeficientes de

[†] Um sistema estrutural não possui somente uma frequência natural de vibração, mas sim um número delas equivalente aos seus graus de liberdade (infinito a princípio, mas redutível ao número de coordenadas generalizadas que se adota). A frequência mais importante dentre todas é a primeira frequência natural, por ser a primeira a ser atingida pelo sistema quando excitado. Neste trabalho, quando forem feitas referências à "frequência natural de vibração da estrutura" estar-se-á referindo à primeira frequência.



amplificação dinâmica" que majoram análises estruturais estáticas, sendo em muitos desses casos fatores consideravelmente conservadores; contudo, há também casos em que a possibilidade de adoção desses fatores não é conservadora e, portanto, deve-se lançar mão de modelos mais complexos e elaborados que levem em conta forças de inércia e os carregamentos variáveis no tempo.

Em engenharia de estruturas, não necessariamente de obras civis, há inúmeros exemplos de casos que requerem análises dinâmicas, tais como:

- análise de estruturas de fundação de máquinas e equipamentos;
- análise de estruturas submetidas a carregamentos dinâmicos causados por tráfego ou público;
- análise sísmica de edificações, tais como portos, pontes e estruturas enterradas;
- análise do efeito de vento sobre edificações, pontes, torres e coberturas leves de grandes vãos;
- análise do efeito de ondas sobre estruturas oceânicas, portuárias e navais;
- análise do impacto (choque) mecânico em defensas, pilares ou estruturas de atracação;
- análise de explosões nas imediações de estruturas civis ou militares;
- análise dos efeitos de carregamentos aerodinâmicos em estruturas aeronáuticas;
- análise dos efeitos de carregamentos fluidodinâmicos em estruturas mecânicas; e
- análise dos efeitos de carregamentos centrífugos ou giroscópicos em máquinas ou equipamentos.

É possível abordar a análise dinâmica das estruturas de três formas distintas:

1) Análise dinâmica completa: Implica na permissão de qualquer estado de excitação da estrutura, seja a situação de ressonância (ou quase



ressonância) ou não, e na análise de um modelo estrutural que considere dinamicamente as ações incidentes sobre o elemento em estudo; deste modelo devem ser obtidas as respostas às ações consideradas e os resultados obtidos para deslocamentos, velocidades e acelerações devem ser comparados aos limites adequados estabelecidos por normas ou por condições operacionais.

2) Método do ajuste da frequência: Esse método implica em evitar-se a situação de ressonância através da modificação das frequências naturais da estrutura em estudo. Em geral, alteram-se características da estrutura, como massa e rigidez, a fim de que as frequências naturais de vibração se tornem maiores. Essas mudanças de características se dão, geralmente, através do aumento das dimensões das seções transversais dos elementos estruturais ou da criação de mais apoios.

3) Alteração das características de amortecimento da estrutura: É possível reduzir as amplitudes de vibração da estrutura, quando em ressonância, através do aumento da energia que pode ser absorvida pelo sistema. Para tanto é necessário a instalação junto à estrutura de dispositivos especiais, tais como amortecedores visco-elásticos ou massas adicionais de frequência ajustada.

7.4.2. Aplicação da análise dinâmica ao projeto em estudo

Por tratar-se de um píer de atracação de barcaças, que são embarcações relativamente pequenas, portanto de baixa inércia quando comparadas aos navios de maior porte que levam a soja do TERFRON aos demais continentes, em especial o europeu e o asiático, é necessário que sejam considerados os efeitos dinâmicos sobre a estrutura não somente no instante da atracação, mas também quando da embarcação amarrada ao píer.

O movimento oscilatório induzido pelas ações de ventos, correntes e principalmente as ondas sobre a embarcação amarrada solicita a estrutura dinamicamente. Sendo as barcaças elementos de baixa inércia, é possível que atinjam-se frequências de vibração não muito distantes da frequência natural do píer de atracação e amarração; a fim de reduzir-se essa frequência, no píer



de barcaças do TERFRON a operação se dá com as barcaças amarradas e com os cabos lançantes tracionados por guinchos de tal forma a fazer com que o sistema píer + barcaça se torne mais rígido e consequentemente sua frequência natural de vibração aumente. Evidencia-se assim que a metodologia adotada neste caso estudada é a de alteração da frequência natural de vibração do sistema estrutural. A proposta de operação com cabos lançantes tracionados tem apresentado bom desempenho após mais de um ano de operação do terminal.

Outra medida adotada neste projeto a fim de reduzir-se os efeitos dinâmicos sobre a estrutura do píer já citada no item 5.4 do presente trabalho foi a construção de um quebra-ondas. Este quebra-ondas tem por fim reduzir a (velocidade das correntes) altura e a frequência das ondas que chegam ao terminal operacional e incidem sobre as embarcações que se encontram amarradas. Com a construção do quebra-ondas foi possível alterar não a frequência de vibração da estrutura, mas sim a frequência que pode ser atingida pela fonte que excita a estrutura, neste caso, as ondas.



8. ANÁLISE ESTRUTURAL: DESENVOLVIMENTO DO MODELO COMPUTACIONAL

No presente capítulo, serão abordados assuntos referentes ao projeto estrutural do píer de atracação de barcaças. Para o desenvolvimento desse estudo foi necessária a utilização do STRAP, um programa de cálculo estrutural. Para a modelagem do píer no programa, foram adotadas algumas simplificações e adaptações que serão descritas a seguir.

8.1. Concepção do modelo computacional

Inicialmente, foram definidas quais peças estruturais que compõem o píer seriam estudadas. Decidiu-se que o foco do estudo seria o dimensionamento da viga longitudinal, da laje pi mais capa da laje colaborante e das estacas. Escolheu-se a viga longitudinal por ser uma peça principal para a distribuição de cargas da superestrutura para a infraestrutura, já que o descarregador é apoiado diretamente sobre ela. Além disso, sua escolha também é justificada pela importância de sua análise estrutural levando em consideração seu faseamento construtivo, estudo que será abordado no próximo capítulo. Já a laje pi foi escolhida por se tratar de uma peça estrutural transversal que compõe a seção transversal típica em pórtico do píer. Escolheu-se as estacas para confirmar as suposições feitas sobre os valores de carga de trabalho utilizados no estudo geotécnico.

Definidas as peças estruturais analisadas, decidiu-se fazer um modelo espacial formado por barras (viga, estacas, laje pi, laje) e elementos de placa (capa da laje mais mesa colaborante do pré-moldado, laje em balanço e o paramento das defensas). A modelagem da estrutura e a vinculação dos elementos com as barras foi desenvolvida levando em consideração o caminhamento dos carregamentos, o qual deve representar a realidade.

8.1.1. Seções resistentes das barras

Para a definição das características das seções das barras modeladas, foram calculadas segundo a norma NBR 6118 suas seções resistentes, levando em consideração, no caso das vigas e lajes pi, suas mesas



colaborantes. No caso da laje pi, adotou-se como mesa colaborante o vão integral entre as seções resistentes, ou seja, a largura total de sua peça. Já a mesa colaborante da viga foi calculada segundo a norma brasileira.

Deve-se lembrar que de acordo com a NBR 6118, em análises estruturais por modelos de pórtico e grelha, os esforços de torção devem ser considerados quando os elementos já estão fissurados. Dessa forma, no modelo espacial desenvolvido, as barras foram modeladas com rigidez à torção, porém, com valor reduzido a fim de se levar em consideração a perda de rigidez pela fissuração. Determinar o valor da rigidez efetiva à torção dos elementos no estado fissurado tem se mostrado um desafio considerável e foi objeto de estudo de vários autores, como Hsu (1973) e Lampert (1973). Para simplificar, adotou-se como rigidez efetiva 15,0% do valor integral do momento de inércia calculado para cada elemento estrutural, conforme recomendado pela NBR 6118.

8.1.2. Malhas de elementos de placa

As malhas de elementos de placa simulam a capa de laje unida da mesa colaborante da laje pi, a laje em balanço e o paramento das defensas, cada qual com suas respectivas espessuras. A discretização de cada malha foi feita em elementos de lado de até 2 vezes a espessura do elemento. Essa limitação é necessária para garantir que o elemento apresente comportamento de malha e não de sólido. Além disso, é recomendado que as dimensões do elemento não sejam maiores que as dimensões das cargas aplicadas sobre ele, por exemplo, as menores dimensões de uma possível roda de um trem tipo atuante.

8.1.3. Interação solo-estrutura

A fundação do píer, ou seja, as estacas foram modeladas em barras apoiadas na ponta e ligadas por molas horizontais espaçadas de 1,0m ao longo do comprimento embutido médio. As molas horizontais simulam o efeito de embutimento das estacas no solo, isto é, a rigidez horizontal que o solo confere a elas.



Os coeficientes de rigidez horizontal das molas foram calculados com as seguintes fórmulas que levam em consideração o N_{SPT} médio do solo e a área de solo que exerce influência sobre a estaca:

$$K_{h,solo} = \frac{30 * N_{SPT}}{1,5 * \phi_{estaca}} = \frac{30 * 30}{1,5 * 0,80} = 750 \text{ tf/m}^3$$

$$K_{h,mola} = K_{h,solo} * \text{espaçamento} * \phi_{estaca} = 750 * 1,0 * 0,80 = 600 \text{ tf/m}$$

8.1.4. Modelo espacial

A partir das simplificações e adoções descritas anteriormente, foi possível modelar a estrutura do píer de atracação de barcaças. A configuração geométrica utilizada para a modelagem da estrutura foi baseada nos desenhos finais da estrutura do píer desenvolvidas pela projetista e assim, possivelmente dará ao grupo resultados parecidos com os encontrados por ela para dimensionamento das peças estruturais que se pretende estudar.

Contudo, vale lembrar que normalmente a partir da configuração inicial até se chegar a um modelo espacial com sua configuração geométrica final há etapas iterativas para ajuste da estrutura, mas que não foram realizadas no presente estudo.

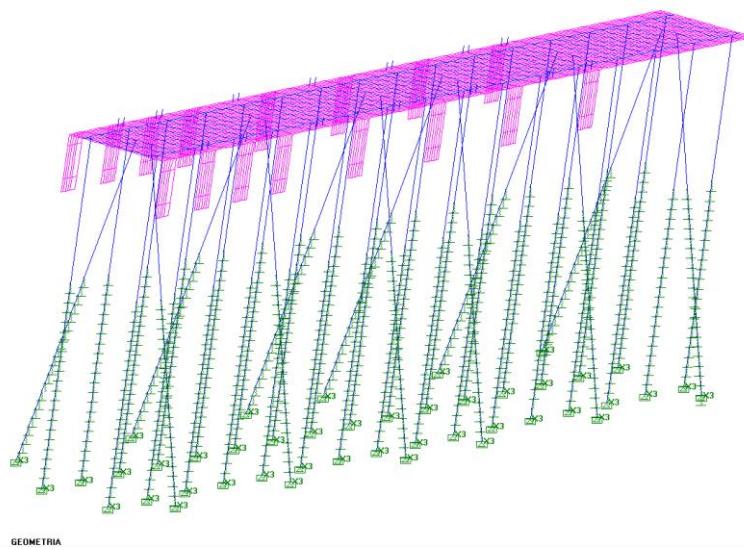


Figura 100 - Modelo espacial do píer de atracação de barcaças – STRAP



8.2. Carregamentos

A seguir serão descritos os carregamentos que foram considerados para dimensionamento da estrutura e de que forma foram aplicados no modelo espacial.

8.2.1. Peso próprio

Como as peças estruturais que serão dimensionadas compõem a superestrutura do píer, foi considerado apenas o peso próprio da superestrutura, ou seja, vigas e lajes. Como as vigas e as lajes são consideradas mesa colaborante, o peso próprio dessas barras foi modelado como carga distribuída sobre essas peças descontando o volume de concreto proveniente da laje. Já para a malha de elementos, utilizou-se o próprio aplicativo do STRAP de peso próprio.

8.2.2. Descarregador Siwertell VST-790 M

O peso do descarregador foi considerado como uma carga global distribuída em área sobre a malha de elementos, esta carga global dará origem a cargas móveis ao longo de todo o comprimento do píer. Como o trilho do descarregador é posicionado em cima e ao longo da viga longitudinal, considera-se que praticamente todo o seu peso caminha para a viga, e assim, a abertura de cargas na transversal é mínima. Foi considerada uma largura na transversal de 10cm.

Como visto no capítulo “7.2.3. Esforços provenientes de elementos operacionais”, o descarregador é composto por quatro trucks (dois em cada lado, em cada viga) compostos por quatro rodas cada com peso de 30tf/roda.

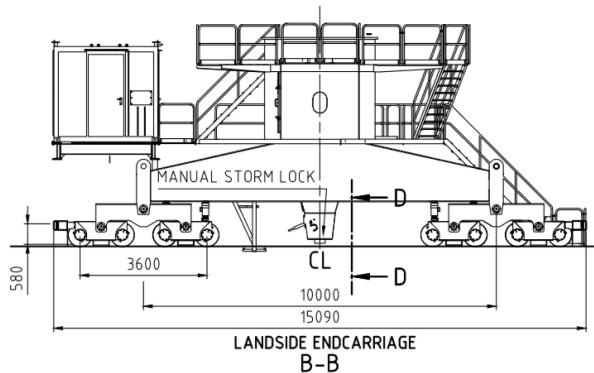


Figura 101 - Elevação lateral do descarregador Siwertell VST-790 M

No modelo espacial, foi considerado uma abertura de cargas de 45° para que a carga chegue ao eixo da viga longitudinal. Considerando que a viga longitudinal tem uma altura de 150cm e que seu eixo deva estar próximo a altura média da seção, considera-se que a carga estará distribuída em um comprimento longitudinal de:

$$l_{long} = 3,60 + 0,75 + 0,75 = 5,10 \text{ m}$$

Dessa forma, a carga distribuída referente a cada truck do descarregador tem o valor de:

$$q_{descarregador} = \frac{4 * 30 \text{ tf}}{5,10 \text{ m} * 0,10 \text{ m}} = 235,3 \text{ tf/m}^2$$

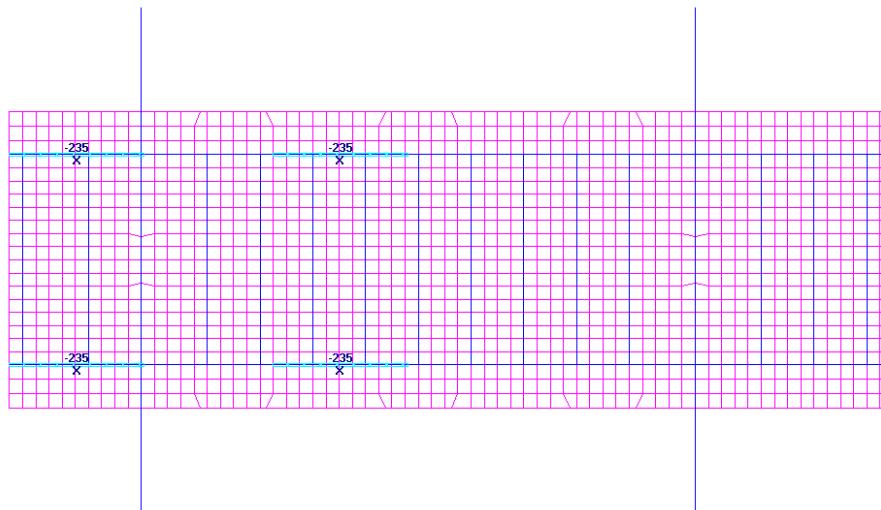


Figura 102 – Peso do descarregador como carga global - STRAP



8.2.3. Sobrecarga

Segundo critérios de projeto, para levar em consideração as cargas operacionais, deve-se prever uma sobrecarga de 3,0 tf/m² sobre o tabuleiro da plataforma operacional. Já na região do descarregador essa sobrecarga deve ser reduzida à metade, sendo, portanto de 1,5 tf/m². A combinação da sobrecarga com a carga referente ao descarregador será considerada no momento de composição das cargas para cálculo da combinação última e dessa forma, a sobrecarga foi simulada no modelo com seu valor integral de 3,0 tf/m² sobre o tabuleiro.

Vale ressaltar que, de acordo com a norma NBR 9782 – Ações em estruturas portuárias, marítimas e fluviais (que hoje não está mais em vigor), pode-se considerar uma redução de 40% da sobrecarga na área compreendida entre o trilho externo e o paramento do píer (na região de laje em balanço no caso), não sendo, porém, considerado valor inferior a 1,0tf/m². Esse coeficiente considera que a área em questão não é usualmente utilizada durante a operação portuária, há também uma consideração semelhante na norma ROM. Aplicou-se, dessa forma um valor para sobrecarga nessa área de:

$$q_{SC} = 40\% * 3,0 \text{ tf/m}^2 = 1,2 \text{ tf/m}^2 > 1,0 \text{ tf/m}^2 \text{ OK!}$$

Para encontrar quais configurações de sobrecarga geram os piores esforços na estrutura do píer, foram feitas linhas de influência para as peças estruturais que serão dimensionadas. Essas linhas de influência foram calculadas com auxílio do próprio modelo espacial desenvolvido: aplica-se cargas verticais unitárias na estrutura e retira-se os esforços gerados por elas.

Foram feitas linhas de influência de momento fletor, força cortante e momento torsor tanto longitudinal como transversal para a viga longitudinal e para a laje pi de uma seção crítica, mais especificamente, do segundo vão do píer. Essas linhas de influência auxiliaram o grupo no carregamento do modelo para encontrar quais posicionamentos da sobrecarga geravam maiores esforços às peças estruturais analisadas.



8.2.4. Frenação e vento

Além das forças verticais devido ao peso do descarregador, deve-se levar em consideração as forças de frenação desenvolvidas por ele e também a de vento, já que a área exposta ao vento do descarregador é significativa, tanto transversalmente como longitudinalmente (na época em que se desenvolvia tal projeto não era prevista a construção de galpão para proteção do píer).

Para levar em consideração esses dois efeitos, considerou-se simplificadamente que as forças provenientes da frenação e do vento têm juntas 10% do valor total da carga vertical do descarregador ($Hvf = 0,10 * 235,3 = 23,5 \text{ tf/m}^2$), tanto na longitudinal como na transversal.

8.2.5. Atração

Como visto no capítulo “7.2.1. Forças de atração”, para as operações de atração e desatração, as defensas podem gerar à estrutura forças de reação máximas de:

$$F_{ATRAC} = 40,8 \text{ tf}$$

Além disso, a norma ROM prevê a consideração de uma força de atrito horizontal aplicada pela embarcação sobre as defensas. Admitindo, de acordo com a norma ROM, um coeficiente de atrito de valor 0,3 tem-se então que:

$$F_{HORIZONTAL} = 0,3 \cdot F_{ATRAC} = 0,3 \cdot 40,8 \rightarrow F_{HORIZONTAL} = 12,2 \text{ tf}$$

Como visto naquele mesmo capítulo, as operações de atração oblíqua são mais críticas que as operações de atração paralela, dessa forma, no modelo espacial serão consideradas forças de atração oblíqua. A favor da segurança, considerou-se que as duas defensas do paramento serão operadas simultaneamente, gerando cada uma as forças acima descritas.

8.2.6. Amarração



Como visto no capítulo “7.2.2. Forças de amarração”, foram dimensionados cabeços de 30tf. Para aplicar as forças provenientes da amarração, foram dimensionados cabeços como barras com comprimento equivalente a distância entre o ponto onde é feita a amarração ao eixo da viga, pois é esse o comprimento do braço real responsável pela transferência da carga do cabeço para a estrutura. A característica desta barra é a mesma que a do próprio cabeço modelado.

Para encontrar os esforços máximos provenientes das forças de amarração, considerou-se que os cabeços serão solicitados até a ruptura, ou seja, com forças de 30tf. Isto porque, após esse valor, os cabeços se rompem e não solicitam mais a estrutura. Foram considerados também os casos em que os cabos são amarrados com angulação de 30°, angulação máxima recomendada pela ROM.

Além dos casos em que os cabeços são solicitados a ruptura individualmente, foram simulados também as propostas de amarração descritas no capítulo “7.2.2.7. Estudo do arranjo do sistema de amarração”.

Preferiu-se aplicar as forças de amarração de um lado da plataforma e as forças de atracação do outro para facilitar a combinação das duas, já que o efeito das duas operações simultaneamente deve ser considerado.

8.2.7. Variação uniforme de temperatura

A variação uniforme de temperatura apresenta dois tipos diferentes de ações, uma permanente e outra variável, sendo elas a retração e o carregamento axial devido a variação da temperatura, respectivamente. Devido à complexidade para a determinação dos seus valores, estes foram adotados e estão apresentados a seguir.

- Para variação da temperatura: $T = \pm 15^\circ\text{C}$;
- Para retração: $T = -15^\circ\text{C}$

8.2.8. Variação não uniforme de temperatura

De acordo com a NBR 6118, nos elementos estruturais em que a temperatura possa ter distribuição significativamente diferente da uniforme,



devem ser considerados os efeitos dessa distribuição. Por se tratar de um píer totalmente exposto ao ambiente, já que na época do desenvolvimento do projeto não se previa a construção de nenhuma proteção, admitiu-se uma variação linear de 10°C entre as faces superior e inferior dos elementos estruturais, tais como viga longitudinal, laje pi mais capa da laje colaborante e laje em balanço.

8.3. Resultados

Para a determinação dos diagramas de esforços solicitantes de cálculo, devem-se ponderar os resultados característicos e combiná-los, afim de se obter as envoltórias máximas e mínimas. Os coeficientes utilizados seguiram as normas NBR 8681 e NBR 9782. Na tabela abaixo serão apresentados os coeficientes adotados para as combinações ELU feitas.

Deve-se lembrar que, para levar em consideração a simultaneidade da carga proveniente do descarregador e da sobrecarga, reduz-se a 50% o valor da sobrecarga distribuída.

Tabela 25 - Combinações ELU utilizadas para os diagramas de esforços solicitantes

Carregamento	γ_f	γ_f	Ψ_o	Combinação 1	Combinação 2	Combinação 3
Peso Próprio	1,35	1	-	1,35	1	1
Sobrecarga	1,5	1	0,8	0,6	0,4	0,4
Equipamento Vertical	1,5	1	0,8	1,2	0,8	0,8
Equipamento Transversal (+ e -)	1,5	1	0,8	$\pm 1,2$	$\pm 1,2$	$\pm 0,8$
Equipamento Longitudinal (+ e -)	1,5	1	0,8	$\pm 1,2$	$\pm 1,2$	$\pm 0,8$
Amarração*	1,4	1	0,8	1,12	1,12 / 0,8	1,12 / 0,8
Atracação*	1,5	1	0,8	1,2	1,2 / 0,8	1,2 / 0,8
Temperatura - Retração	1,2	1	1	1,2	1,2 / 1	1,2 / 1
Temperatura - Δt e Gradiente	1,2	0,6	0,6	0,72	0,72 / 0,36	0,72 / 0,36

(*) No modelo, analisou-se uma viga longitudinal (de um lado), dessa forma, deve-se prever combinações das ações de atracação e amarração tanto do mesmo lado, como do outro.

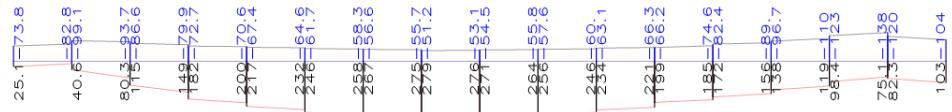
8.3.1. Diagramas envoltórios de esforços solicitantes

A partir dos resultados provenientes das combinações admitidas, foi possível encontrar os diagramas envoltórios de esforços solicitantes das peças



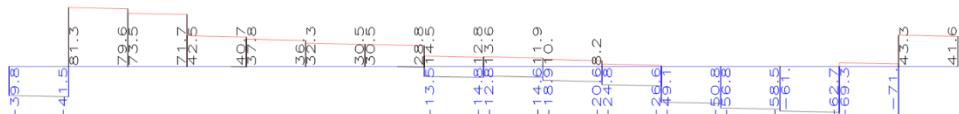
estruturais que serão dimensionadas. Estes diagramas podem ser observados a seguir:

8.3.1.1. Viga longitudinal



MOM. FLETOR M2 COMB.: ENVOLTÓRIA

Figura 103 - Diagrama envoltório de Momento Fletor



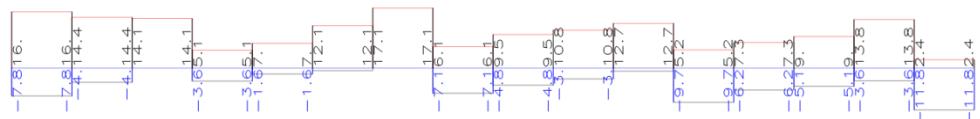
CORTANTE V3 COMB.: ENVOLTÓRIA

Figura 104 - Diagrama envoltório de Força Cortante



FORÇA AXIAL COMB.: ENVOLTÓRIA

Figura 105 - Diagrama envoltório de Força Axial



MOMENTO TORSOR COMB.: ENVOLTÓRIA

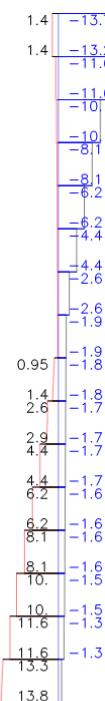
Figura 106 - Diagrama envoltório de Momento Torsor

8.3.1.2. Laje pi mais capa da laje colaborante



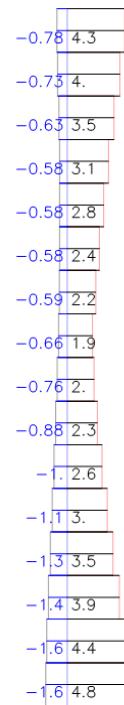
MOM. FLETOR M2 COMB.: ENVOLTÓRIA

Figura 107 - Diagrama envoltório de Momento Fletor



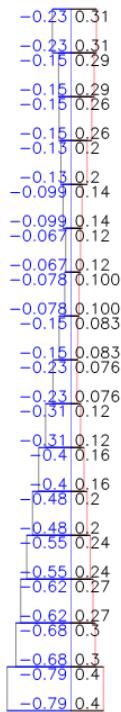
CORTANTE V3 COMB.: ENVOLTÓRIA

Figura 108 – Diagrama envoltório de Força Cortante



FORÇA AXIAL COMB.: ENVOLTÓRIA

Figura 109 - Diagrama envoltório de Força Axial



MOMENTO TORSOR COMB.: ENVOLTÓRIA

Figura 110 - Diagrama envoltório de Momento Torsor

Observa-se que os diagramas envoltórios de esforços solicitantes da laje pi mais capa da laje colaborante não estão simétricos. Na verdade, o diagrama de envoltória real deveria ser simétrico, uma vez que a estrutura do píer é simétrica, assim como a distribuição dos carregamentos. Contudo, quando foi feito o estudo da sobrecarga para o carregamento no modelo, analisou-se apenas uma extremidade da laje pi, e carregou o modelo com as situações máximas e mínimas para aquela região, mas não foi feito o mesmo para a outra extremidade. Dessa forma, para o dimensionamento da laje pi mais capa da laje colaborante, deve se considerar apenas o lado com maior amplitude de carregamento, pois foi esse o analisado pelas linhas de influência obtidas.

Foram apresentados no presente relatório apenas as envoltórias de esforços solicitantes da viga longitudinal e da laje pi, contudo, durante o dimensionamento dessas peças estruturais, além dos esforços máximos, levou-se também em consideração esforços concomitantes de cálculo. Durante o dimensionamento, esforços concomitantes importantes serão apresentados.



8.3.1.3. Estacas verticais e inclinadas

Para o dimensionamento das estacas, deve-se considerar as solicitações nelas presentes tanto na posição vertical quanto inclinada. Já que, para facilidade de produção e cravação, ambas estacas terão mesma armação passiva e ativa. Observou-se que as estacas inclinadas do primeiro caivalete apresentam as maiores solicitações. Isso porque, pela rigidez do cais, a combinação das ações horizontais provenientes da amarração e da atracação oblíqua fazem o cais rotacionar horizontalmente no plano, solicitando as estacas inclinadas. Verificou-se também que as estacas da segunda linha apresentam maiores solicitações. Dessa forma, serão essas as dimensionadas. A seguir encontram-se o diagrama envoltório de força axial das estacas mais solicitadas, assim como os diagramas concomitantes de momento fletor transversal e longitudinal para cada uma das combinações críticas.

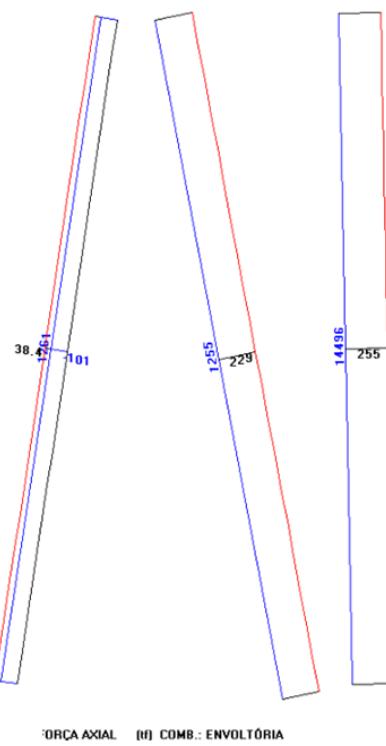


Figura 111 – Diagrama envoltório de Força Axial

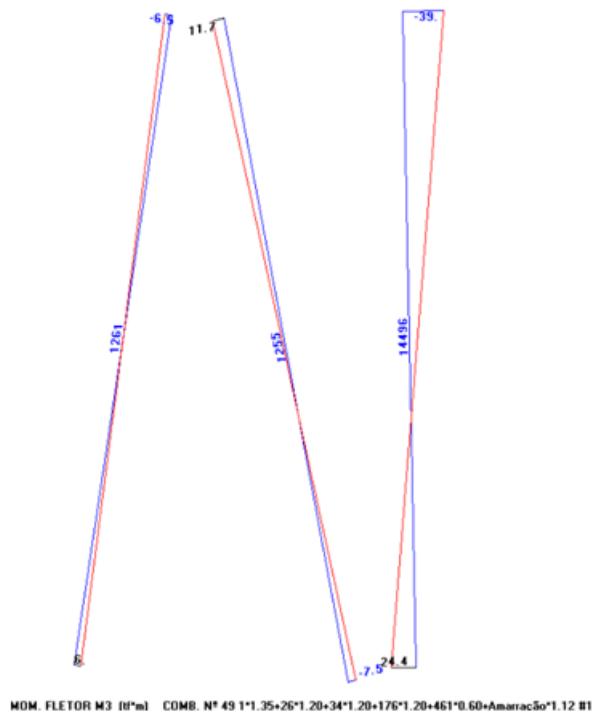


Figura 112 - Diagrama de Momento Fletor longitudinal concomitante à máxima compressão da estaca vertical

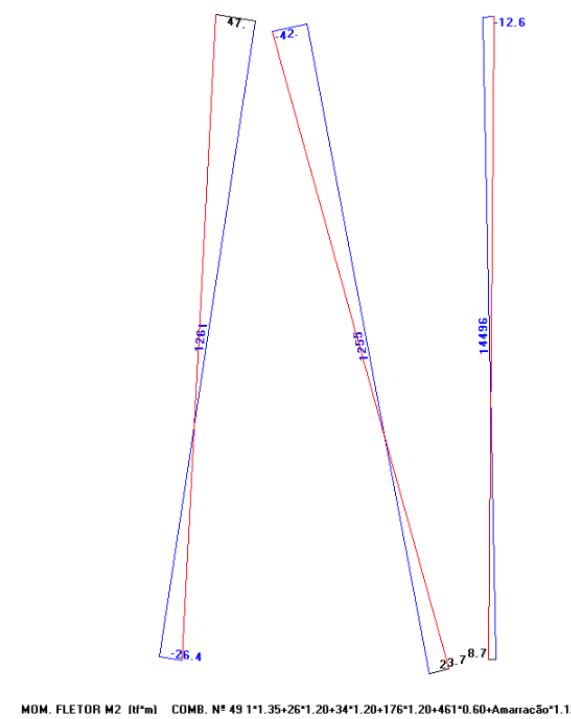


Figura 113 - Diagrama de Momento Fletor transversal concomitante à máxima compressão da estaca vertical

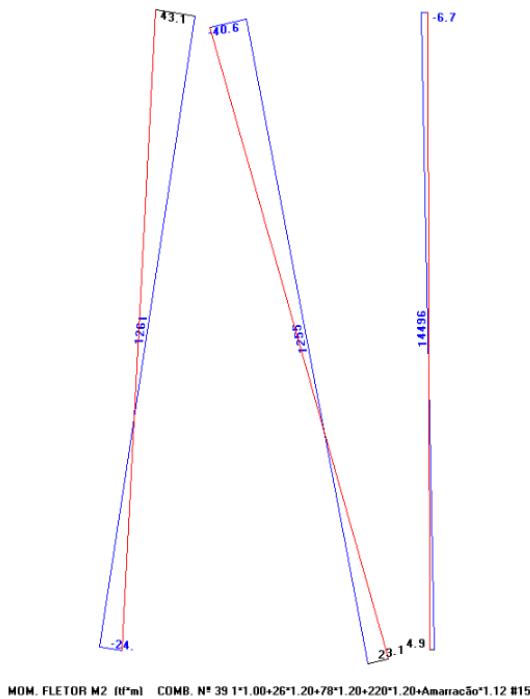


Figura 114 - Diagrama de Momento Fletor transversal concomitante à máxima tração da estaca inclinada

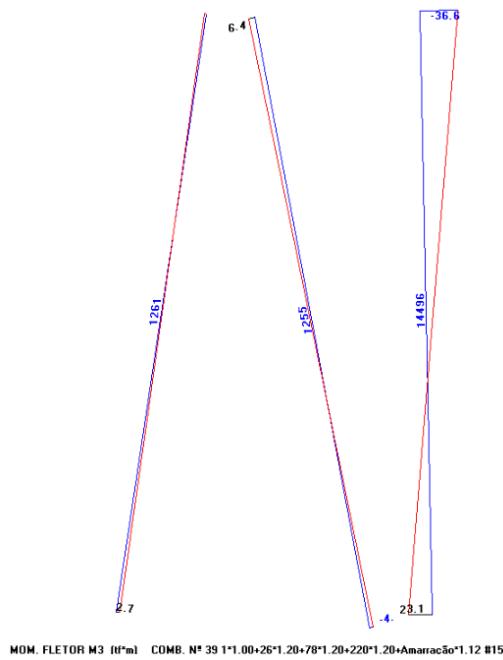


Figura 115 - Diagrama de Momento Fletor longitudinal concomitante à máxima tração da estaca inclinada

8.4. Dimensionamento

O referente capítulo apresentará a sequência de cálculo utilizada para determinação das armaduras principais das vigas, lajes e das estacas. Para o correto dimensionamento da estrutura deve-se definir a resistência característica do concreto à compressão, f_{ck} , e a resistência característica de



escoamento do aço à tração, f_{yk} . Para garantir a capacidade portante da estrutura, esses valores de resistências deverão ser minorados por coeficientes, segundo a NBR 6118. Definiu-se em projeto, concreto 40MPa e aço CA50. Dessa forma, temos:

$$f_{ck} = 4000 \text{ tf/m}^2$$

$$f_{cd} = \frac{4000 \text{ tf/m}^2}{1,4} = 2857,1 \text{ tf/m}^2$$

$$f_{yk} = 5,0 \text{ tf/m}^2$$

$$f_{yd} = \frac{5,0 \text{ tf/m}^2}{1,15} = 4,35 \text{ tf/m}^2$$

8.4.1. Dimensionamento da viga longitudinal

Na figura está apresentada a seção resistente da viga longitudinal. Abaixo estão discriminados os dados da seção resistente.

$$\text{largura colaborante} = 0,1 * 0,6 * \text{vão da viga} = 0,1 * 0,6 * 7,0 \rightarrow \\ \rightarrow \text{largura colaborante} = 0,42 \text{ m}$$

$$b_w = 1,20 \text{ m}$$

$$h = 1,50 \text{ m}$$

$$h_f = 0,40 \text{ m}$$

$$b_f = b_w + 2 * \text{largura colaborante} = 1,20 + 2 * 0,42 \rightarrow b_f = 2,04 \text{ m}$$

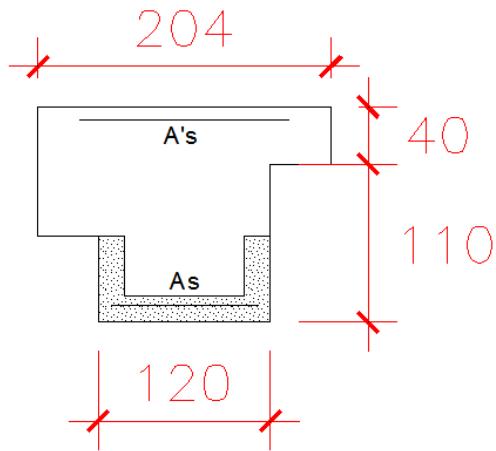


Figura 116 - Seção resistente da viga longitudinal

8.4.1.1. Momento máximo positivo no meio do vão

A seguir será descrita a memória de cálculo para a determinação da armadura inferior da seção descrita anteriormente.

Considerou-se um $d'=10\text{cm}$ devido as duas camadas necessárias para completar a armadura positiva, uma posicionada dentro do pré-moldado e outra posicionada no concreto moldado in-loco. Dessa forma: $d = h - d' = 150 - 10 = 140\text{cm}$

Encontrou-se para o momento máximo positivo no meio do vão, uma força normal de cálculo concomitante de compressão de $N_d=23\text{tf}$, contudo, a viga não foi verificada para a flexo-compressão, apenas a flexão simples.

$$M_{Sd}^+ = 280 \text{ tfm}$$

$$x = 1,25 * d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_{Sd}}{0,425 * b_f * d^2 * f_{cd}}} \right) \rightarrow$$

$$x = 1,25 * 1,4 * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{280}{0,425 * 2,0 * 1,4^2 * 2857,1}} \right) = 5\text{cm}$$

$< 40\text{cm} \text{ OK! LN está na mesa}$

$$A_s = \frac{M_{Sd}}{(d - 0,4 * x) * f_{yd}} = \frac{280}{(1,4 - 0,4 * 0,05) * 4,35} \rightarrow$$



$$A_s = 46,7 \text{ cm}^2 \rightarrow 10\phi25$$

8.4.1.2. Momento máximo negativo no apoio

A seguir será descrita a memória de cálculo para a determinação da armadura superior da seção descrita anteriormente.

Considerou-se um $d'=8\text{cm}$ devido as possíveis duas camadas necessárias para completar a armadura negativa. Dessa forma:

$$d = h - d' = 150 - 8 \rightarrow d = 142 \text{ cm}$$

Encontrou-se para o momento máximo negativo no meio do vão, uma força normal de cálculo concomitante de tração de $N_d=30\text{tf}$. Dessa forma, a viga foi verificada para a flexo-tração solicitante.

$$M_{Sd}^- = 61 \text{ tfm}$$

$$M_d^- = M_d - N_d * \left(\frac{h}{2} - d' \right) = 140 - 30 * \left(\frac{1,5}{2} - 0,08 \right) = 120 \text{ tfm}$$

$$x = 1,25 * d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{Md}{0,425 * b_w * d^2 * f_{cd}}} \right) \rightarrow$$
$$x = 1,25 * 1,42 * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{120}{0,425 * 1,2 * 1,42^2 * 2857,1}} \right) = 4\text{cm}$$

$$A'_s = \frac{Md}{(d - 0,4 * x) * f_{yd}} + \frac{N_d}{f_{yd}} \rightarrow$$

$$A'_s = \frac{120}{(1,42 - 0,4 * 0,04) * 4,35} + \frac{30}{4,35} = 26,7 \text{ cm}^2 \rightarrow 9\phi20$$



8.4.1.3. Cálculo da arnadura transversal: força cortante máxima no apoio e momento torsor concomitante solicitante

Adotou-se modelo de cálculo I da NRB 6118:2014 para dimensionamento da viga longitudinal à força cortante. Este modelo de cálculo admite diagonais de compressão inclinadas de $\theta = 45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural e admite ainda que a parcela complementar V_c tenha valor constante, independentemente de V_{sd} .

Encontrou-se um valor de força cortante máxima de:

$$V_{sd} = 82 \text{ tf}$$

- Verificação da compressão diagonal do concreto:

Para a verificação da compressão na biela de concreto, considerou-se como b_w corresponde ao diâmetro da estaca. Isto porque a força cortante caminhará para o apoio comprimindo o concreto acima e em direção à estaca.

$$V_{Rd2} = 0,27 * \alpha_{v2} * f_{cd} * b_w * d$$

$$V_{Rd2} = 0,27 * \left(1 - \frac{40}{250}\right) * 2857,1 * 0,8 * 1,42 = 736,1 \text{ tf}$$

$$V_{Rd2} > V_{sd} \rightarrow OK$$

- Cálculo de V_c

$$V_c = 0,6 * f_{ctd} * b_w * d$$

$$f_{ctk} = 0,7 * 0,3 * f_{ck}^{2/3} = 0,7 * 0,3 * 40^{2/3} = 2,46 \text{ Mpa}$$

$$V_c = 0,6 * \frac{2,46 * 100}{1,4} * 1,2 * 1,42 = 179,4 \text{ tf}$$



- Cálculo de V_{sw}

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c$$

$$V_{sd} < V_c$$

- Cálculo da armadura transversal para resistir à força cortante

Apesar da força cortante solicitante ser menor que a parcela de força cortante resistida pelo próprio mecanismo de caminhamento de carga do modelo em treliça considerado, visando impedir uma ruptura brusca por força cortante-flexão, deve-se prever uma armadura mínima de cisalhamento.

$$A_{sw} = A_{sw,min}$$

- Cálculo da armadura mínima transversal

O cálculo de armadura mínima transversal considera que o esforço de tração que deverá ser resistido por essa armadura deve ser maior que o esforço de tração resistido pelo concreto, antes da formação de fissuras de cisalhamento. Esse esforço de tração será tanto maior quanto melhor for a qualidade do concreto. Segundo a NBR 6118, foi calculada a armadura mínima transversal abaixo.

$$\rho_{s,w} = 0,2 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,2 * \frac{0,3 * f_{ck}^{2/3}}{f_{yk}} = 0,2 * \frac{0,3 * 40^{2/3}}{500} = 0,14\%$$

$$A_{sw,min} = 0,14\% * b_w * 100 \text{ cm} = 0,14 * 120 \text{ cm} = 16,8 \text{ cm}^2/m$$

Para a força cortante máxima encontrada, verificou-se momento torsor concomitante de valor $T_{sd} = 13 \text{ tfm}$. Dessa forma, será calculada a armadura transversal necessária para resistir a esse esforço concomitante.



- Seção resistente ao esforço de momento torsor concomitante

Primeiramente, definiu-se a seção vazada equivalente definida a partir da seção cheia com espessura da parede equivalente h_e . Desconsiderou-se como seção cheia resistente ao esforço de momento torsor a contribuição das mesas colaborantes calculadas anteriormente. Dessa forma, a espessura da parede equivalente foi calculada de acordo com a fórmula abaixo, segundo com a NBR 6118.

$$h_e \leq \frac{A}{\text{Perímetro da seção cheia}} = \frac{18000 \text{ cm}^2}{540 \text{ cm}} = 33,3 \text{ cm}$$

$$h_e \geq 2 * c_1 = 2 * 6,5 \text{ cm} = 13 \text{ cm}$$

Sendo c_1 a distância entre o eixo da barra longitudinal do canto e a face lateral do elemento estrutural. Para a definição dessa distância, considerou-se que no detalhamento da seção, a barra longitudinal de canto será posicionada em fecho com a armadura transversal.

Dessa forma, definiu-se:

$$h_e = 13 \text{ cm}$$

E a área limitada pela linha média da parede da seção vazada equivalente pode ser definida:

$$A_e = (150 - 13) * (120 - 13) = 14569 \text{ cm}^2 = 1,45 \text{ m}^2$$

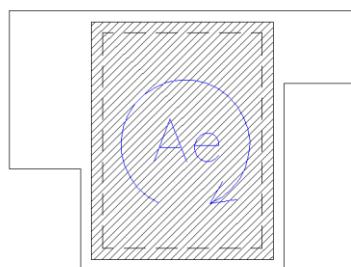


Figura 117 - Área média da seção vazada equivalente



- Verificação da compressão diagonal do concreto

Segundo a NBR 6118, a resistência decorrente das diagonais comprimidas de concreto deve ser obtida por:

$$T_{Rd2} = 0,5 * \alpha_{v2} * f_{cd} * A_e * h_e * \sin 2\theta$$

Considerou-se que o ângulo de inclinação das diagonais de concreto como $\theta = 45^\circ$. Dessa forma, tem-se:

$$T_{Rd2} = 0,5 * \left(1 - \frac{40}{250}\right) * 2857,1 * 1,45 * 0,13 * \sin(90^\circ) = 226,2 \text{ tfm}$$

$$T_{Rd2} > T_{Sd} \rightarrow OK$$

Cálculo da armadura transversal para resistir ao momento torsor de cálculo

$$A_{Sw,T}/s = \frac{T_{Sd}}{2 * A_e * \cot \theta} = \frac{13,0 \text{ tf}}{2 * 1,45 * \cot(45^\circ)} = 4,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

O valor de armadura transversal necessária para resistir ao momento torsor de cálculo obtido acima refere-se a apenas um ramo. Dessa forma, são necessários dois ramos de Ø10mm a cada 15cm para os 9,0 cm²/m necessários na seção transversal. Esses ramos deverão estar posicionados dentro da parede da seção vazada equivalente, ou seja, são referentes aos estribos externos.

- Cálculo da armadura transversal total

Após analisar os dois esforços concomitantes de força cortante e momento torsor, é possível calcular a armadura transversal total necessária para a resistência da viga longitudinal.



$$A_{Sw} = 2 * A_{Sw,T} + A_{Sw,V} < A_{Sw,\min}$$

$$A_{Sw} = 2 * 4,5 + 0 = 9,0 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{Sw,\min}$$

Como a armadura transversal calculada é menor que a armadura mínima, a viga longitudinal será armada com armadura mínima. Dessa forma, além dos estribos externos, serão necessários mais dois ramos de Ø10mm a cada 15cm, que serão posicionados mais para dentro da seção.

8.4.2. Dimensionamento da laje pi mais mesa colaborante

Na figura a seguir está apresentada a seção resistente da laje pi. Abaixo estão descrevidos os dados da seção resistente.

$$\begin{aligned} \text{largura colaborante} &= \text{metade do vão integral da seção} \rightarrow \\ &\rightarrow \text{largura colaborante} = 0,68 \text{ m} \end{aligned}$$

$$b_w = 0,52 \text{ m}$$

$$b_w' = 0,62 \text{ m}$$

$$h = 0,90 \text{ m}$$

$$h_f = 0,40 \text{ m}$$

$$b_f = b_w + 2 * \text{largura colaborante} = 0,62 + 2 * 0,68 \rightarrow b_f = 1,98 \text{ m}$$

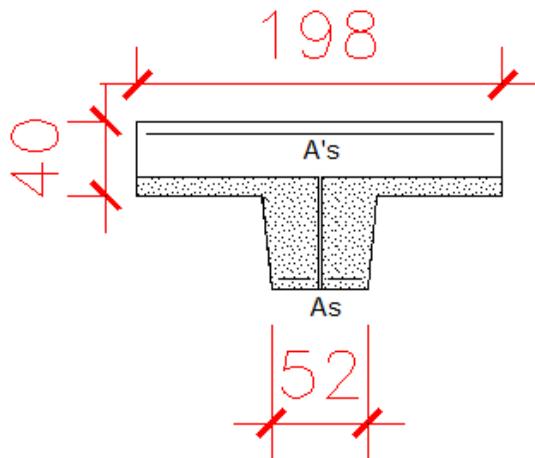


Figura 118 - Seção resistente da laje pi mais capa da laje colaborante

8.4.2.1. Momento máximo positivo no meio do vão

A seguir será descrita a memória de cálculo para a determinação da armadura inferior da seção descrita anteriormente.

Considerou-se:

$$d' = c + \phi_{estr} + \phi_{As}/2 = 4,0 + 1,25 + 2,5/2 = 6,5 \text{ cm}$$

Portanto, tem-se:

$$d = h - d' = 90 - 6,5 \rightarrow d = 83,5 \text{ cm}$$

Encontrou-se para o momento máximo positivo no meio do vão, uma força normal de cálculo concomitante de compressão próxima a zero, dessa forma, a laje foi verificada apenas para flexão simples. Considerou-se, a favor da segurança, a largura da mesa comprimida menor que a mesa colaborante adotada, considerou-se o que recomenda a norma:

$$b_f = 2 * 0,1 * 0,6 * 198 + 60 = 84 \text{ cm}$$

$$M_{Sd}^+ = 30 \text{ tfm}$$



$$x = 1,25 * d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{Msd}{0,425 * b_f * d^2 * f_{cd}}} \right) \rightarrow$$

$$x = 1,25 * 0,835 * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{30}{0,425 * 0,84 * 0,835^2 * 2857,1}} \right) \rightarrow$$

$$x = 2 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \text{ OK! LN está na mesa}$$

$$A_s = \frac{Msd}{(d - 0,4 * x) * f_{yd}} = \frac{30}{(0,835 - 0,4 * 0,02) * 4,35} \rightarrow$$

$$A_s = 8,5 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\phi 20$$

8.4.2.2. Momento máximo negativo no apoio

A seguir será descrita a memória de cálculo para a determinação da armadura superior da seção descrita anteriormente. Considerou-se também $d'=6,5\text{cm}$ e assim, $d = 83,5\text{cm}$.

Encontrou-se para o momento máximo negativo no meio do vão, uma força normal de cálculo também mínima e dessa forma, a peça estrutural foi verificada para flexão simples.

$$M_{Sd}^- = 62 \text{ tfm}$$

$$x = 1,25 * d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{Msd}{0,425 * b_w * d^2 * f_{cd}}} \right) \rightarrow$$

$$x = 1,25 * 0,835 * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{120}{0,425 * 0,52 * 0,835^2 * 2857,1}} \right) = 7 \text{ cm}$$

$$A'_s = \frac{Msd}{(d - 0,4 * x) * f_{yd}} \rightarrow$$



$$A'_s = \frac{30}{(0,835 - 0,4 * 0,07) * 4,35} = 18 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\phi 20$$

Sendo a armadura negativa encontrada distribuída em uma mesa de 84 cm, será necessária armadura Ø20mm c/15 cm ao longo de todo o tabuleiro do píer.

8.4.2.3. Cálculo da armadura transversal: força cortante máxima no apoio e momento torsor concomitante solicitante

Adotou-se modelo de cálculo I da NRB 6118:2014 para dimensionamento da laje pi mais capa da laje colaborante à força cortante. Este modelo de cálculo admite diagonais de compressão inclinadas de $\theta = 45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural e admite ainda que a parcela complementar V_c tenha valor constante, independentemente de V_{sd} .

Encontrou-se um valor de força cortante máxima de:

$$V_{sd} = 14 \text{ tf}$$

- Verificação da compressão diagonal do concreto:

$$V_{Rd2} = 0,27 * \alpha_{v2} * f_{cd} * b_w * d$$

$$V_{Rd2} = 0,27 * \left(1 - \frac{40}{250}\right) * 2857,1 * 0,5 * 0,835 = 270,5 \text{ tf}$$

$$V_{Rd2} > V_{sd} \rightarrow OK$$

- Cálculo de V_c

$$V_c = 0,6 * f_{ctd} * b_w * d$$

$$f_{ctk} = 0,7 * 0,3 * f_{ck}^{2/3} = 0,7 * 0,3 * 40^{2/3} = 2,46 \text{ Mpa}$$



$$V_c = 0,6 * \frac{2,46 * 100}{1,4} * 0,5 * 0,835 = 44,0 \text{ tf}$$

- Cálculo de V_{sw}

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c$$

$$V_{sd} < V_c$$

$$A_{sw} = A_{sw,mín}$$

- Cálculo da armadura mínima transversal

Também será considerado uma armadura mínima transversal.

$$A_{sw,mín} = 0,14\% * b_w * 100 \text{ cm} = 0,14 * 50 \text{ cm} = 7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para a força cortante máxima encontrada, verificou-se momento torsor concomitante de valor mínimo. Esse baixo valor pode ser explicado pela contribuição da capa da laje na longitudinal, já que há maior eficiência da estrutura à esforços de momento fletor do que à esforços de momento torsor. Dessa forma, não será calculada a armadura transversal necessária para resistir a esse esforço concomitante. E a área de armadura transversal necessária é equivalente a mínima calculada.

Como se trata de duas nervuras, serão inseridos quatro ramos de Ø8mm no total. Dessa forma, para atender os $7\text{cm}^2/\text{m}$, serão necessários quatro ramos de Ø8mm a cada 25cm, posicionados nas nervuras das lajes pi e que chegam (em arranque) à altura da capa da laje colaborante.

8.4.2.4. Detalhamento da seção

Considerando os esforços analisados é possível detalhar a seção da laje pi mais capa da laje colaborante analisada com as suas armações principais. O detalhamento proposto pode ser observado no croqui abaixo.

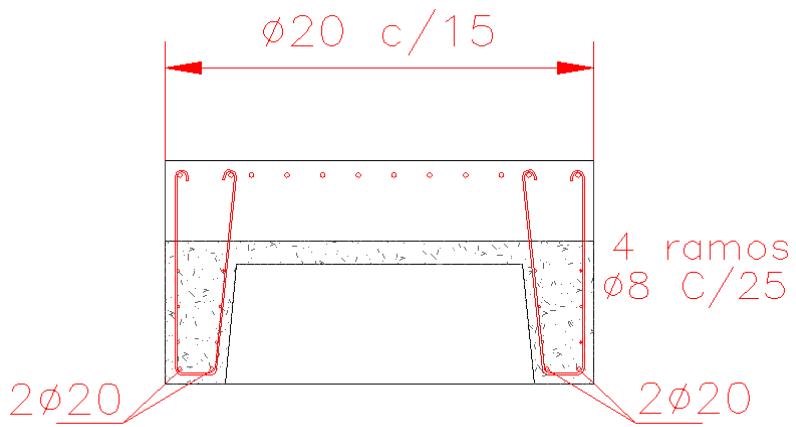


Figura 119 - Croqui de armação principal da laje pi mais capa da laje colaborante

8.4.3. Dimensionamento das estacas protendidas

Como observado nos diagramas solicitantes, as cargas de trabalho das estacas correspondem a um valor de 101 tf de tração e 255 tf de compressão, muito próximas às supostas inicialmente no estudo geotécnico realizado. As estacas possuem seção de 80 cm de diâmetro com furo de 50 cm de diâmetro, são protendidas por 8 cordoalhas 7 fios de Ø 12,7mm, aço CP 190-RB posicionadas com cobrimento mínimo de 5 cm, segundo NBR-6122. Deve-se atentar, no entanto que, por conta do arrasamento das estacas, não se considera a protensão na ligação entre a infra e a superestrutura. O dimensionamento da protensão das estacas é principalmente dependente das solicitações nelas atuantes durante transporte e cravação, essa análise não será realizada no presente trabalho.

Compilando os resultados dos diagramas apresentados, os esforços solicitantes de operação máximos de tração (negativo) e compressão (positivo) com os esforços concomitantes de momento fletor das estacas foram simplificados na tabela abaixo:

Tabela 26 - Solicitações máximas e concomitantes das estacas inclinadas e verticais

Estaca	Solicitações			
	Nsd (tf)	M2sd (tfm)	M3sd (tfm)	Msd,eq (tfm)
Vertical	255,0	12,6	39,0	41,0
Inclinada	-101,0	43,1	1,5	43,1



Após alguns cálculos iterativos, foi possível dimensionar a estaca. Foi necessário adicionar mais 16 barras distribuídas de Ø25mm, também posicionadas com cobrimento mínimo de 5cm. O diagrama de interação M_{rd} - N_{rd} com as solicitações pode ser observado a seguir.

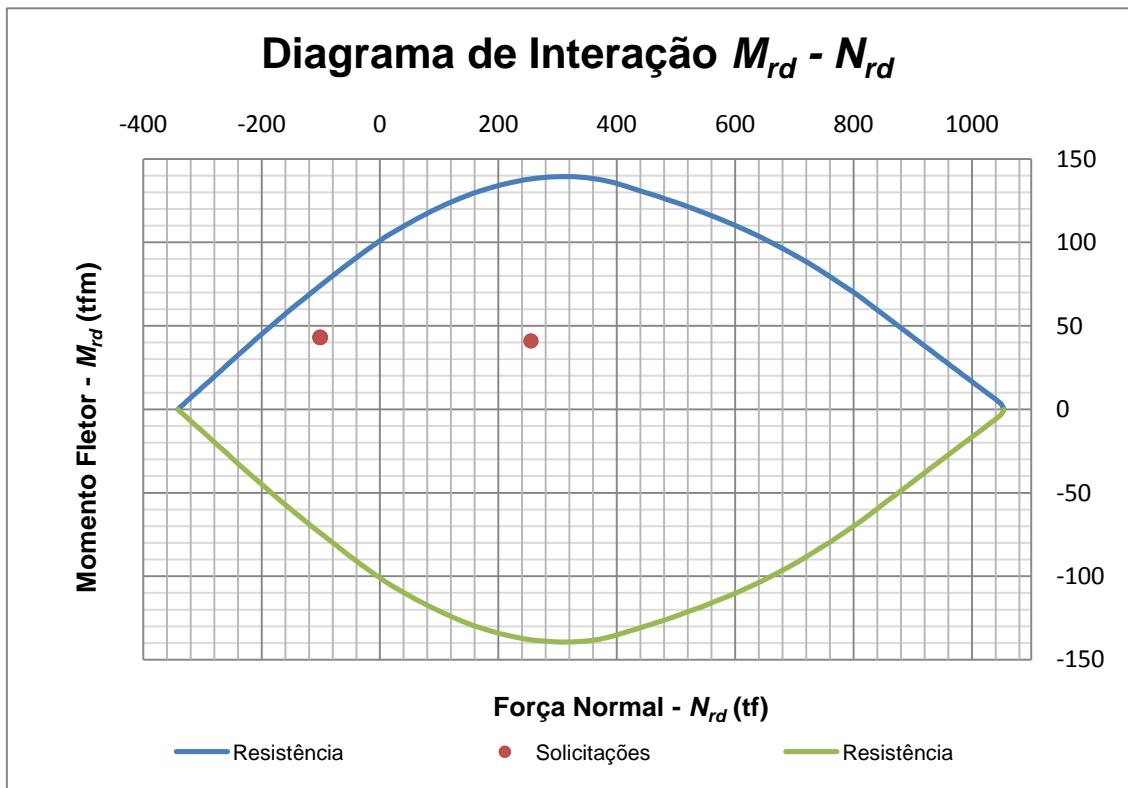


Figura 120 - Diagrama de Interação M_{rd} - N_{rd}

8.4.3.1. Detalhamento da seção

Sabendo as armaduras passivas e ativas principais necessárias é possível detalhar a seção da estaca. Um croqui com o detalhamento pode ser observado abaixo.

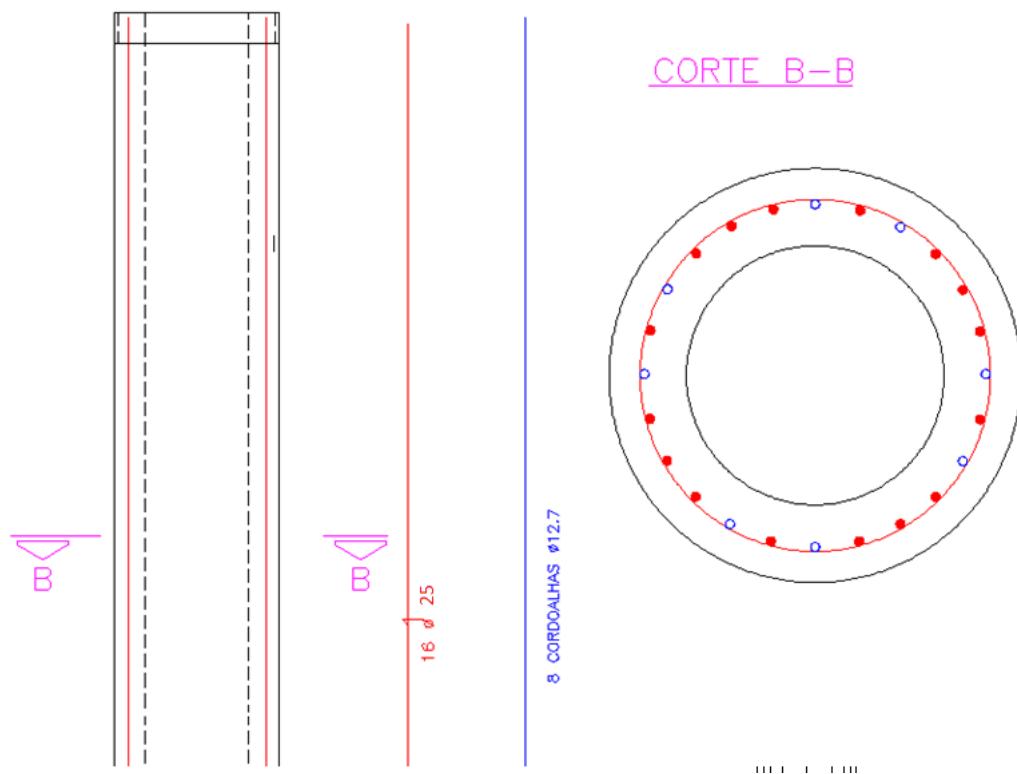


Figura 121 - Croqui das armações passiva e ativa principais das estacas



9. ANÁLISE ESTRUTURAL: ESTUDO DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO E SUAS CONSEQUÊNCIAS NO DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS

É de suma importância que cada uma das etapas construtivas seja bem definida pela equipe de projetistas e que, após essa definição, haja uma análise detalhada, tanto em termos qualitativos (viabilidade executiva) quanto em termos quantitativos (capacidade portante da estrutura projetada em cada uma das fases construtivas).

Para o projeto deste píer de barcaças definiu-se a seguinte sequência construtiva:

- 1) Cravação das estacas;
- 2) Demolição das estacas até a cota de arrasamento, mantendo as armaduras da mesma e regularizando a superfície das estacas;
- 3) Montagem das placas de cabeça nas estacas;
- 4) Concretagem dos furos das placas de cabeça (1^a fase de concretagem);
- 5) Montagem das vigas pré-moldadas (VP-1 a VP-6);
- 6) Concretagem entre vigas pré-moldadas (2^a fase de concretagem);
- 7) Montagem das lajes pré-moldadas e vigas pré-moldadas (LP-1 a LP-5, VP-7 e VP-7A);
- 8) Concretagem parcial das vigas longitudinais (V1 e V2) (3^a fase de concretagem);
- 9) Concretagem da laje moldada *in-loco* e do restante das vigas (V1 e V2) (4^a fase de concretagem);
- 10) Montagem das defensas;
- 11) Concretagem parcial do balanço (5^a fase de concretagem); e
- 12) Concretagem da parte final do balanço (6^a fase de concretagem).

Na Figura 122, a seguir, tem-se uma ilustração das etapas de concretagem, que compõem o faseamento construtivo, em função do qual definiu-se cada uma das etapas de estudo.

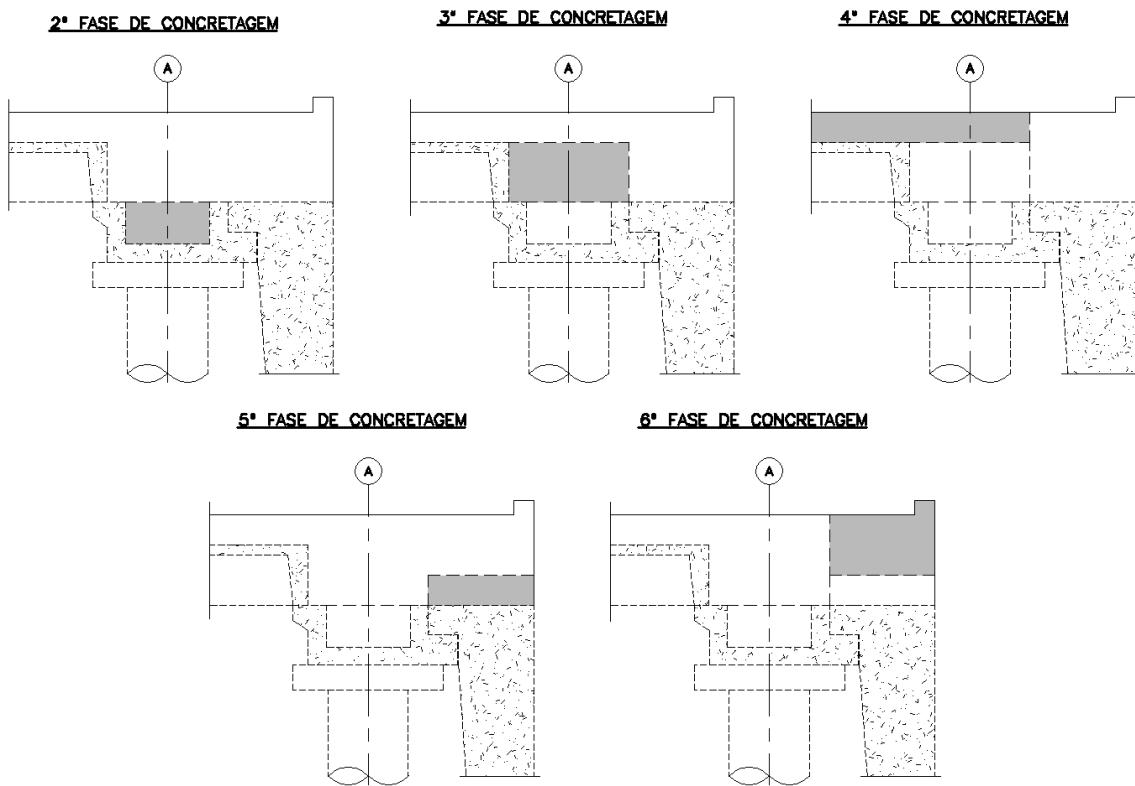


Figura 122: Ilustração da 2^a à 6^a fase de concretagem

Em função do faseamento construtivo definido acima, foram especificadas dez etapas de análise estrutural para as vigas longitudinais, que serão os elementos estudados neste capítulo por tratar-se do elemento estrutural que propicia uma análise mais detalhada e mais elaborada em comparação aos demais.

As fases que serão analisadas são as seguintes:

9.1. Primeira etapa de análise

Esta primeira análise deve ser feita sobre o elemento pré-moldado que, além de sua função estrutural característica, servirá também como fórmula para as fases posteriores de concretagem das vigas longitudinais.

A análise aqui feita, consiste na avaliação dos esforços aos quais o elemento pré-moldado será submetido no instante do seu içamento (etapa 5 da sequência construtiva explicitada anteriormente). Tem-se adiante, na Figura 123, uma ilustração do pré-moldado típico, na qual podem ser vistas as alças de içamento e suas posições na peça devidamente indicadas.

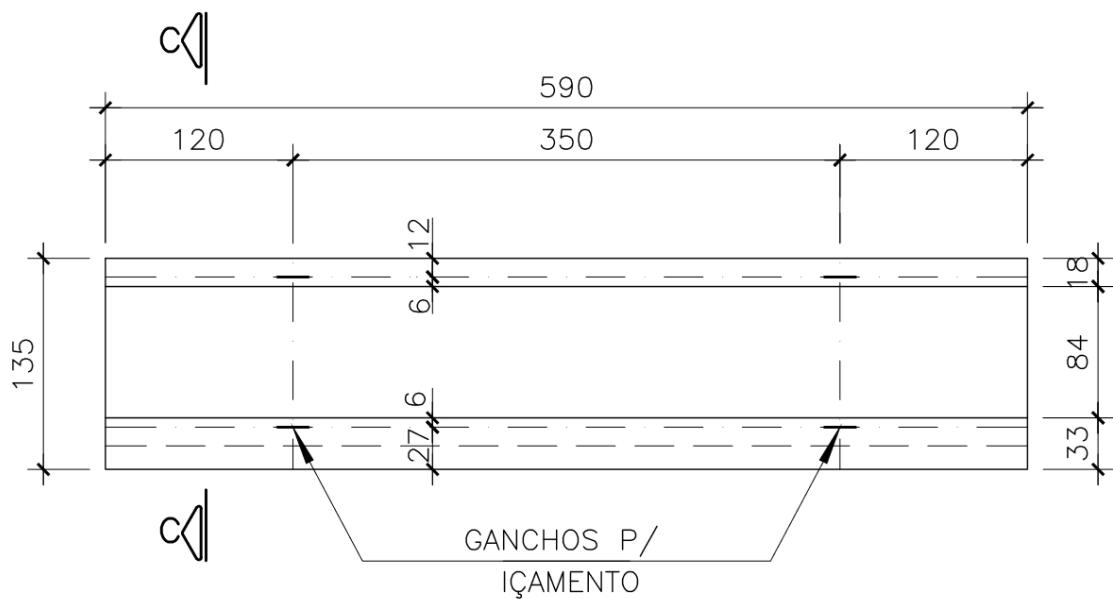


Figura 123: Viga (longitudinal) pré-moldada típica

A seção transversal da peça analisada é a da Figura 124, a seguir.

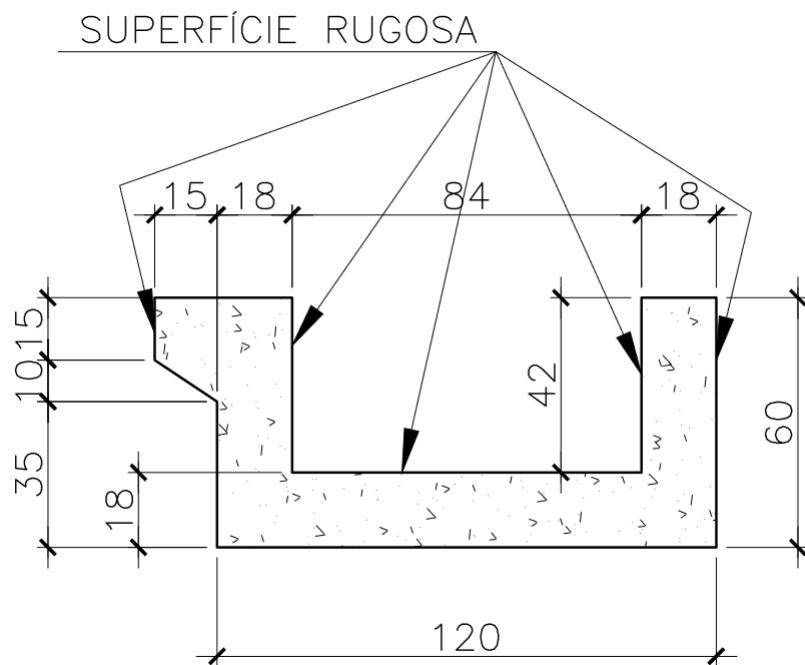


Figura 124: Seção transversal da viga (longitudinal) pré-moldada típica

Para essa etapa de análise serão feitas duas considerações importantes, uma referente à forma de içamento das peças pré-moldadas e outra relativa à seção adotada para análise.

Quanto ao método de içamento dos elementos pré-moldados, será considerado na análise que as peças serão içadas com balancins reguláveis,



que permitam que as forças provenientes do movimento de içamento atuem exatamente perpendiculares à peça içada, a fim de que não surjam esforços que tendam a "fechar" a peça, implicando no surgimentos de forças e momentos imprevistos e indesejáveis. O balancim a ser usado deve ser como o da Figura 125, a seguir, que permite a regulagem de seus braços em duas direções perpendiculares.

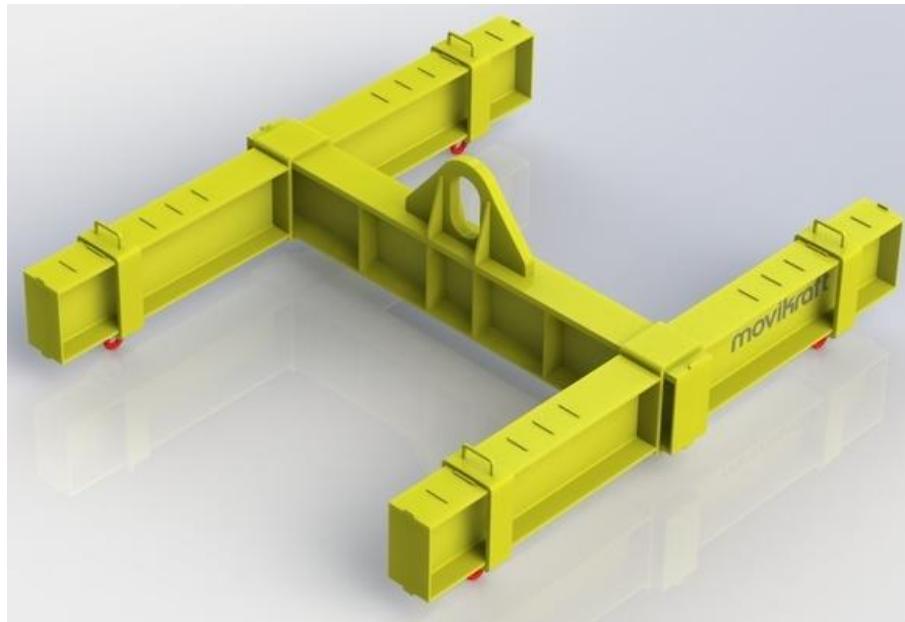


Figura 125: Balancim regulável bidirecional

Outra maneira possível de içar as peças seria com correntes ligadas às alças de içamento, mas que se "unem" num mesmo ponto, como mostrado na Figura 126, a seguir.



Figura 126: içamento de peça pré-moldada sem balancim

Contudo, sem o auxílio de um balancim, surgiriam esforços na peça pré-moldada que as levariam a apresentar uma tendência de "fechamento da seção transversal", bem como levariam a esforços normais não previstos ao longo do eixo longitudinal. A Figura 127, a seguir, ilustra esses esforços que surgiriam nos elementos pré-moldados caso fossem içados sem um balancim e comparam com o içamento realizado com auxílio deste elemento.

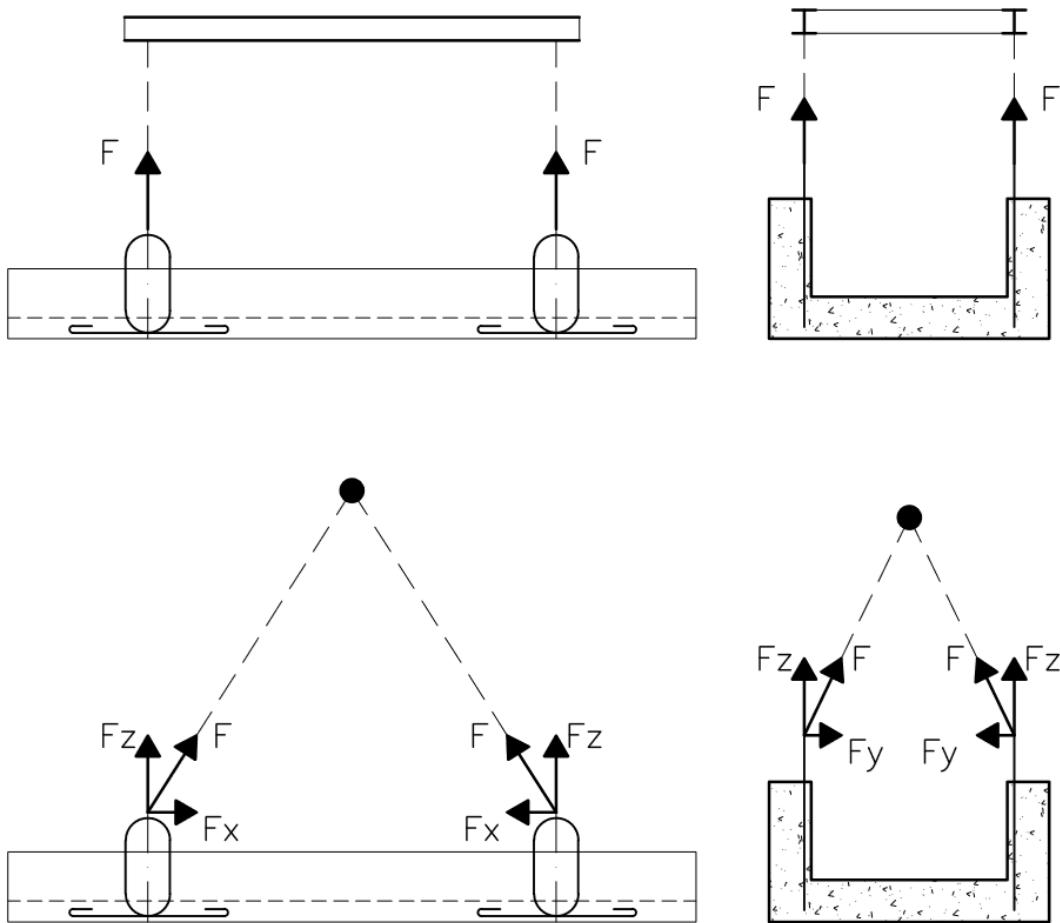


Figura 127: Comparação entre formas de içamento (com balancim x sem balancim)

Considerando, portanto, que o içamento seja realizado com balancins, e que consequentemente todas as forças atuantes no içamento serão perpendiculares à peça, pode-se fazer a segunda consideração importante, que diz respeito à seção que será analisada. Tratando-se de uma típica viga-calha, para determinação dos esforços atuantes, a seção em questão será tratada como sendo composta por duas vigas ligadas por uma laje, sendo as vigas responsáveis pela resposta aos esforços gerados no içamento e pela sustentação da carga da laje de fundo dessa viga-calha (seu peso próprio), aqui considerado como sendo uma carga linear disposta ao longo de todo o comprimento da viga. Em função da divisão da viga calha em duas, a seção transversal da viga analisada no modelo será a da Figura 128, a seguir, composta por metade da seção da viga pré-moldada.

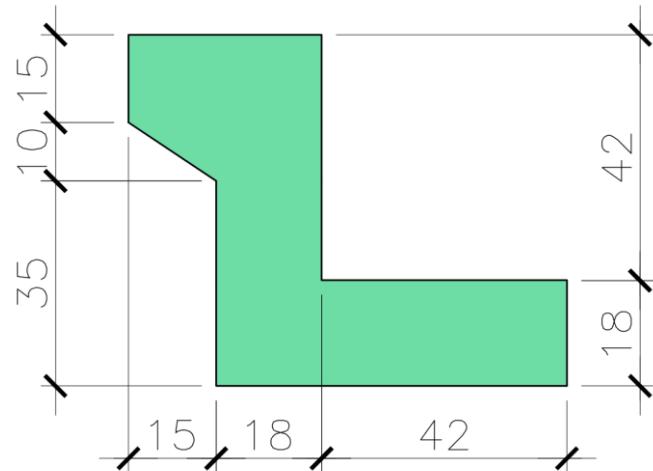


Figura 128: Seção transversal da primeira etapa de análise

Quanto ao carregamento da viga, a única solicitação a ser considerada será seu peso próprio majorado por um coeficiente de ponderação de ações. Sendo a seção transversal do elemento representado na Figura 128 de 0,2136 m² e peso próprio do concreto de 2,5 tf/m³ e o coeficiente de ponderação adotado de 1,3, por tratar-se de uma solicitação permanente, analisada na fase construtiva (seguindo recomendações e valores do item 11.7.1 da NBR 6118:2014), tem-se, portanto, um carregamento linearmente distribuído, g , de:

$$g = A_{seção} \cdot \gamma_{concreto} \cdot \gamma_f = 0,2136 \cdot 2,5 \cdot 1,3 \rightarrow g = 0,6942 \text{ tf/m}$$

Assim sendo, a viga analisada terá o modelo disposto na Figura 129, a seguir, de acordo com o qual teremos uma viga biapoiada, sobre dois apoios distantes entre si de 3,5 metros, com dois balanços de 1,2 metro cada; sobre esta viga atuará como carregamento o peso próprio do concreto, já determinado anteriormente, distribuído de forma linear.

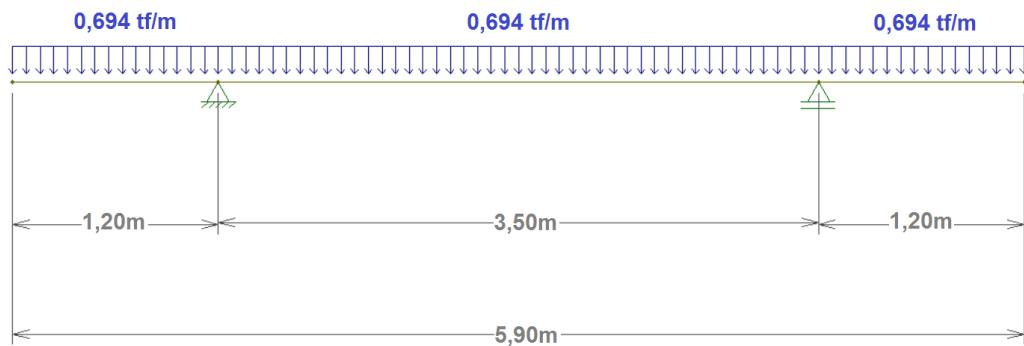


Figura 129: Modelo estrutural da primeira etapa de análise

Este modelo estrutural implicará nos seguintes resultados:

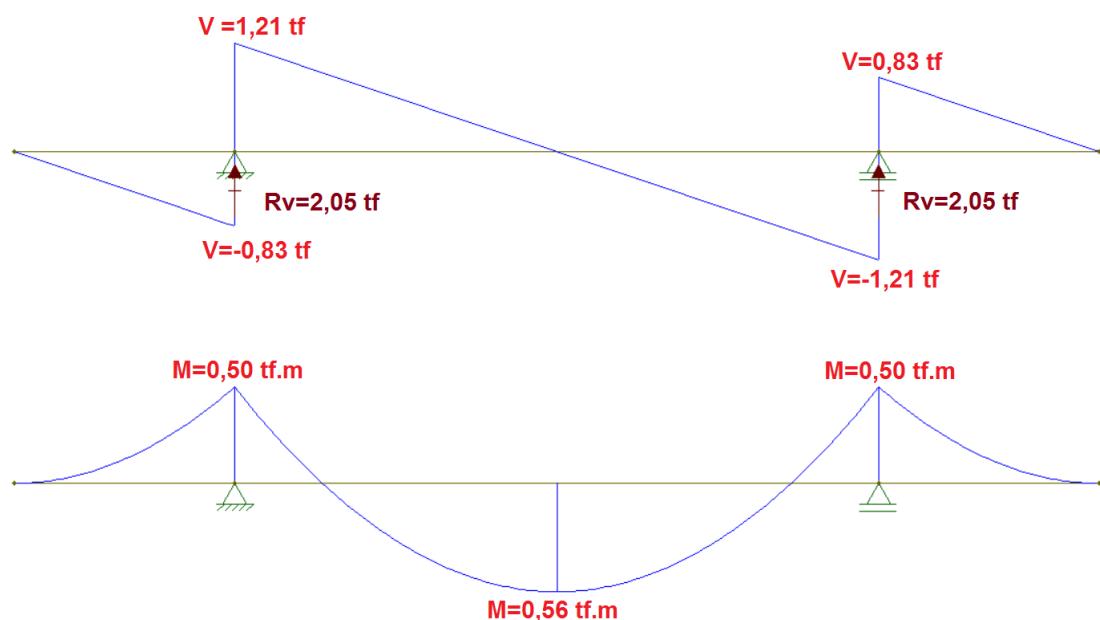


Figura 130: Diagramas de cortante e momento fletor e reações nos apoios do modelo estrutural da primeira etapa de análise

Feitas as considerações a respeito do içamento, explicadas anteriormente, poderemos assumir que as reações nos apoios serão as forças atuantes nas alças de içamento.

9.1.1. Verificações e dimensionamento de armaduras da primeira etapa analisada

Para o dimensionamento das armaduras necessárias a cada etapa construtiva, a peça estrutural estudada será a mesma viga longitudinal dimensionada no capítulo X. Neste capítulo a peça em questão foi analisada



com relação à fase operacional do terminal portuário que é alvo dos estudos deste trabalho de formatura.

Nesta primeira etapa é de suma importância levar-se em consideração que o saque da peça da fôrma na qual foi concretada ocorre muito antes do tempo necessário para que o concreto empregado possa atingir sua capacidade resistente característica.

De acordo com a norma brasileira NBR 6118:2014, item 12.3.3, alínea b), pode-se determinar a resistência de cálculo do concreto para datas inferiores a 28 dias após a concretagem pela expressão:

$$f_{cd,j} = \frac{f_{ck,j}}{\gamma_c} \cong \beta_1 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Onde:

f_{ck} : resistência à compressão característica do concreto a 28 dias (em tf/m^2);

$f_{ck,j}$: resistência à compressão característica do concreto a j dias (em tf/m^2);

$f_{cd,j}$: resistência à compressão de cálculo do concreto a j dias (em tf/m^2);

γ_c : coeficiente de ponderação da resistência do concreto (adimensional); e

β_1 : relação entre a resistência à compressão a j dias e a 28 dias (adimensional).

De acordo com a referida norma:

$$\beta_1 = e^{\{s[1-(28/t)^{1/2}]\}}$$

Onde:

t : idade do concreto (em dias); e

s : coeficiente definido em função do cimento empregado (adimensional).

Considerando que no concreto tenha sido empregado como aglomerante o cimento Portland CPV-ARI, de alta resistência inicial ($s=0,20$), que o f_{ck} especificado tenha sido de 40 MPa, portanto 4000 tf/m^2 , e que a cura do



concreto tenha sido a cura à vapor, que possibilita a desfórmula das peças aproximadamente 36 horas após a concretagem, tem-se que:

$$\beta_1 = e^{\{s[1-(28/t)^{1/2}]\}} = e^{\{0,20[1-(28/1,5)^{1/2}]\}} \rightarrow \beta_1 = 0,515$$

$$f_{cd,j} \cong \beta_1 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,515 \frac{4000}{1,4} \rightarrow f_{cd,j} = 1471 \text{ tf/m}^2$$

Feitas essas considerações, parte-se para o dimensionamento propriamente dito, dividido com a finalidade de facilitar a organização deste estudo. Tal divisão, adotada para esta e todas as outras fases que serão analisadas posteriormente, consiste em:

- análise e dimensionamento da armadura resistente aos esforços provenientes dos momentos positivos no meio do(s) vão(s);
- análise e dimensionamento da armadura resistente aos esforços provenientes dos momentos negativos no(s) apoio(s); e
- análise e dimensionamento da cortante máxima, no(s) apoio(s).

9.1.1.1. *Momento máximo positivo no meio do vão*

$$M_{sd}^+ = 0,56 \text{ tfm}$$

$$\begin{aligned} x &= 1,25 * d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_{sd}}{0,425 * b_f * d^2 * f_{cd}}} \right) \rightarrow \\ &\rightarrow x = 1,25 * (h - d') * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_{sd}}{0,425 * b_f * (h - d')^2 * f_{cd}}} \right) \rightarrow \\ &\rightarrow x = 1,25 * (0,60 - 0,07) * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{0,56}{0,425 * 0,18 * (0,60 - 0,07)^2 * 1471}} \right) \rightarrow \\ &\rightarrow x = 0,01 \text{ m} \rightarrow \frac{x}{d} = \frac{0,01}{(0,60 - 0,07)} = 0,019 < 0,259 \therefore \text{Domínio 2 (ruptura dútil)} \\ &\rightarrow \text{OK!} \end{aligned}$$



$$A_s = \frac{Msd}{[d - 0,4 * x] \cdot f_{yd}} = \frac{Msd}{[(h - d') - 0,4 * x] \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s}} \rightarrow$$

$$\rightarrow A_s = \frac{0,56}{[(0,60 - 0,07) - 0,4 * 0,01] \cdot \frac{50000}{1,15}} \rightarrow$$

$$\rightarrow A_s = 0,3 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = \frac{0,179}{100} A_{s\text{transversal}} = \frac{0,179}{100} (0,18 * 0,60) \rightarrow A_{s\min} = 2,0 \text{ cm}^2$$

$$A_s < A_{s\min} \rightarrow A_{s\text{adotado}} = A_{s\min} \rightarrow A_{s\text{adotado}} = 2,0 \text{ cm}^2$$

9.1.1.2. Momento máximo negativo no apoio (alças de içamento)

$$M_{Sd}^- = 0,50 \text{ tfm}$$

$$x = 1,25 * d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{Msd}{0,425 * b_f * d^2 * f_{cd}}} \right) \rightarrow$$

$$\rightarrow x = 1,25 * (h - d') * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{Msd}{0,425 * b_f * (h - d')^2 * f_{cd}}} \right) \rightarrow$$

$$\rightarrow x = 1,25 * (0,60 - 0,07) * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{0,50}{0,425 * 0,18 * (0,60 - 0,07)^2 * 1471}} \right) \rightarrow$$

$$\rightarrow x = 0,01 \text{ m} \rightarrow \frac{x}{d} = \frac{0,01}{(0,60 - 0,07)} = 0,019 < 0,259 \therefore \text{Domínio 2 (ruptura dútil)}$$

$$\rightarrow OK!$$

$$A_s = \frac{Msd}{[d - 0,4 * x] \cdot f_{yd}} = \frac{Msd}{[(h - d') - 0,4 * x] \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s}} \rightarrow$$

$$\rightarrow A_s = \frac{0,50}{[(0,60 - 0,07) - 0,4 * 0,01] \cdot \frac{50000}{1,15}} \rightarrow$$

$$\rightarrow A_s = 0,3 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = \frac{0,179}{100} A_{s\text{transversal}} = \frac{0,179}{100} (0,18 * 0,60) \rightarrow A_{s\min} = 2,0 \text{ cm}^2$$

$$A_s < A_{s\min} \rightarrow A_{s\text{adotado}} = A_{s\min} \rightarrow A_{s\text{adotado}} = 2,0 \text{ cm}^2$$



9.1.1.3. *Armadura transversal: força cortante*

$$V_{Sd} = 1,21 \text{ tf}$$

Verificação da compressão diagonal do concreto:

$$\begin{aligned} V_{Rd2} &= 0,27 * \alpha_{v2} * f_{cd} * b_w * d = 0,27 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) * f_{cd} * b_w * (h - d') \rightarrow \\ &\rightarrow V_{Rd2} = 0,27 * \left(1 - \frac{20,6}{250}\right) * 1471 * 0,18 * (0,60 - 0,07) \rightarrow \\ &\rightarrow V_{Rd2} = 0,27 * 0,92 * 1471 * 0,18 * 0,53 \rightarrow V_{Rd2} = 34,8 \text{ tf} \\ V_{Rd2} &> V_{Sd} \rightarrow OK \end{aligned}$$

Cálculo de V_c :

$$V_c = 0,6 * f_{ctd} * b_w * d = 0,6 * f_{ctd} * b_w * (h - d'')$$

$$\begin{aligned} f_{ctd} &= \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{0,7 * f_{ct,m}}{\gamma_c} = \frac{0,7 * 0,3 * f_{ctk}^{2/3}}{\gamma_c} = \frac{0,7 * 0,3 * 20,6^{2/3}}{1,4} \rightarrow \\ &\rightarrow f_{ctd} = 1,13 \text{ MPa} = 113 \text{ tf/m}^2 \end{aligned}$$

$$V_c = 0,6 * 113 * 0,18 * (0,60 - 0,07) \rightarrow V_c = 6,5 \text{ tf}$$

Cálculo de V_{sw} :

$$V_{sw} = V_{Sd} - V_c$$

$$V_{Sd} < V_c$$

$$\therefore A_{sw} = A_{sw,mín}$$

$$A_{sw,mín} = \frac{0,14}{100} * b_w * 100 \text{ cm} = \frac{0,14}{100} * 18 * 100 = 2,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$



9.2. Segunda etapa de análise

Consiste na análise do instante imediatamente posterior à segunda etapa de concretagem (concretagem das canaletas que formarão a viga longitudinal do píer), que no faseamento construtivo indicado no início deste capítulo corresponde à sexta etapa construtiva.

Nesta etapa ter-se-á uma série de vigas biapoiadas, com apoios distantes entre si de 5,9 metros, que é o comprimento da viga pré-moldada típica. O apoio dessas vigas será sobre as placas de cabeça das estacas. Considerando que cada extremidade das vigas pré-moldadas terá 20 cm de apoio sobre as placas citadas, poderíamos supor que o ponto de transferência de esforços da viga pré-moldada para placa em questão situa-se a 10 cm da extremidade da mesma; dessa forma, o vão poderia ser reduzido para 5,70 metros. Por questões de segurança, nessa análise, opta-se por manter o vão de 5,90 metros.

A consideração de vigas biapoiadas, ao invés de uma única viga contínua, se deve ao fato de, nesta etapa, considerar-se que o concreto de preenchimento das canaletas ainda não se encontra solidificado, não garantindo, portanto, um comportamento monolítico ao conjunto de vigas. Dessa forma, não se pode contar com esse material como constituinte da seção resistente, mas apenas como mais uma sobrecarga a ser resistida pelo conjunto estrutural proposto.

Nesta etapa de análise, mantém-se a seção analisada como sendo metade da seção transversal da viga pré-moldada, conforme a Figura 128, acrescentando-se porém a área referente à canaleta como uma sobrecarga. Tem-se portanto a seção transversal da Figura 131, a seguir.

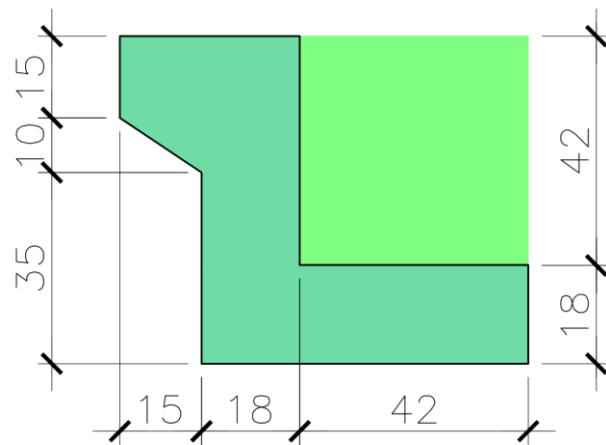


Figura 131: Seção transversal da segunda etapa de análise

No que diz respeito ao carregamento nessa etapa, conforme mencionado anteriormente, devem ser considerados os pesos próprios do pré-moldado e da canaleta. Considerando-se o mesmo coeficiente ponderador de ações da etapa analisada anteriormente, que a seção do pré-moldado tem $0,2136 \text{ m}^2$ e que a da canaleta tem $0,1764 \text{ m}^2$ e considerando ainda o peso próprio do concreto de $2,5 \text{ tf/m}^3$, tem-se:

$$g = A_{seção} \cdot \gamma_{concreto} \cdot \gamma_f = (0,2136 + 0,1764) \cdot 2,5 \cdot 1,3 \rightarrow g = 1,2675 \text{ tf/m}$$

Assim sendo, tem-se o modelo estrutural da Figura 132, a seguir.

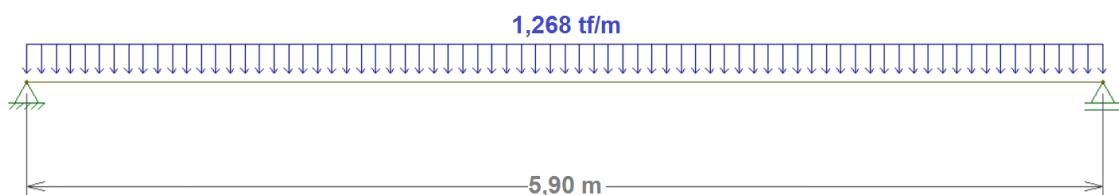


Figura 132: Modelo estrutural da segunda etapa de análise

O modelo proposto terá como resultados o que se explicita na Figura 133, a seguir.

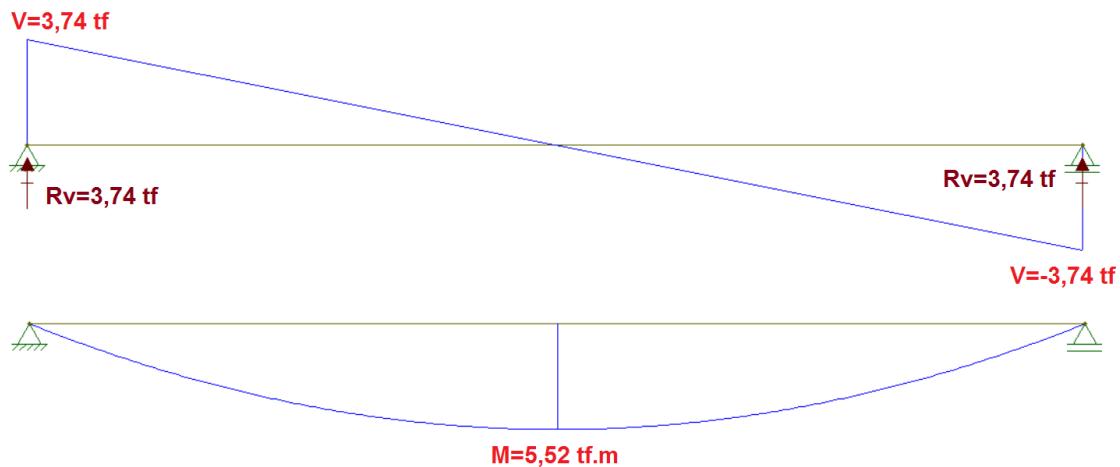


Figura 133: Diagramas de cortante e momento fletor e reações nos apoios do modelo estrutural da primeira etapa de análise

9.2.1. Verificações e dimensionamento de armaduras da segunda etapa analisada

A partir desse instante, considera-se que o concreto já tenha atingido a resistência característica à compressão (f_{ck}) especificada pelo projeto estrutural. A partir dessa consideração e da exposição do modelo que efetuou-se no tópico anterior, as armaduras de mais essa fase construtiva podem ser determinadas.

9.2.1.1. Momento máximo positivo no meio do vão

$$M_{sd}^+ = 5,52 \text{ tfm}$$

$$x = 1,25 * d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_{sd}}{0,425 * b_f * d^2 * f_{cd}}} \right) \rightarrow$$
$$\rightarrow x = 1,25 * (h - d') * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_{sd}}{0,425 * b_f * (h - d')^2 * \frac{f_{ck}}{\gamma_c}}} \right) \rightarrow$$
$$\rightarrow x = 1,25 * (0,60 - 0,07) * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{5,52}{0,425 * 0,18 * (0,60 - 0,07)^2 * \frac{4000}{1,4}}} \right) \rightarrow$$



$$\rightarrow x = 0,03 \text{ m} \rightarrow \frac{x}{d} = \frac{0,03}{(0,60 - 0,07)} = 0,058 < 0,259 \therefore \text{Domínio 2 (ruptura dútil)}$$

$\rightarrow OK!$

$$A_s = \frac{M_{sd}}{[d - 0,4 * x] \cdot f_{yd}} = \frac{M_{sd}}{[(h - d') - 0,4 * x] \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s}} \rightarrow$$

$$\rightarrow A_s = \frac{5,52}{[(0,60 - 0,07) - 0,4 * 0,03] \cdot \frac{50000}{1,15}} \rightarrow$$

$$\rightarrow A_s = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{S\min} = \frac{0,179}{100} A_{S\text{transversal}} = \frac{0,179}{100} (0,18 * 0,60) \rightarrow A_{S\min} = 2,0 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{S\min} \rightarrow A_{S\text{adotado}} = A_s \rightarrow A_{S\text{adotado}} = 2,5 \text{ cm}^2$$

9.2.1.2. Momento máximo negativo no apoio

$$M_{Sd}^- = 0,00 \text{ tfm} \rightarrow A_{S\text{adotado}} = A_{S\min}$$

$$A_{S\min} = \frac{0,179}{100} A_{S\text{transversal}} = \frac{0,179}{100} (0,18 * 0,60) \rightarrow A_{S\min} = 2,0 \text{ cm}^2$$

$$A_{S\text{adotado}} = A_{S\min} = 2,0 \text{ cm}^2$$

9.2.1.3. Armadura transversal: força cortante

$$V_{Sd} = 3,74 \text{ tf}$$

Verificação da compressão diagonal do concreto:

$$V_{Rd2} = 0,27 * \alpha_{v2} * f_{cd} * b_w * d = 0,27 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} * b_w * (h - d') \rightarrow$$

$$\rightarrow V_{Rd2} = 0,27 * \left(1 - \frac{40}{250}\right) * \frac{4000}{1,4} * 0,18 * (0,60 - 0,07) \rightarrow$$

$$\rightarrow V_{Rd2} = 0,27 * 0,84 * 2857 * 0,18 * 0,53 \rightarrow V_{Rd2} = 61,8 \text{ tf}$$

$$V_{Rd2} > V_{Sd} \rightarrow OK$$

Cálculo de V_C :



$$V_c = 0,6 * f_{ctd} * b_w * d = 0,6 * f_{ctd} * b_w * (h - d')$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{0,7 * f_{ct,m}}{\gamma_c} = \frac{0,7 * 0,3 * f_{ctk}^{2/3}}{\gamma_c} = \frac{0,7 * 0,3 * 40^{2/3}}{1,4} \rightarrow \\ \rightarrow f_{ctd} = 1,75 \text{ MPa} = 175 \text{ tf/m}^2$$

$$V_c = 0,6 * 175 * 0,18 * (0,60 - 0,07) \rightarrow V_c = 10,0 \text{ tf}$$

Cálculo de V_{sw} :

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c$$

$$V_{sd} < V_c$$

$$\therefore A_{sw} = A_{sw,mín}$$

$$A_{sw,mín} = \frac{0,14}{100} * b_w * 100 \text{ cm} = \frac{0,14}{100} * 18 * 100 = 2,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

9.3. Terceira etapa de análise

Nesta etapa, a concretagem das canaletas já se encontra consolidada, garantindo um comportamento de viga contínua ao sistema estudado. Tem-se agora, portanto, além de uma viga contínua, uma seção transversal resistente diferente da que foi considerada nas etapas anteriores. Considerar-se-á a partir de agora, como seção resistente, toda a viga pré-moldada, bem como toda a canaleta consolidada.

O sistema, com comportamento de viga contínua, será composto por 15 vãos de 7,0 metros, que é a distância entre as linhas de estacas verticais.

Quanto às solicitações sobre o sistema, deve-se analisar sua capacidade de resistir, além do peso próprio da seção resistente (pré-moldado + canaleta), a sobrecarga gerada pela terceira etapa de concretagem (oitava fase construtiva dentre as mencionadas no início do capítulo), o peso próprio das lajes pi e uma sobrecarga de trabalho sobre o píer, referente à



movimentação de máquinas e pessoal após a montagem das lajes pré-moldadas.

Tem-se portanto uma seção transversal como a da Figura 134, a seguir.

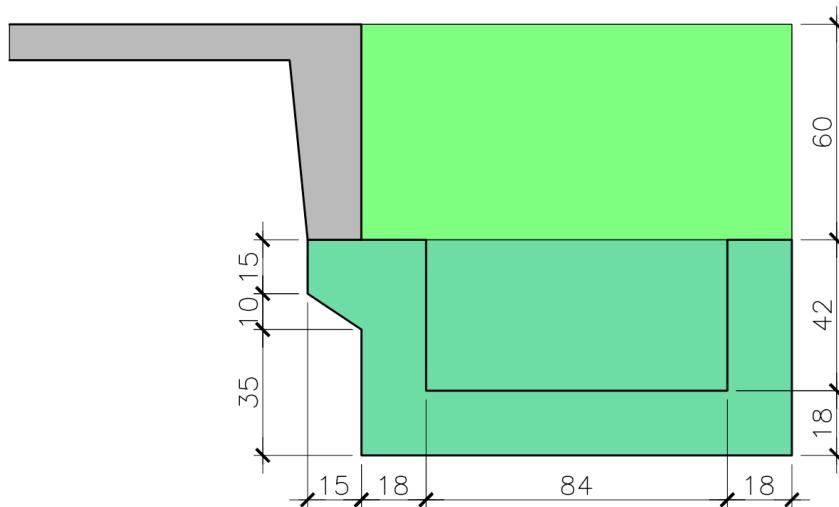


Figura 134: Seção transversal da terceira etapa de análise

Considerando-se a seção transversal acima, chega-se a valores de 0,75 m² e 0,72 m² para as áreas da seção resistente e da terceira etapa de concretagem, respectivamente, o que leva, considerando um coeficiente ponderador de ações de 1,3 pelos mesmos motivos expostos anteriormente, a valores de:

$$g = A_{seção} \cdot \gamma_{concreto} \cdot \gamma_f = (0,75 + 0,72) \cdot 2,5 \cdot 1,3 \rightarrow g = 4,7775 \text{ tf/m}$$

Para o peso próprio das lajes pré-moldadas, considerou-se a somatória dos pesos de cada um dos elementos transversais (lajes pi e vigas transversais com canaletas preenchidas) e a somatória das larguras destes elementos; dividindo a somatória dos pesos pela somatória das larguras, dividindo o resultado obtido por 2 (uma vez que há duas vigas longitudinais que recebem este carregamento) e multiplicando pelo coeficiente ponderador de ações obteve-se o carregamento linearmente distribuído referente ao peso próprio das lajes. Na Tabela 27, a seguir, tem-se os pesos e larguras consideradas para cada elemento; em sequência, o carregamento linear referente ao peso próprio das lajes pré-moldadas.



Tabela 27: Dados das lajes pi pré-moldadas

Laje	Quantidade	Largura (m)	Peso (tf)
LP1	32	1,96	8,60
LP2	6	1,80	8,25
LP3	2	1,45	7,50
LP4	7	1,96	8,28
LP5	1	1,80	7,93
VP7	6	1,20	3,51
VP7A	6	1,20	3,51
		106,34	447,71

$$g_{lajesPI} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\sum_{lajesPI} pesos}{\sum_{lajesPI} larguras} \cdot \gamma_f = \frac{1}{2} \cdot \frac{447,71}{106,34} \cdot 1,3 \rightarrow g_{lajesPI} = 2,7366 \text{ tf/m}$$

Quanto à sobrecarga acidental proveniente da movimentação de pessoas e equipamentos sobre as lajes, adotou-se o valor de 1,0 tf/m². Tendo o píer 9,20 metros de largura, e sendo essa sobrecarga dividida entre as duas vigas longitudinais, conclui-se então que a sobrecarga de movimentação, adotando um coeficiente ponderador de ações variáveis em fase de construção de 1,2 é de:

$$SC_{acid} = \frac{1}{2} \cdot (SC_{adotada} \cdot largura_{píer}) \cdot \gamma_f = \frac{1}{2} \cdot (1,0 \cdot 9,2) \cdot 1,2 \rightarrow SC_{acid} = 5,52 \text{ tf/m}$$

Não foram considerados fatores de redução de combinações por existir somente uma carga acidental; se houvesse mais alguma, haveria a necessidade de considerar-se esse fator de redução para determinar qual seria a pior combinação para a estrutura proposta, levando em conta a probabilidade de não concomitância de ações acidentais sobre a estrutura.

Calculados todos esses carregamentos separadamente, tem-se então que o carregamento atuante sobre a estrutura será de:

$$\begin{aligned} carregamento &= g + g_{lajesPI} + SC_{acid} = 4,7775 + 2,7366 + 5,52 \rightarrow \\ &\rightarrow carregamento = 13,0341 \text{ tf/m} \end{aligned}$$

Assim sendo, o modelo a ser analisado será o da Figura 135, a seguir.

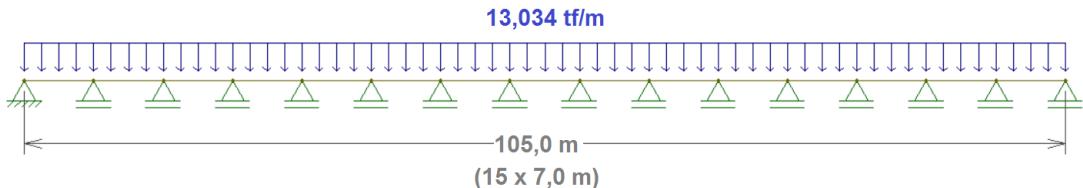


Figura 135: Modelo estrutural da terceira etapa de análise

Este modelo, quando solicitado, responderá como mostrado na Figura 136, a seguir.

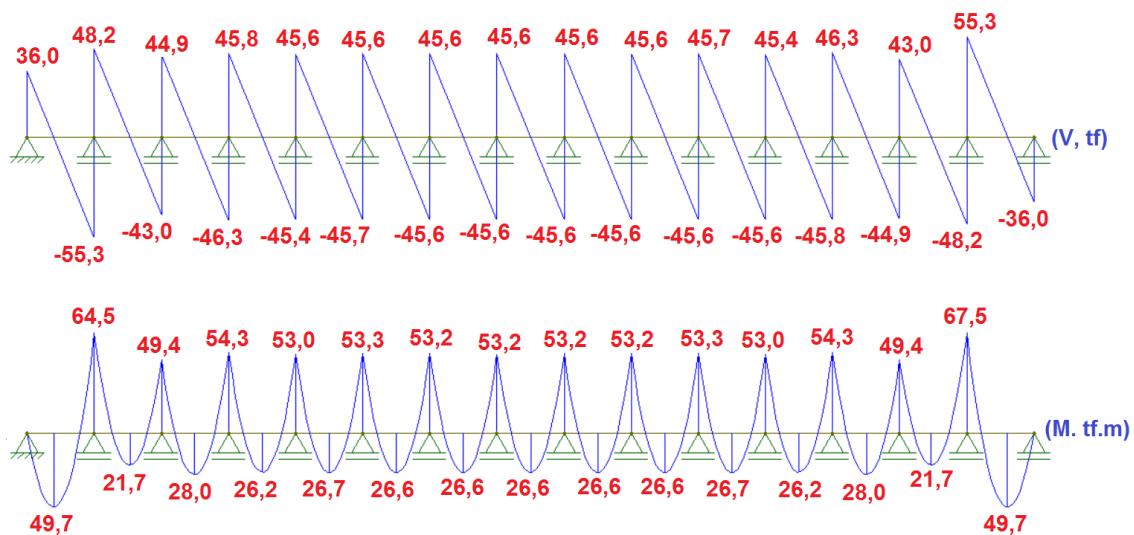


Figura 136: Diagramas de cortante e momento fletor do modelo estrutural da terceira etapa de análise

Além do modelo proposto com todos os apoios fixos, é importante analisar, a partir dessa etapa, também um modelo com apoio sobre molas, que simula melhor a realidade.

Para a simulação com molas, adota-se que cada estaca pode ter um coeficiente de mola dado por:

$$k_{estaca} = \frac{EA}{0,6 \cdot \ell_{estaca}}$$

Onde:

k_{estaca} : coeficiente de mola das estacas (em kN/m);

E : módulo de elasticidade das estacas (em kN/m²);



A : área da seção transversal das estacas (em m^2); e

ℓ_{estaca} : comprimento das estacas (em m).

Tendo as estacas f_{ck} (resistência característica do concreto à compressão) de 40 MPa, o seu módulo de elasticidade pode ser estimada como:

$$E = E_{CS} = 0,85 \cdot E_{CI} = 0,85 \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}}$$

Onde:

E : módulo de elasticidade das estacas (em MPa);

E_{CS} : módulo de elasticidade secante do concreto (em MPa);

E_{CI} : módulo de elasticidade inicial do concreto (em MPa);

f_{ck} : resistência característica do concreto à compressão (em MPa).

Assim sendo:

$$E = E_{CS} = 0,85 \cdot E_{CI} = 0,85 \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} = 0,85 \cdot 5600 \sqrt{40} \rightarrow E = 30104,9 \text{ MPa}$$

Dessa forma, podemos estimar o coeficiente de mola das estacas, que possuem 50 metros de comprimento, diâmetro interno de 50 centímetros e externo de 80 centímetros, como sendo:

$$k_{estaca} = \frac{EA}{0,6 \cdot \ell_{estaca}} = \frac{(30104,9 \cdot 10^3) \cdot \left[\frac{\pi}{4} \cdot (0,8^2 - 0,5^2) \right]}{0,6 \cdot 50,0} \rightarrow k_{estaca} \\ = 307376 \text{ kN/m}$$

Substituindo os apoios fixos pelas molas equivalentes, tem-se o sistema a seguir.

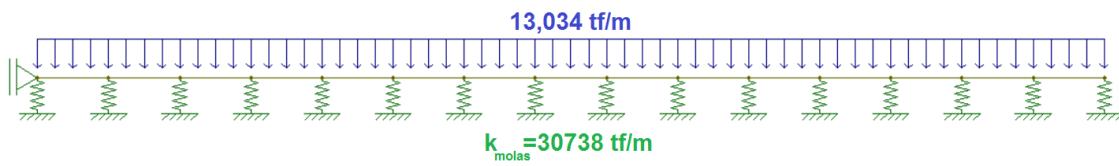


Figura 137: Modelo estrutural da terceira etapa de análise simulada com molas nos apoios

Este modelo gera os seguintes resultados:

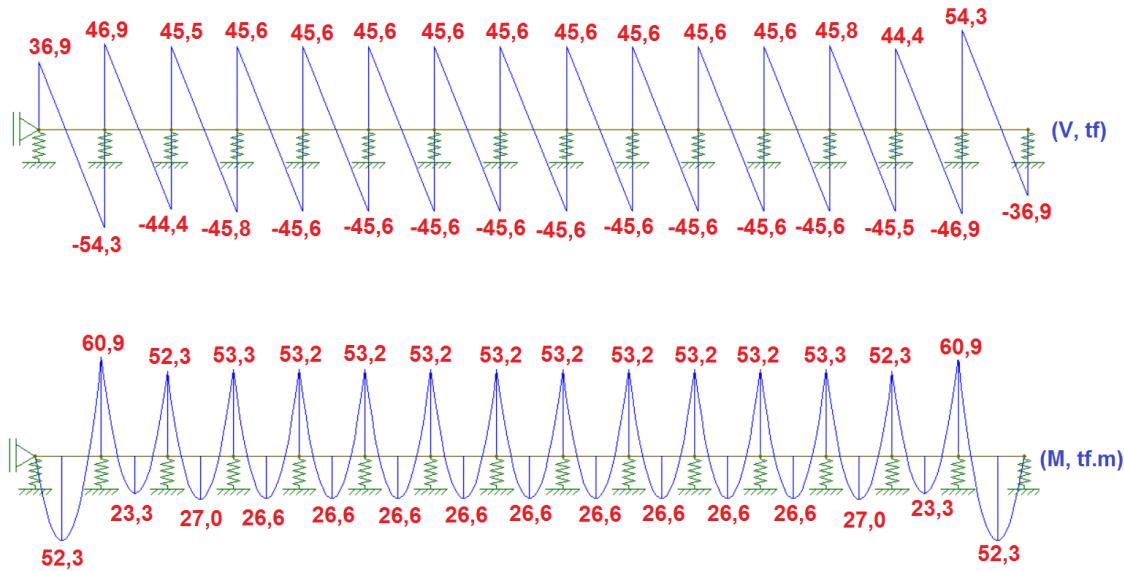


Figura 138: Diagramas de cortante e momento fletor do modelo estrutural da terceira etapa de análise simulada com molas nos apoios

9.3.1. Verificações e dimensionamento de armaduras da terceira etapa analisada

Adotando-se como representativos os valores obtidos do modelo simulado com molas nos apoios, dimensionam-se as armaduras desta fase construtiva, tal como encontra-se explícito nos tópicos seguintes.

9.3.1.1. Momento máximo positivo no meio do vão

$$M_{Sd}^+ = 27,0 \text{ tfm}$$

$$x = 1,25 * d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_{Sd}}{0,425 * b_f * d^2 * f_{cd}}} \right) \rightarrow$$



$$\rightarrow x = 1,25 * (h - d') * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{Msd}{0,425 * b_f * (h - d')^2 * \frac{f_{ck}}{\gamma_c}}} \right) \rightarrow$$

$$\rightarrow x = 1,25 * (0,60 - 0,07) * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{27,0}{0,425 * 1,20 * (0,60 - 0,07)^2 * \frac{4000}{1,4}}} \right) \rightarrow$$

$$\rightarrow x = 0,02 \text{ m} \rightarrow \frac{x}{d} = \frac{0,02}{(0,60 - 0,07)} = 0,042 < 0,259 \therefore \text{Domínio 2 (ruptura dútil)}$$

→ OK!

$$A_s = \frac{Msd}{[d - 0,4 * x] * f_{yd}} = \frac{Msd}{[(h - d') - 0,4 * x] * \frac{f_{yk}}{\gamma_s}} \rightarrow$$

$$\rightarrow A_s = \frac{27,0}{[(0,60 - 0,07) - 0,4 * 0,02] * \frac{50000}{1,15}} \rightarrow$$

$$\rightarrow A_s = 11,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{mín}} = \frac{0,179}{100} A_{s_{transversal}} = \frac{0,179}{100} (1,20 * 0,60) \rightarrow A_{S_{mín}} = 12,9 \text{ cm}^2$$

$$A_s < A_{S_{mín}} \rightarrow A_{s_{adotado}} = A_{S_{mín}} \rightarrow A_{s_{adotado}} = 12,9 \text{ cm}^2$$

9.3.1.2. Momento máximo negativo no apoio

$$M_{Sd}^- = 53,3 \text{ tfm}$$

$$x = 1,25 * d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{Msd}{0,425 * b_f * d^2 * f_{cd}}} \right) \rightarrow$$

$$\rightarrow x = 1,25 * (h - d') * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{Msd}{0,425 * b_f * (h - d')^2 * \frac{f_{ck}}{\gamma_c}}} \right) \rightarrow$$

$$\rightarrow x = 1,25 * (0,60 - 0,07) * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{53,3}{0,425 * 1,20 * (0,60 - 0,07)^2 * \frac{4000}{1,4}}} \right) \rightarrow$$

$$\rightarrow x = 0,04 \text{ m} \rightarrow \frac{x}{d} = \frac{0,04}{(0,60 - 0,07)} = 0,084 < 0,259 \therefore \text{Domínio 2 (ruptura dútil)}$$

→ OK!



$$A_s = \frac{Msd}{[d - 0,4 * x] \cdot f_{yd}} = \frac{Msd}{[(h - d') - 0,4 * x] \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s}} \rightarrow$$
$$\rightarrow A_s = \frac{53,3}{[(0,60 - 0,07) - 0,4 * 0,04] \cdot \frac{50000}{1,15}} \rightarrow$$
$$\rightarrow A_s = 23,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{S\min} = \frac{0,179}{100} A_{S\text{transversal}} = \frac{0,179}{100} (1,20 * 0,60) \rightarrow A_{S\min} = 12,9 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{S\min} \rightarrow A_{S\text{adotado}} = A_s \rightarrow A_{S\text{adotado}} = 23,9 \text{ cm}^2$$

9.3.1.3. Armadura transversal: força cortante

$$V_{Sd} = 45,8 \text{ tf}$$

Verificação da compressão diagonal do concreto:

$$V_{Rd2} = 0,27 * \alpha_{v2} * f_{cd} * b_w * d = 0,27 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} * b_w * (h - d') \rightarrow$$
$$\rightarrow V_{Rd2} = 0,27 * \left(1 - \frac{40}{250}\right) * \frac{4000}{1,4} * 1,20 * (0,60 - 0,07) \rightarrow$$
$$\rightarrow V_{Rd2} = 0,27 * 0,84 * 2857 * 1,20 * 0,53 \rightarrow V_{Rd2} = 412,1 \text{ tf}$$
$$V_{Rd2} > V_{Sd} \rightarrow OK$$

Cálculo de V_c :

$$V_c = 0,6 * f_{ctd} * b_w * d = 0,6 * f_{ctd} * b_w * (h - d')$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{0,7 * f_{ct,m}}{\gamma_c} = \frac{0,7 * 0,3 * f_{ctk}^{2/3}}{\gamma_c} = \frac{0,7 * 0,3 * 40^{2/3}}{1,4} \rightarrow$$
$$\rightarrow f_{ctd} = 1,75 \text{ MPa} = 175 \text{ tf/m}^2$$

$$V_c = 0,6 * 175 * 1,20 * (0,60 - 0,07) \rightarrow V_c = 66,8 \text{ tf}$$

Cálculo de V_{sw} :



$$V_{sw} = V_{sd} - V_c$$

$$V_{sd} < V_c$$

$$\therefore A_{sw} = A_{sw,mín}$$

$$A_{sw,mín} = \frac{0,14}{100} * b_w * 100 \text{ cm} = \frac{0,14}{100} * 120 * 100 = 16,8 \text{ cm}^2/m$$

9.4. Quarta etapa de análise

Na quarta e última etapa de análise do faseamento construtivo da obra estudada, mantém-se o esquema estrutural de viga contínua, exatamente como da fase anterior, mas alteram-se a seção transversal resistente e os carregamentos atuantes sobre a mesma.

Essa etapa de análise se dá imediatamente após a concretagem da laje moldada *in-loco* (capeamento) e do restante das vigas (quarta fase de concretagem, nona etapa do faseamento construtivo enumerado no início do capítulo). Nessa etapa, considera-se como seção resistente, além da viga pré-moldada e da segunda fase de concretagem (canaletas das vigas longitudinais), a terceira fase de concretagem, já devidamente consolidada e conferindo maior capacidade de resistência ao conjunto estrutural proposto. No que diz respeito ao carregamento atuante sobre o sistema em estudo, deve-se acrescentar o peso próprio da capa de concreto moldada *in-loco*, que confere monoliticidade ao conjunto formado por lajes e vigas no sentido transversal do píer, considerando-se que, no instante analisado, ela ainda não tenha se consolidado e tenha que necessariamente ser considerada como um carregamento a ser resistido.

Considerações expostas, tem-se portanto a seção transversal da Figura 139, a seguir, para a etapa em análise.

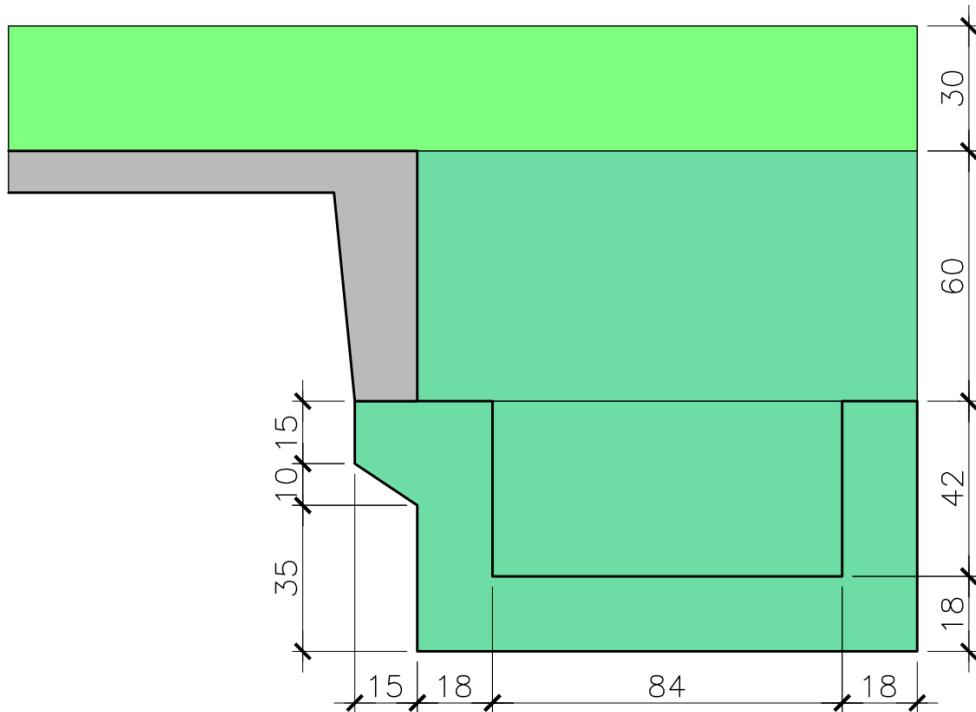


Figura 139: Seção transversal da quarta etapa de análise

Quanto aos carregamentos, tem-se uma parcela idêntica à da etapa anterior:

$$g = A_{seção} \cdot \gamma_{concreto} \cdot \gamma_f = (0,75 + 0,72) \cdot 2,5 \cdot 1,3 \rightarrow g = 4,7775 \text{ tf/m}$$

$$g_{lajesPI} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\sum_{pesos}}{\sum_{larguras}} \cdot \gamma_f = \frac{1}{2} \cdot \frac{447,71}{106,34} \cdot 1,3 \rightarrow g_{lajesPI} = 2,7366 \text{ tf/m}$$

$$SC_{acid} = \frac{1}{2} \cdot (SC_{adotada} \cdot largura_{pier}) \cdot \gamma_f = \frac{1}{2} \cdot (1,0 \cdot 9,2) \cdot 1,2 \rightarrow SC_{acid} = 5,52 \text{ tf/m}$$

E uma parcela nova referente à capa de concreto. Sendo a capa de 30 cm de espessura, a largura do píer de 9,2 metros, e considerando o mesmo coeficiente ponderador para ações permanentes em estruturas em fase de construção (1,3) e o peso específico adotado anteriormente para o concreto (2,5 tf/m³), tem-se portanto:



$$g_{capa} = \frac{1}{2} \cdot (9,2 \cdot 0,3) \cdot 2,5 \cdot 1,3 \rightarrow g_{capa} = 4,485 \text{ tf/m}$$

Assim sendo, chega-se, para a quarta etapa de análise, a um carregamento que vale:

$$\begin{aligned} \text{carregamento} &= g + g_{lajesPI} + g_{capa} + SC_{acid} \\ &= 4,7775 + 2,7366 + 4,485 + 5,52 \rightarrow \\ &\rightarrow \text{carregamento} = 17,5191 \text{ tf/m} \end{aligned}$$

Dessa forma, chega-se ao seguinte modelo para a quarta etapa de análise:

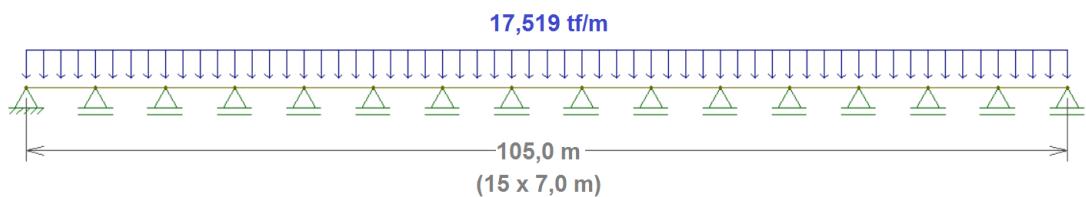


Figura 140: Modelo estrutural da quarta etapa de análise

Esse modelo, quando solicitado, responde como ilustrado na Figura 141, a seguir.

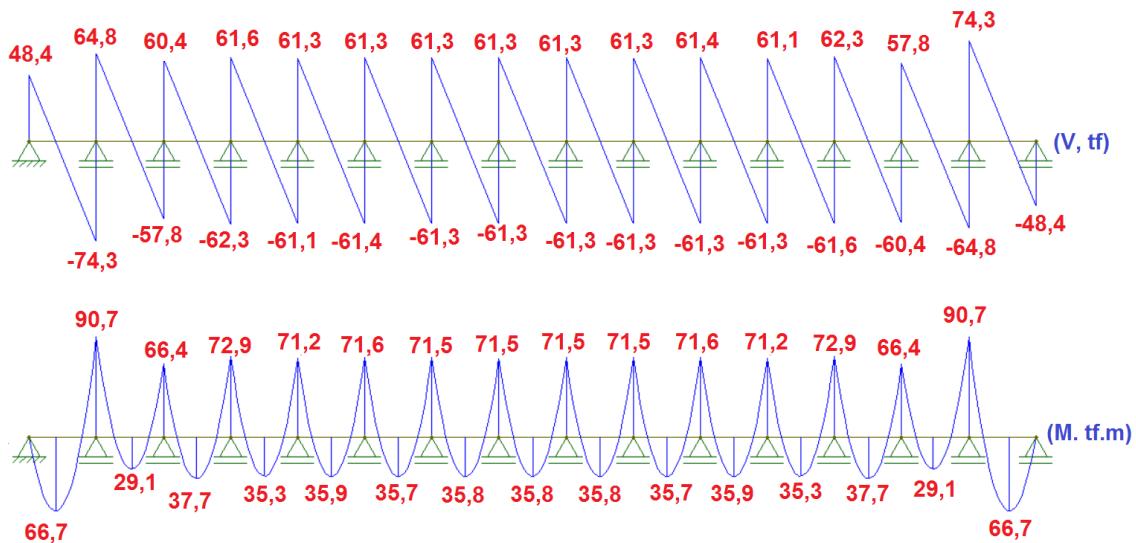


Figura 141: Diagramas de cortante e momento fletor do modelo estrutural da quarta etapa de análise



Assim como a etapa anterior, esta também deve ser analisada com o modelo de molas nos apoios. O que resulta no modelo proposto a seguir:

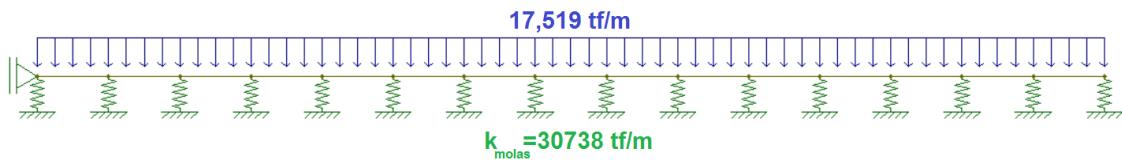


Figura 142: Modelo estrutural da quarta etapa de análise simulada com molas nos apoios

O modelo proposto acarreta nos resultados ilustrados na Figura 143, a seguir.

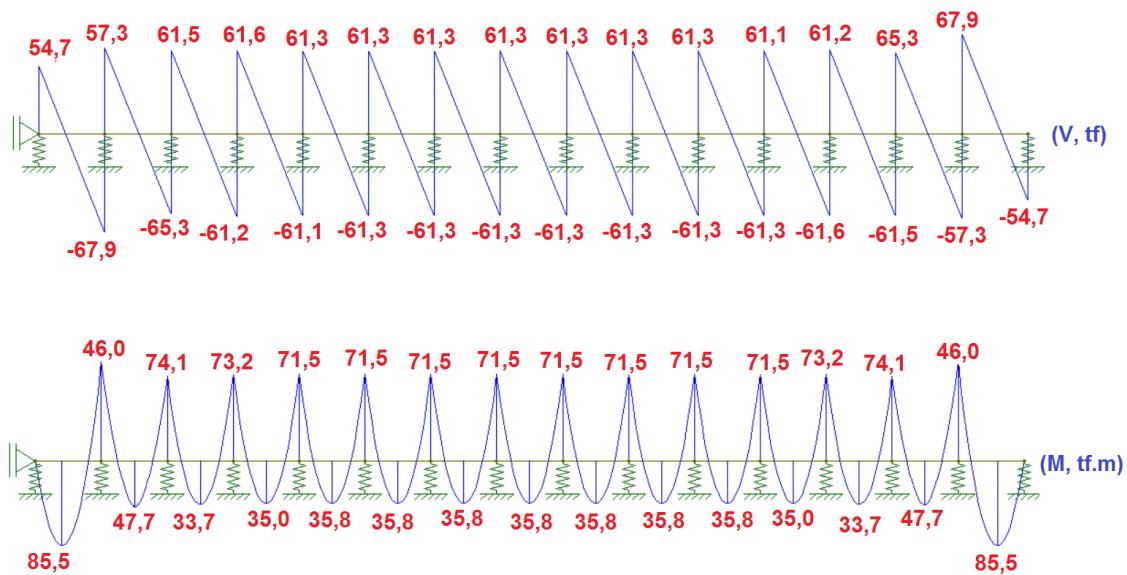


Figura 143: Diagramas de cortante e momento fletor do modelo estrutural da quarta etapa de análise simulada com molas nos apoios

9.4.1. Verificações e dimensionamento de armaduras da quarta etapa analisada

Escrever.

9.4.1.1. Momento máximo positivo no meio do vão

$$M_{Sd}^+ = 35,8 \text{ tfm}$$

$$x = 1,25 * d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_{Sd}}{0,425 * b_f * d^2 * f_{cd}}} \right) \rightarrow$$



$$\rightarrow x = 1,25 * (h - d') * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{Msd}{0,425 * b_f * (h - d')^2 * \frac{f_{ck}}{\gamma_c}}} \right) \rightarrow$$

$$\rightarrow x = 1,25 * (1,20 - 0,15) * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{35,8}{0,425 * 1,20 * (1,20 - 0,15)^2 * \frac{4000}{1,4}}} \right) \rightarrow$$

$$\rightarrow x = 0,01 \text{ m} \rightarrow \frac{x}{d} = \frac{0,01}{(1,20 - 0,15)} = 0,014 < 0,259 \therefore \text{Domínio 2 (ruptura dútil)}$$

→ OK!

$$A_s = \frac{Msd}{[d - 0,4 * x] \cdot f_{yd}} = \frac{Msd}{[(h - d') - 0,4 * x] \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s}} \rightarrow$$

$$\rightarrow A_s = \frac{53,3}{[(1,20 - 0,15) - 0,4 * 0,01] \cdot \frac{50000}{1,15}} \rightarrow$$

$$\rightarrow A_s = 11,7 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{mín}} = \frac{0,179}{100} A_{s_{transversal}} = \frac{0,179}{100} (1,20 * 1,20) \rightarrow A_{S_{mín}} = 25,8 \text{ cm}^2$$

$$A_s < A_{S_{mín}} \rightarrow A_{s_{adotado}} = A_{S_{mín}} \rightarrow A_{s_{adotado}} = 25,8 \text{ cm}^2$$

9.4.1.2. Momento máximo negativo no apoio

$$M_{Sa}^- = 74,1 \text{ tfm}$$

$$x = 1,25 * d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{Msd}{0,425 * b_f * d^2 * f_{cd}}} \right) \rightarrow$$

$$\rightarrow x = 1,25 * (h - d') * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{Msd}{0,425 * b_f * (h - d')^2 * \frac{f_{ck}}{\gamma_c}}} \right) \rightarrow$$

$$\rightarrow x = 1,25 * (1,20 - 0,15) * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{74,1}{0,425 * 1,20 * (1,20 - 0,15)^2 * \frac{4000}{1,4}}} \right) \rightarrow$$

$$\rightarrow x = 0,03 \text{ m} \rightarrow \frac{x}{d} = \frac{0,03}{(1,20 - 0,15)} = 0,029 < 0,259 \therefore \text{Domínio 2 (ruptura dútil)}$$

→ OK!



$$A_s = \frac{Msd}{[d - 0,4 * x] \cdot f_{yd}} = \frac{Msd}{[(h - d') - 0,4 * x] \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s}} \rightarrow$$
$$\rightarrow A_s = \frac{74,1}{[(1,20 - 0,15) - 0,4 * 0,03] \cdot \frac{50000}{1,15}} \rightarrow$$
$$\rightarrow A_s = 16,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{S\min} = \frac{0,179}{100} A_{S\text{transversal}} = \frac{0,179}{100} (1,20 * 1,20) \rightarrow A_{S\min} = 25,8 \text{ cm}^2$$

$$A_s < A_{S\min} \rightarrow A_{S\text{adotado}} = A_{S\min} \rightarrow A_{S\text{adotado}} = 25,8 \text{ cm}^2$$

9.4.1.3. Armadura transversal: força cortante

$$V_{Sd} = 61,5 \text{ tf}$$

Verificação da compressão diagonal do concreto:

$$V_{Rd2} = 0,27 * \alpha_{v2} * f_{cd} * b_w * d = 0,27 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} * b_w * (h - d') \rightarrow$$
$$\rightarrow V_{Rd2} = 0,27 * \left(1 - \frac{40}{250}\right) * \frac{4000}{1,4} * 1,20 * (1,20 - 0,15) \rightarrow$$
$$\rightarrow V_{Rd2} = 0,27 * 0,84 * 2857 * 1,20 * 1,05 \rightarrow V_{Rd2} = 816,5 \text{ tf}$$
$$V_{Rd2} > V_{Sd} \rightarrow OK$$

Cálculo de V_c :

$$V_c = 0,6 * f_{ctd} * b_w * d = 0,6 * f_{ctd} * b_w * (h - d')$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{0,7 * f_{ct,m}}{\gamma_c} = \frac{0,7 * 0,3 * f_{ctk}^{2/3}}{\gamma_c} = \frac{0,7 * 0,3 * 40^{2/3}}{1,4} \rightarrow$$
$$\rightarrow f_{ctd} = 1,75 \text{ MPa} = 175 \text{ tf/m}^2$$

$$V_c = 0,6 * 175 * 1,20 * (1,20 - 0,15) \rightarrow V_c = 132,3 \text{ tf}$$



Cálculo de V_{SW} :

$$V_{SW} = V_{Sd} - V_c$$

$$V_{Sd} < V_c$$

$$\therefore A_{SW} = A_{SW,mín}$$

$$A_{SW,mín} = \frac{0,14}{100} * b_w * 100 \text{ cm} = \frac{0,14}{100} * 120 * 100 = 16,8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

9.5. Outras considerações

Após a consolidação da capa de concreto (quarta etapa de concretagem, nona etapa construtiva), a estrutura começará a se comportar como um pórtico espacial e, desse momento em diante, os esforços oriundos das fases seguintes (décima a décima segunda fases construtivas) já se distribuirão espacialmente por toda a estrutura, fazendo com que seu comportamento tenha que ser analisado por um modelo espacial mais complexo. Contudo, essa análise já será englobada pela análise da fase operacional da estrutura, motivo pelo qual a análise das solicitações estruturais durante as diferentes fases construtivas encerra-se na quarta etapa, tratada no item anterior.

9.6. A fluênciā do concreto e seus efeitos em obras construídas por fases

9.6.1. Caracterização da fluênciā do concreto

Ao aumento da deformação de uma peça de concreto ao longo do tempo, sob tensões constantes, dá-se o nome de fluênciā. Esse efeito se deve, em peças de concreto submetidas a carregamentos de longa duração, a dois fatores principais:

1) à perda de água adsorvida pela pasta de cimento, uma vez que, devido à tensão de confinamento provocada pela carga aplicada, parte da água



presente na mistura é expulsa por meio dos inúmeros poros capilares existentes no concreto; e

2) à deformação do agregado, já que a carga imposta à peça de concreto se transfere gradualmente da pasta de cimento para ao agregado, fazendo com que, à medida que o agregado é carregado, este se deforme elasticamente.

No campo teórico, a fluênci a pode ser dividida em duas: a fluênci a básica, que ocorre enquanto o elemento carregado encontra-se em equilíbrio hídrico com o ambiente e não perde água para o ambiente externo; e fluênci a por secagem, caracterizada pela deformação adicional que ocorre com o elemento quando este perde água para o ambiente externo. Contudo, como frisado anteriormente, essa divisão só se faz no campo teórico.

Outro fenômeno que caracteriza a fluênci a do concreto é a manutenção da deformação de uma peça submetida a carregamentos cuja magnitude é reduzida progressivamente ao longo do tempo; fenômeno também conhecido também como relaxação.

O estudo desse fenômeno ganhou importância e notoriedade nas últimas décadas, principalmente em função do advento de novas técnicas de cálculo, das modificações no processo construtivo das edificações de concreto que visam cada vez mais à industrialização do processo, da redução dos prazos construtivos e do advento do uso de diferentes tipos de cimento e aditivos nos concretos produzidos atualmente. Em decorrência dos avanços citados, principalmente da evolução dos processos construtivos, os carregamentos atuantes em peças de concreto armado durante a construção têm se tornado cada vez mais importantes, podendo ser tão significativos quanto os carregamento de serviço da estrutura projetada. Sabendo-se ainda que, entre outros fatores, a idade com que se carrega uma peça de concreto é fator determinante na deformação lenta (por fluênci a) de uma peça, justifica-se a importância do tema em análise neste tópico.

Quanto aos principais fatores que afetam a fluênci a de uma peça de concreto armado, podem ser citados:

- 1) Idade de carregamento da peça;



- 2) Relação tensão x resistência;
- 3) Geometria da peça;
- 4) Efeitos da umidade e da temperatura;
- 5) Propriedades do tipo de cimento empregado;
- 6) Influência dos agregados;
- 7) Emprego de aditivos químicos; e
- 8) Emprego de adições minerais.

Nos próximos parágrafos, encontram-se breves explanações que tratam da influência de cada um desses fatores na fluência do concreto.

1) Idade de carregamento da peça:

Os efeitos da fluência em concretos carregados a baixas idades é maior nas primeiras semanas de aplicação do carregamento em comparação a concretos carregados a idades maiores. Isso se deve ao maior grau de hidratação dos concretos mais velhos, que apresentam estrutura interna mais compacta e menos água disponível.

Em geral, a deformação por fluência do concreto sob carregamentos permanentes torna-se independente da idade com que se aplica o carregamento em questão a partir do 28º dia; até essa data, a idade do carregamento influí fortemente nas deformações por fluência na peça.

2) Relação tensão x resistência:

Para concretos dosados com traços idênticos e agregados de mesma composição mineral e granulométrica, a fluência é proporcional à tensão aplicada e inversamente proporcional à resistência do concreto no instante em que se aplicam os carregamentos.

3) Geometria da peça:

Em função da resistência ao transporte da água do interior do concreto para a atmosfera, a taxa de perda de água é "controlada" pelo comprimento do caminho percorrido pela água. Tanto a forma quanto as dimensões das peças influenciam na magnitude das deformações por fluência.



Quanto às dimensões de peças com a mesma geometria, a fluênciá é menor em elementos de maiores dimensões; quanto à forma, peças mais espessas apresentam valores menores de deformações por fluênciá em comparação com peças mais delgadas. Observa-se que a influênciá da forma é menor do que a influênciá da dimensão das peças.

4) Efeitos da umidade e da temperatura:

Segundo alguns especialistas, a umidade e a temperatura estão entre os fatores mais importantes dentre os que influem na fluênciá. Quanto menor a umidade relativa do ar que envolve a peça, maiores são as deformações por fluênciá, em virtude da maior velocidade com que o concreto busca o equilíbrio higroscópico com o ambiente. Para efeitos de comparação, peças de concreto em ambientes com umidade relativa da ordem de 50% apresentam deformações por fluênciá entre duas a três vezes maiores do que em peças expostas a ambientes com umidade relativa de 100%.

No que diz respeito à temperatura, quanto maiores forem as temperaturas, maiores serão as acomodações por fluênciá, ou seja, a magnitude da fluênciá é diretamente proporcional à temperatura.

5) Propriedades do tipo de cimento empregado:

A principal fonte de deformações relacionadas à umidade no concreto é a pasta endurecida de cimento. Por esse motivo, o tipo de cimento empregado influí no comportamento da peça frente à fluênciá. As propriedades que, por teoricamente afetarem mais intensamente a fluênciá, merecem maior destaque são a finura do cimento, sua composição química e resistência à compressão. Apesar do conteúdo apresentado neste parágrafo, ainda não se conseguiu estabelecer uma correlação significativa entre a fluênciá das peças de concreto e a composição química dos diferentes tipos de cimento.

6) Influênciá dos agregados:

É conhecido que os agregados exercem forte influênciá nas propriedades do concreto endurecido. O volume de agregados e a interação pasta-agregado influenciam nas características de deformabilidade; além disso,



a granulometria, a dimensão máxima, forma e textura dos agregados também são fatores que afetam a fluência das peças de concreto. Por exemplo, para uma determinada resistência à compressão, concretos com maior teor de agregados apresentam menores deformações por fluência ao longo do tempo. Já para concretos de dosagens iguais, constatam-se valores crescentes de fluência para concretos com agregados de módulos de elasticidade decrescentes (exceção feita ao calcário).

Outros dois fatores importantíssimos na fluência do concreto são a porosidade e a absorção dos agregados, por influírem nas movimentações de água, no módulo de elasticidade e na zona de transição pasta-agregado.

7) Emprego de aditivos químicos:

O efeito gerado pelo emprego de aditivos químicos nas dosagens ainda é controverso, havendo resultados de ensaios mostrando que a fluência pode ser menor, igual ou maior que a dos respectivos concretos de referência. De maneira geral, há escassez de informações sobre o efeito dos diversos tipos de aditivos, principalmente os mais modernos.

8) Emprego de adições minerais:

Assim como os resultados dos efeitos do emprego de aditivos químicos, os resultados do emprego de adições minerais, tais como sílica ativa, escórias de alto-forno e materiais pozolânicos na fluência do concreto são contraditórios, havendo resultados de ensaios que mostram resultados superiores, inferiores e muito próximos aos dos respectivos concretos de referência.

Resumindo-se brevemente, em tópicos, os principais fatores que causam ou afetam as deformações por fluência, chega-se ao esquema a seguir:

- a fluência ocorre na pasta de cimento e está relacionada com os movimentos internos da água adsorvida, interlamelar ou intracristalina;
- a fluência é um fenômeno elasto-plástico, parte recuperável (reversível) e parte irreversível;



- o processo de secagem tem efeito direto sobre a fluênci;a;
- a fluênci;a cresce com o aumento da temperatura;
- a fluênci;a diminui com o aumento das dimensões da peça;
- a fluênci;a é inversamente proporcional à resistênci;a do concreto no instante de aplicacião da carga;
- a relacião tensão/resistênci;a no instante de aplicacião da carga é um dos fatores fundamentais na magnitude da fluênci;a;
- a variaçao da resistênci;a do concreto durante o tempo de atuaçao da carga é importante e a fluênci;a será tanto menor quanto maior for o aumento relativo de resistênci;a depois da aplicacião da carga;
- mantidas as demais características, o aumento do teor de agregado reduz a fluênci;a do concreto, e agregados com maior módulo de elasticidade tendem a reduzir a fluênci;a do concreto no qual são empregados; e
- não há um consenso sobre os efeitos gerais dos aditivos químicos e das adições minerais sobre a fluênci;a.

É importante salientar que os modelos para análise de fluênci;a do concreto têm sofrido constantes modificações ao longo do tempo, desde que o fenômeno foi detectado há mais de 90 anos, sendo o seu estudo muito complexo e ainda incompleto. Há referências do uso do concreto desde o inicio do sécuiro XIX, quando lhe era atribuído um comportamento linear, como o do ferro e o aço. Até hoje não se tem certeza de quem, primeiramente, considerou o concreto através de um comportamento não linear e isso talvez não se constitua uma questão importante.

O fato é que o comportamento do concreto sob um carregamento constante foi estudado por Hatt, da Prudue University - USA, que publicou os primeiros dados sobre fluênci;a do concreto armado em 1907. Hatt não fez nenhuma referênci;a à retraçao do concreto, portanto, os resultados de deformações obtidos não apontavam como causa somente a fluênci;a, mas também a retraçao. No entanto, isso não invalida os resultados, pois os mesmos foram de extrema importânci;a para demonstrar o comportamento do concreto sob carregamento constante.



A deformação lenta do concreto foi mencionada pela primeira vez por Woolson, em 1905. Posteriormente, o efeito da fluênciá nas deformações foi analisado por diferentes pesquisadores. Para o esclarecimento da matéria, contribuíram principalmente Glanville e Davis, entre 1928 e 1937, na Inglaterra e nos Estados Unidos, respectivamente. Mais tarde, o assunto foi estudado por vários outros autores, tais como Dischinger, Rusch, Jungwirth, Trost, Bazant, entre outros.

9.6.2. Efeitos da adaptação por fluênciá em obras construídas por fases - análise teórica

Quando se fala na análise da adaptação por fluênciá, logo vem à mente as já mencionadas estruturas executadas por fases ou as estruturas que, de alguma forma, exerçam restrições às deformações provocadas pelo fenômeno da fluênciá e que, por esse motivo, geram esforços hiperestáticos e uma consequente redistribuição de tensões.

Um bom exemplo de estrutura na qual este fenômeno é extremamente significante são as pontes executadas em consolos sucessivos. Neste tipo de obra, devido ao processo construtivo, ao longo do qual a cada etapa uma nova aduela é incorporada à obra, a estrutura apresenta em determinando momento um comportamento equivalente ao de duas vigas em balanço e, em outro momento, após o fechamento, o comportamento de uma viga contínua hiperestática com o aparecimento de esforços hiperestáticos.

Em sistemas estruturais construídos por fases, como o estudado neste trabalho de formatura, o desenvolvimento do fenômeno da fluênciá acaba por levar a uma redistribuição interna de tensões, também conhecida como adaptação por fluênciá. Tal adaptação é devida principalmente a atuação de cargas permanentes de peso próprio e de protensão, sendo porém que o impedimento à retração pode também ser significativo.

No caso específico do píer em estudo, os efeitos da fluênciá não são tão significativos quanto em obras tais como as já mencionadas pontes construídas por consolos sucessivos, o que não torna a análise aqui efetuada menos importante; pelo contrário, é preciso que se tenha conhecimento desses efeitos em modelos estruturais de menor complexidade para que, com as devidas



adequações e adaptações, o conceito possa ser aplicado em projetos mais complexos.

Em obras executadas por fases, a análise da estrutura como um todo, ou seja, considerando apenas a estrutura como se fosse executada em uma única etapa, fornece valores distorcidos em relação aos que verdadeiramente estarão atuando na estrutura. Portanto, se faz necessário um estudo mais aprofundado dos efeitos do tempo no comportamento destas estruturas, analisando-as fase à fase frente aos fenômenos não somente de fluência, mas também de retração do concreto e relaxação do aço. Contudo, ainda há, dentro de alguns escritórios de projeto, certa resistência frente à consideração da adaptação por fluência em obras executadas por fases, em função da complexidade dos métodos empregados atualmente para tal análise.

9.6.3. Efeitos da adaptação por fluência em obras construídas por fases - análise numérica

Sendo os efeitos da fluência de extrema importância em obras construídas por fases, é necessário que se desenvolvam modelos matemáticos que simulem tais efeitos satisfatoriamente e comprovem tudo o que afirmam as teorias existentes e elaboradas ao longo de décadas de estudo desse fenômeno.

Relembrando sucintamente, o fenômeno da fluência é aquele que podemos observar num bloco de concreto comprimido por tensões constantes e permanentes, de tal forma que apresente, na situação descrita, deformações crescentes ao longo do tempo, tendendo a valores assintóticos. Definindo-se a fluência graficamente, tem-se que:

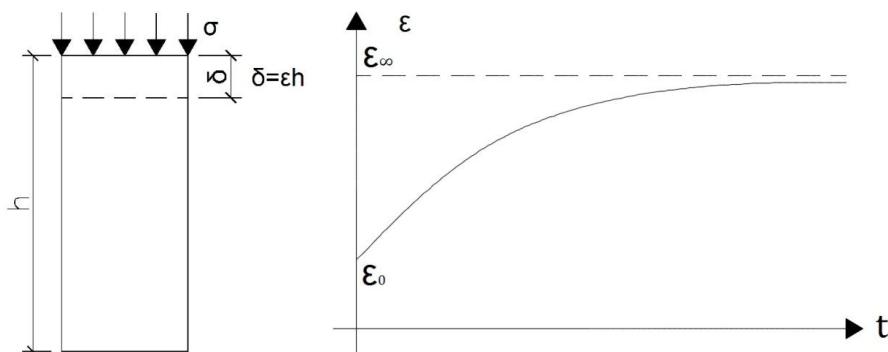


Figura 144: Definição gráfica da fluência em peças de concreto



Em geral, tem-se que:

$$\sigma' = \alpha \cdot \sigma \rightarrow \varepsilon'(t) = \alpha \cdot \varepsilon(t) \therefore \varepsilon(t) = \frac{\sigma}{E(t)}$$

Conclui-se assim que a fluênciá é linear.

É usual definir-se um coeficiente de fluênciá, φ , tal que:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_0} (1 + \varphi)$$

Ou:

$$\varepsilon_0 = \frac{\sigma}{E_0} \quad , \quad \varepsilon_\infty = \frac{\sigma}{E_0} (1 + \varphi_\infty) \quad , \quad E_\infty = \frac{E_0}{(1 + \varphi_\infty)}$$

Sendo este coeficiente de fluênciá, φ , definido em função de da composição do concreto empregado, da umidade relativa do ar, da espessura média da peça estudada e da idade do concreto. Sendo este último fator dividido em dois fatores de extrema importância e que influem fortemente no coeficiente de fluênciá, φ : a idade correspondente ao momento em que se aplica a carga sobre a peça e a idade do momento em que se mede a deformação.

A fluênciá, assim como a relaxação, gera efeitos internos e efeitos externos sobre estruturas de concreto.

Quanto aos efeitos internos, tem-se que, em estruturas concreto armado sem protensão a fluênciá não modifica os esforços internos, apenas as deformações e as flechas apresentadas pelas peças, mas não na proporção de "(1+ φ) para 1", pois o aço não sofre fluênciá; dessa forma, ao analisar uma estrutura de concreto sem protensão, apenas as deformações do concreto devem ser ampliadas de (1+ φ).

Ainda no que tange aos efeitos internos, em estruturas de concreto protendido, a fluênciá do concreto modifica os esforços internos, uma vez que a fluênciá do concreto é um dos fatores que levam à perda de protensão nos cabos.



Já no que diz respeito aos efeitos externos, em obras moldadas *in loco* a fluênci a gera esforços que podem ser simulados no modelo desenvolvido como se fossem causados por variações uniformes de temperatura.

No que diz respeito às obras construídas por fases, como a estudada neste trabalho de formatura, os efeitos externos são de simulação mais complexa do que nos casos citados anteriormente pois, quando uma obra é construída por fases, os esforços solicitantes devidos ao peso próprio dependem do método construtivo empregado, fazendo com que, com o passar do tempo, ocorra o que se convencionou chamar de adaptação por fluênci a, ou acomodação por fluênci a. Por causa da fluênci a a distribuição de esforços solicitantes e reativos se modifica, tendendo, independentemente do método construtivo, à distribuição correspondente à obra moldada *in loco* sobre cimbramento geral.

Na Figura 145, a seguir, e na explanação que a segue, demonstra-se numericamente os efeitos da acomodação por fluênci a em obras executadas por fases, tomando-se como exemplo uma situação em que há duas vigas inicialmente biapoiadas e que posteriormente tornam-se contínuas.

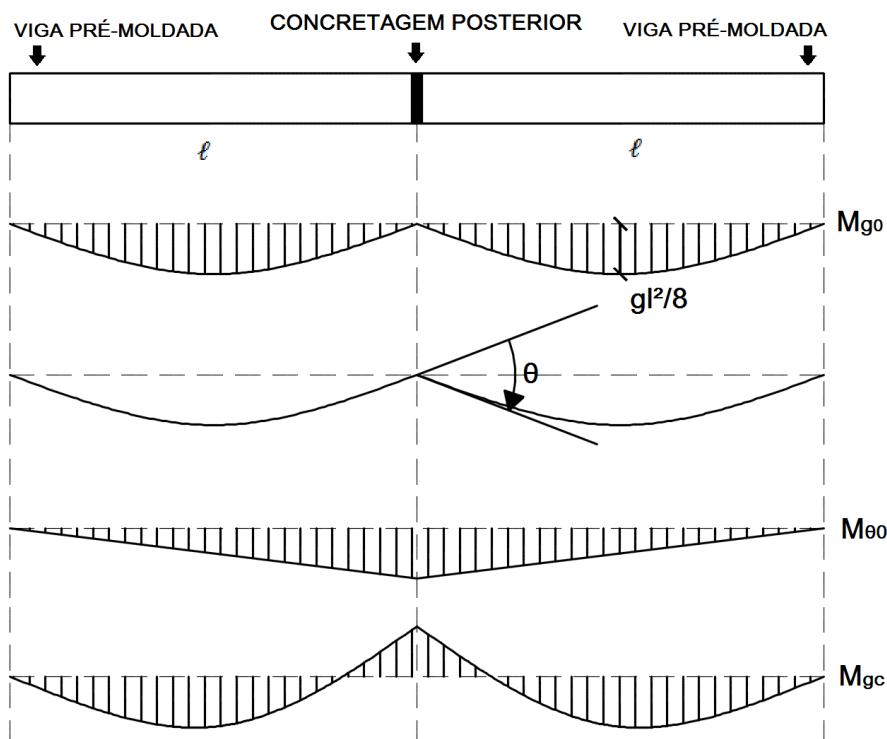


Figura 145: Diagrama de esforços solicitantes (momentos) de peso próprio



Nota-se que, logo após a construção:

$$M_{g0} = M_{gc} + M_{\theta0}$$

Isto é, o diagrama M_{g0} correspondente à viga biapoiada, é igual ao da viga contínua M_{gc} somado ao diagrama $M_{\theta0}$ correspondente à imposição da rotação θ ao apoio central. Dessa forma, tem-se no apoio central:

$$M_{g0} = M_{gc} + M_{\theta0} = \frac{gl^2}{8} + \left(-\frac{gl^2}{8}\right) \rightarrow M_{g0} = 0$$

Como M_{θ} , decorre da imposição imediata (observar θ não é imposto lentamente) da rotação θ , no momento do lançamento das vigas pré-moldadas, ele decresce com o tempo, por relaxação, fazendo com que se tenha portanto:

$$M_g = M_{gc} + M_{\theta} = M_{gc} + M_{\theta} \cdot e^{-\varphi}$$

Dessa forma, tem-se então no apoio central:

$$M_g = M_{gc} + M_{\theta} \cdot e^{-\varphi} = \frac{gl^2}{8} + \left(-\frac{gl^2}{8}\right) e^{-\varphi} \rightarrow M_g = \frac{gl^2}{8} (1 - e^{-\varphi})$$

Admitindo $\varphi=2$, um valor aceitável para uma idade infinita, tem-se então:

$$M_{g\infty} = \frac{gl^2}{8} (1 - e^{-2}) = \frac{gl^2}{8} \cdot (1 - 0,13) \rightarrow M_{g\infty} = 0,87 \frac{gl^2}{8} \cong \frac{gl^2}{8} = M_{gc}$$

Assim conclui-se que, para um tempo infinito, devido à acomodação por fluência, o diagrama de momentos de uma obra executada por fases com peças pré-moldadas tende ao diagrama de uma obra executada em etapa única, moldada *in loco* e com cimbramento geral.



10. DETALHAMENTO DAS ARMADURAS

Igual ou maior deve ser a importância dada à etapa de detalhamento das armaduras dispostas ao longo da estrutura em comparação à etapa de dimensionamento. É nessa etapa que alguns problemas podem surgir, como, por exemplo, a perda de informações na transição entre essas duas etapas, uma vez que todas as considerações elencadas pelo engenheiro calculista, assim como todos os resultados obtidos em função destas considerações, devem ser adequadamente transmitidos aos desenhistas e projetistas responsáveis pelo detalhamento das armaduras, a fim de que o produto do projeto estrutural, que é em grande parte formado por pranchas de desenhos, possibilite à equipe de obra a execução adequada daquilo que foi concebido, num primeiro instante, pela equipe de projeto. Diante de tudo o que se apresenta neste parágrafo introdutório ao capítulo, evidencia-se a importância da perfeita comunicação entre cada uma das equipes envolvidas num projeto deste porte, uma vez que a perda de informação na transição entre etapas, por menor que seja, pode gerar problemas de altíssima gravidade no produto final, com consequências que muitas vezes nem sequer podem ser mensuradas e/ou reparadas.

Neste capítulo, serão detalhadas as armaduras longitudinais e transversais dispostas na peça pré-moldada de uma das vigas longitudinais do píer, bem como as armaduras que devem ser dispostas na viga durante as concretagens executadas *in loco*. Para o detalhamento das armaduras, será levado em conta o dimensionamento de armaduras para cada fase construtiva da obra, além do dimensionamento das armaduras para a situação final, na qual a obra encontra-se concluída e em operação. Posteriormente, serão avaliados em termos qualitativos os pontos críticos - no que diz respeito à necessidade de considerações específicas para o detalhamento das armaduras - existentes em obras de grande porte, com foco especial naqueles que são típicos de estruturas portuárias.

10.1. Detalhamento das armaduras (viga longitudinal)

Para a elaboração deste tópico, escolheu-se a viga da posição destacada na Figura 146, a seguir.

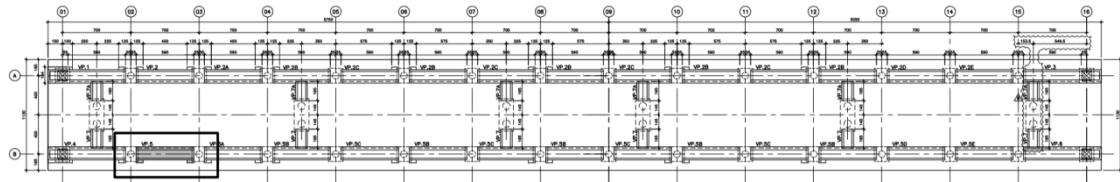


Figura 146: Indicação da posição da viga longitudinal a ser detalhada

Esta viga encontra-se submetida durante sua fase operacional aos esforços explicitados no oitavo capítulo deste trabalho, para os quais já foram calculadas as armaduras; da mesma forma, no nono capítulo foram analisados os esforços atuantes sobre o trecho estudado da estrutura durante as diferentes fases da obra e dimensionadas as respectivas armaduras. Na Tabela 28, encontra-se um resumo das armaduras necessárias, que guiaram o detalhamento da estrutura.

Tabela 28: Resumo das armaduras necessárias para cada fase

fase	armaduras			
	longitudinal	inferior [cm ²]	superior [cm ²]	transversal [cm ² /m]
1 ^a construtiva		4,0	4,0	5,0
2 ^a construtiva		5,0	4,0	5,0
3 ^a construtiva		12,9	23,9	16,8
4 ^a construtiva		25,8	25,8	16,8
operacional		46,7	26,7	16,8

É de extrema importância salientar-se que os valores calculados para as armaduras são específicos para uma determinada seção estudada. Embora neste trabalho tenha-se estudado uma única seção para cada tipo de esforço, num projeto profissional, visando a viabilidade econômica do empreendimento que se projeta, podem e devem ser analisadas tantas seções quantas sejam necessárias, a fim de evitar-se o desperdício de recursos financeiros que possam melhor alocados. Com o auxílio das ferramentas computacionais disponíveis atualmente, sejam elas complexos programas de análise computacional ou simples de programas que nos são extremamente familiares, como o Excel, é possível analisar-se até mesmo toda a peça, discretizando-a em trecho finitos, que serão então submetidos às análises necessárias para que sejam determinadas faixas ao longo das quais serão alocadas as armaduras necessárias para a resposta aos esforços solicitantes atuantes



sobre a estrutura. Neste trabalho, adotou-se uma análise mais simples (foram estudadas seções específicas) a fim de que fosse possível abordar outros tópicos referentes ao detalhamento das armaduras sem que o trabalho se tornasse demasiadamente longo e pouco atraente.

10.1.1. *Armaduras longitudinais: peça pré-moldada*

Para o atendimento aos esforços gerados por momentos fletores que tracionam as fibras inferiores da viga, dada a geometria da peça pré-moldada, é possível alocar na peça em questão armadura suficiente para atender a todas as fases. Conforme indicado na Figura 147, a seguir, é possível alocar 11 barras de 25 mm de diâmetro (8 N2 + 3 N4) na peça pré-moldada, perfazendo um total de 54,0 cm² de aço, superando os 46,7 cm² necessários para o atendimento à fase operacional, que é a fase crítica no que tange à quantidade de aço nas fibras inferiores. Seria possível atender ao mínimo necessário com dez barras, a adoção de onze se deve a motivos construtivos e também para garantir uma distribuição de armaduras simétricas.

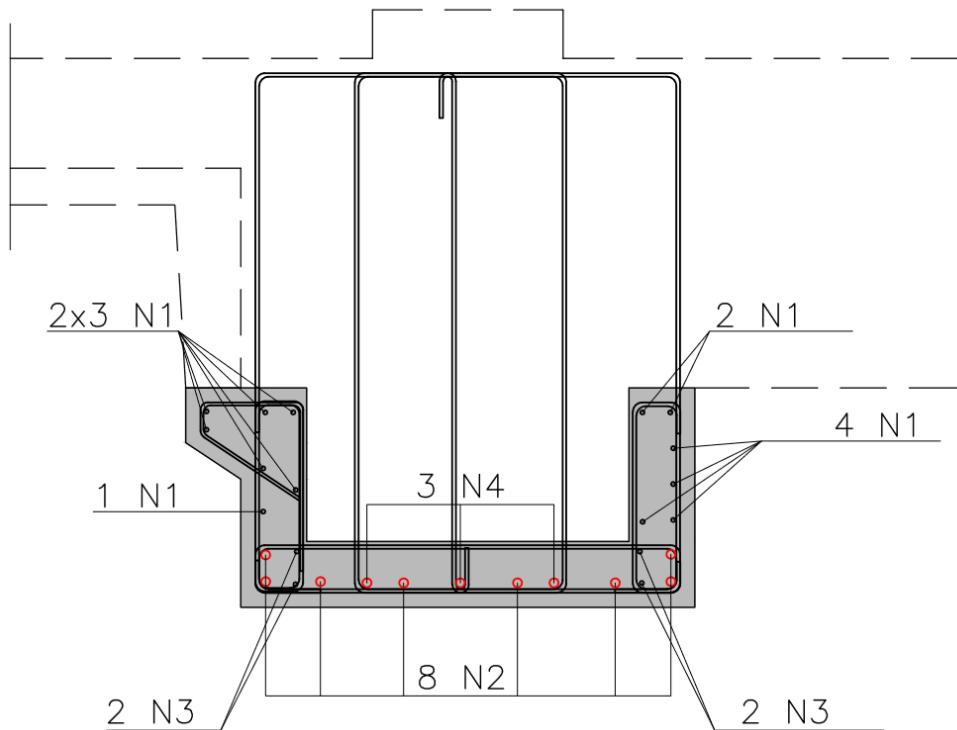


Figura 147: Armaduras longitudinais inferiores dispostas na peça pré-moldada



Com relação ainda às armaduras longitudinais das fibras inferiores, é necessário que algumas delas sejam maiores do que o comprimento da peça, afim de que, com o arranque que fica disponível nas extremidades de cada uma das peças, seja possível garantir a monoliticidade da estrutura e a continuidade da viga longitudinal, através da adequada transferência de esforços de uma peça para a outra subsequente, a partir do momento em que o concreto moldado *in loco* ganhar resistência; neste caso, as barras N8 serão as empregadas para garantia da monoliticidade e transferência de esforços, enquanto que as barras N4 serão limitadas às extremidades da viga. A possibilidade de que nem todas as barras tenham que chegar aos apoios se deve ao fato de que o momento positivo, que é máximo no meio do vão, vá diminuindo em direção à seção dos apoios, na qual o momento negativo atinge seu valor máximo. Na Figura 148, a seguir, notam-se as diferenças entre as barras N4 e N8.

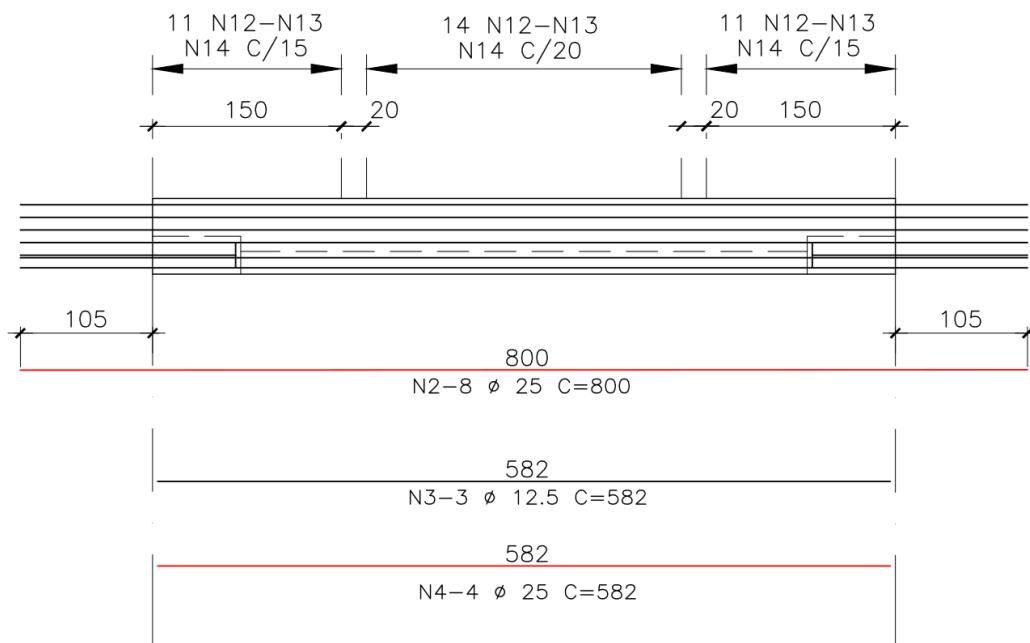


Figura 148: Armaduras longitudinais, em destaque as barras N4 e N8

Nota-se que as barras N2 e N4, assim como as das outras posições que serão mostradas mais adiante, atendem aos critérios de espaçamento exigidos pelo capítulo 18 da norma NBR6118:2014 - Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimentos; critérios estes que são definidos em função de valores mínimos e máximos de acordo com a finalidade da armadura, em função do diâmetro característico dos agregados graúdos empregados na dosagem do concreto e



também em função do diâmetro das próprias barras utilizadas. É de suma importância que estes critérios sejam atendidos a fim de que a peça seja adequadamente moldada e não apresente patologias locais ou globais posteriormente.

Outro fato notável é a busca por uma distribuição de armaduras que tenha a maior simetria possível pois, através dessa simetria, evita-se a indução de esforços na peça e na estrutura que poderiam surgir caso a distribuição fosse assimétrica. O caso se torna mais grave e vira um ponto crítico quando se faz uso de armaduras ativas (protensão) nas peças, uma vez que o ato da protensão por si só já induz esforços axiais na peça; caso a distribuição dos cabos e cordoalhas seja assimétrica, a protensão induziria também ao surgimento de esforços torsóres.

Além de armaduras que respondam à flexão e sejam tracionadas nas fibras inferiores da peça, devem ser posicionadas armaduras à flexão que sejam tracionadas nas fibras superiores, por conta da existência de momentos fletores negativos (que tracionam as fibras superiores) próximos aos apoios da viga após a união e consolidação das peças pré-moldadas através da concretagem *in loco* das fases posteriores de concretagem. Contudo, na peça pré-moldada a armadura de flexão das fibras superiores deve ser o suficiente para atender somente até a fase que foi chamada de "segunda fase construtiva", que é aquela em que as diferentes peças pré-moldadas encontram-se biapoiadas e devem resistir ao material da concretagem da canaletas. Antes da concretagem das canaletas, é possível alocar-se uma maior quantidade de barras nas fibras superiores que se destinem a resistir esforços de flexão negativos das etapas posteriores. Na Figura 149 nota-se a existência de 4 barras de 12,5 mm de diâmetro responsáveis pela resposta aos momentos negativos, totalizando portanto $4,9 \text{ cm}^2$ de área de aço, posicionadas junto às fibras superiores da peça, sendo então suficientes para as duas primeiras fases construtivas. Assim como as barras dos momentos positivos, aqui as barras também devem chegar aos apoios, extrapolando o comprimento das vigas, para garantir a adequada transferência de esforços de um elemento ao outro; nota-se isso na Figura 150.

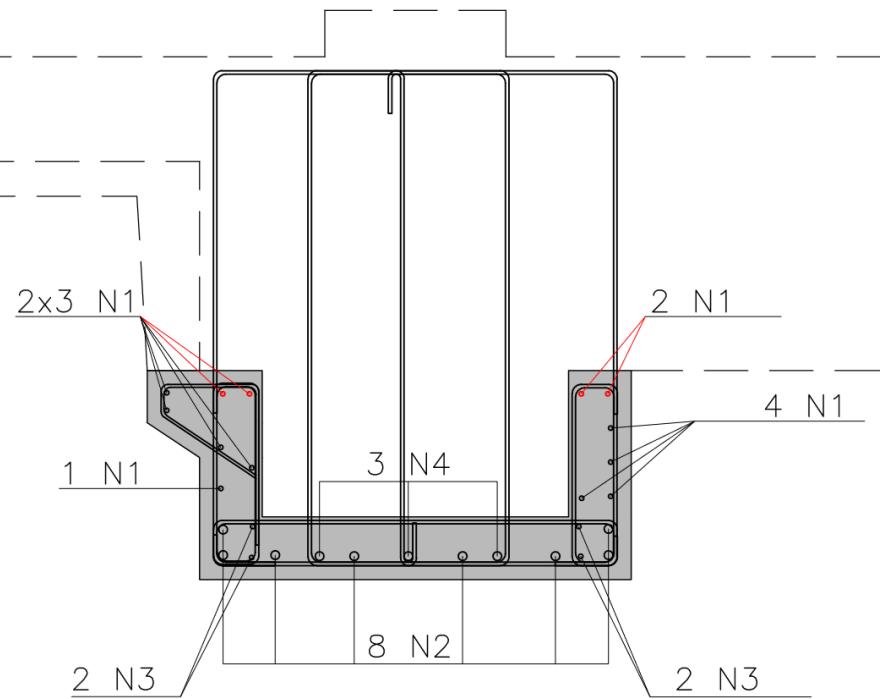


Figura 149: Armaduras longitudinais inferiores dispostas na peça pré-moldada

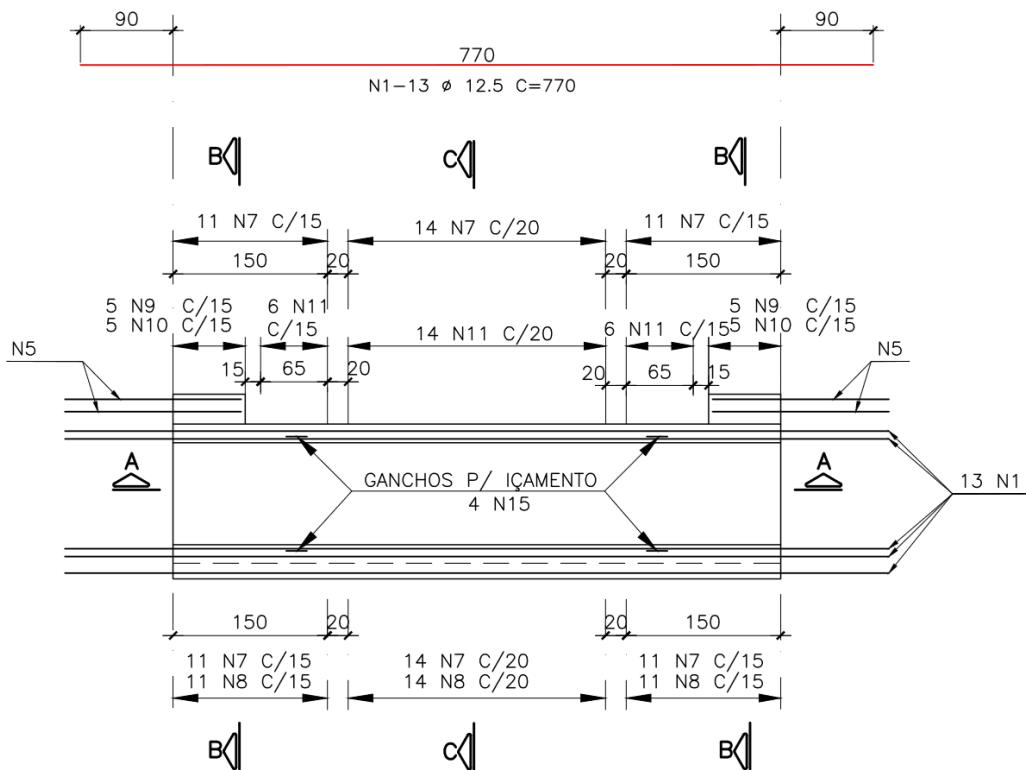


Figura 150: Detalhe da barra N1

Ainda em termos de armaduras longitudinais dispostas na peça pré-moldada, tem-se as armaduras de pele, ou armaduras de costura, cuja principal função é a minimização da fissuração da peça por esforços axiais de



tração. Estas armaduras encontram-se representadas na Figura 151 pelas barras N1 dispostas ao longo das faces externas da peça. Além de barras N1 alocadas nas faces externas, há outras barras N1 e N3 com finalidade construtiva, servindo como armaduras de suporte para o adequado funcionamento de outras armaduras. Nota-se na Figura 152 que as barras N3 não se unem às armaduras de outras peças na região do apoio por terem finalidade exclusivamente construtiva.

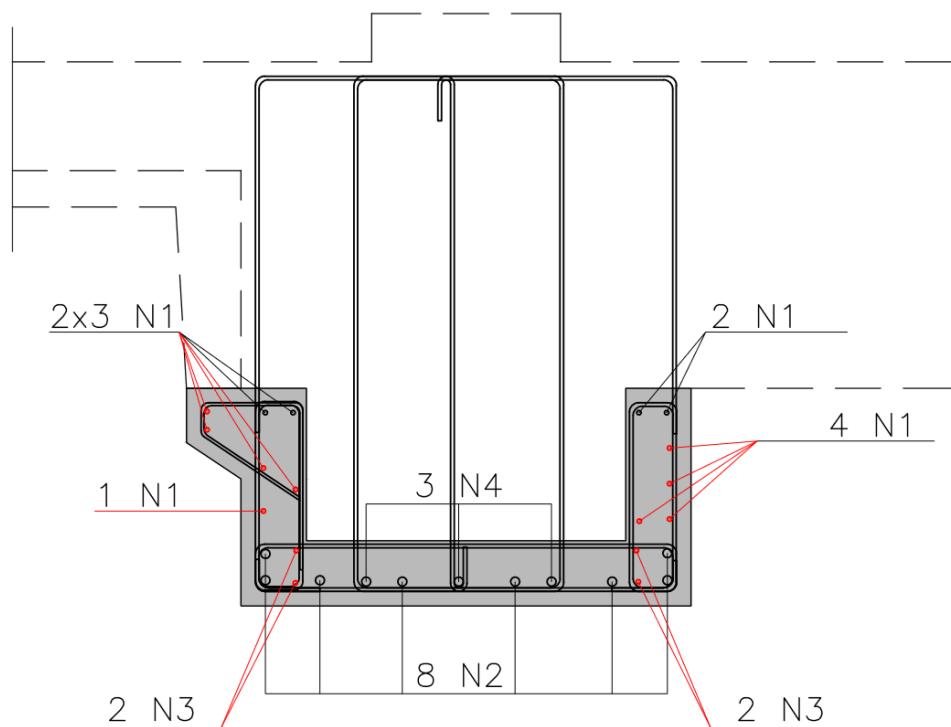


Figura 151: Armaduras longitudinais de pele (costura) e construtivas

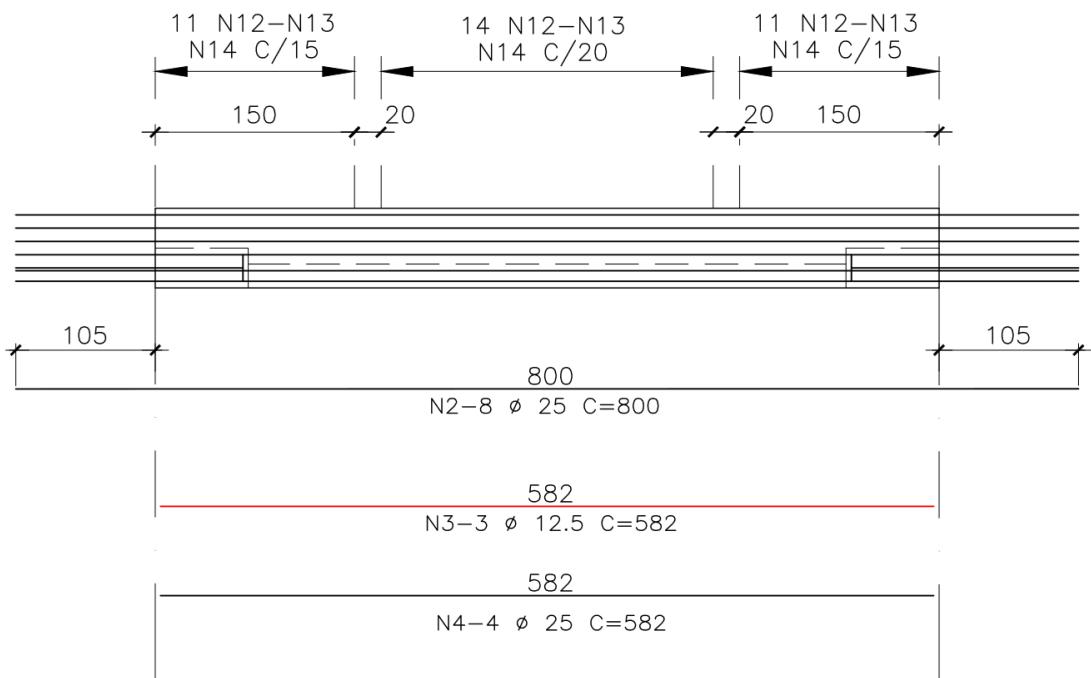


Figura 152: Armaduras construtivas N3

Nas extremidades da peça em estudo há abas que são responsáveis por suportar a placa suporte da praça de defensas. Ao longo dessas abas a há barras cuja finalidade é suportar o momento gerado pelo peso próprio da placa antes da consolidação desta ao restante da estrutura, identificadas com a posição N5, e barras de finalidade construtiva, identificadas com a posição N6. Na Figura 153 é possível notar-se a posição das barras N5 e N6 dentro da seção transversal da peça estudada, enquanto na Figura 154 e na Figura 155 destacam-se as barras N5 e N6 quanto ao posicionamento no sentido longitudinal da peça.

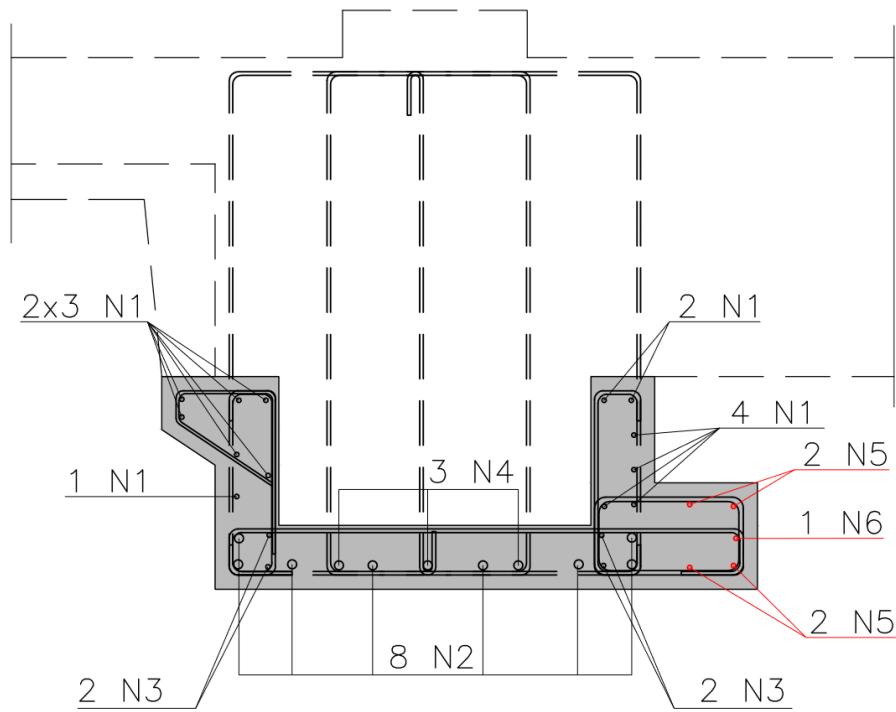


Figura 153: Armaduras longitudinais na região de apoio da placas das praças de defensas

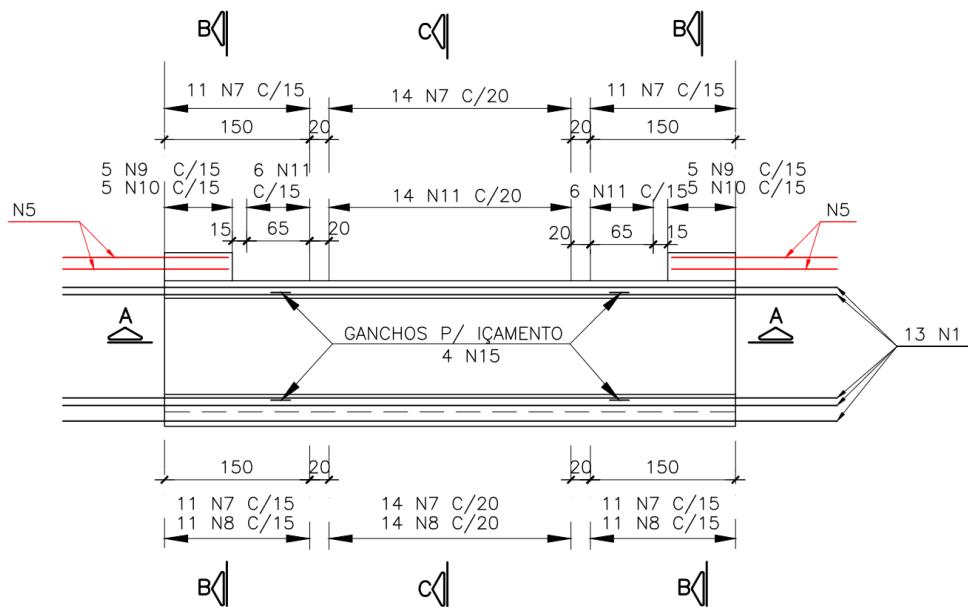


Figura 154: Armaduras longitudinais na região de apoio da placas das defensas

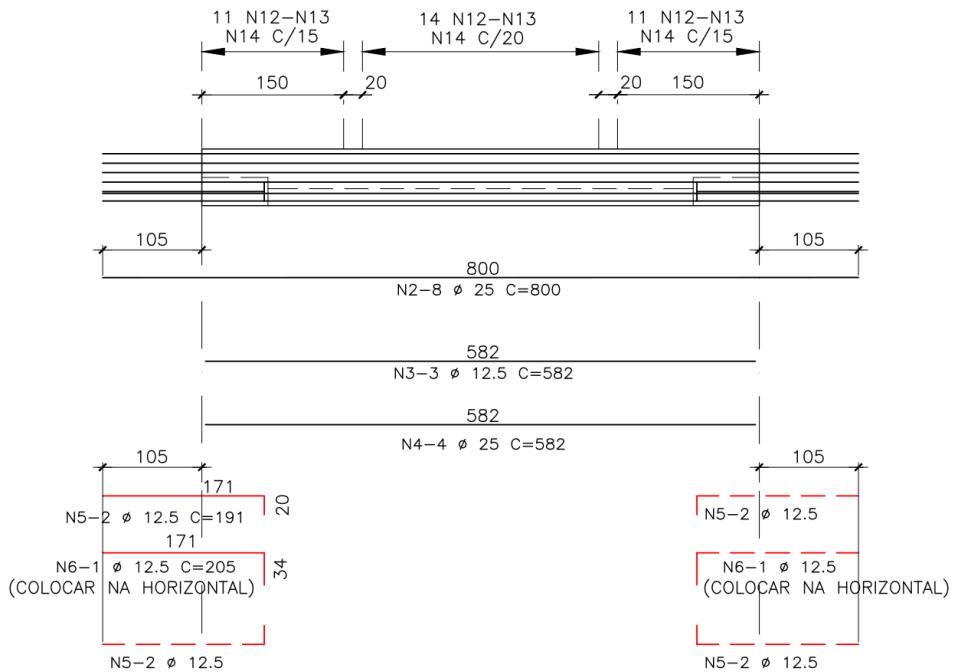


Figura 155: Armaduras longitudinais na região de apoio da placas das praças de defensas

10.1.2. Armaduras transversais: peça pré-moldada

As principais armaduras transversais da viga considerando sua fase operacional já devem ser corretamente montadas e posicionadas na peça pré-moldada. Na Figura 156 estas armaduras encontram-se identificadas pelas posições N12, N13 e N14.

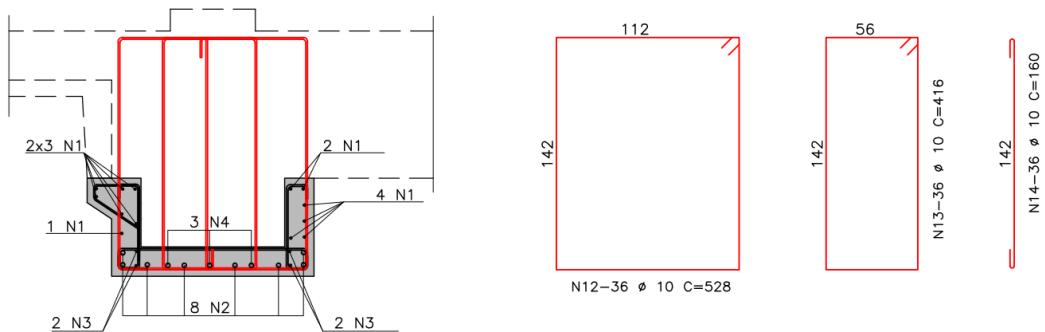


Figura 156: Armaduras transversais principais

As armaduras da posição N13 são as responsáveis pela resistência aos momentos torsóres, calculados em tópico anterior. Sendo necessários $4,5 \text{ cm}^2$ por metro linear de viga para o atendimento adequado aos esforços provenientes da torção do elemento, e sendo as barras N13 de 10 mm de diâmetro, ao alocá-las a cada 15 centímetros longitudinalmente obtém-se uma



taxa de 5,2 cm²/m, o que supera os 4,5 cm²/m necessários[‡] para o atendimento à fase operacional.

As barras N12 e N14 complementam as armaduras transversais principais. Conforme cálculos previamente demonstrados, na fase operacional são necessários 16,8 cm²/m de armadura, portanto quatro ramos de armaduras (N12 e N13) de 10 mm de diâmetro a cada 15 cm seriam suficientes para atender aos 16,8 cm²/m, pois representariam 20,9 cm²/m, contudo, a norma NBR6118:2014 impõe para o caso em estudo um espaçamento transversal máximo para os estribos; sendo este valor de 15 cm, deu-se a necessidade de alocação de mais uma barra, N14, complementarmente às barras N12 e N13.

Na Figura 157 nota-se que próximo aos apoios o espaçamento longitudinal das barras identificadas pela posições N12, N13 e N14 se dá conforme os cálculos aqui apresentados, mas na região do meio do vão o espaçamento aumenta. Isso se deve ao fato de que as cortantes se reduzem no meio da vão, o que propicia esse espaçamento longitudinal maior, que permite economia de recursos sem afetar a segurança estrutural do empreendimento.

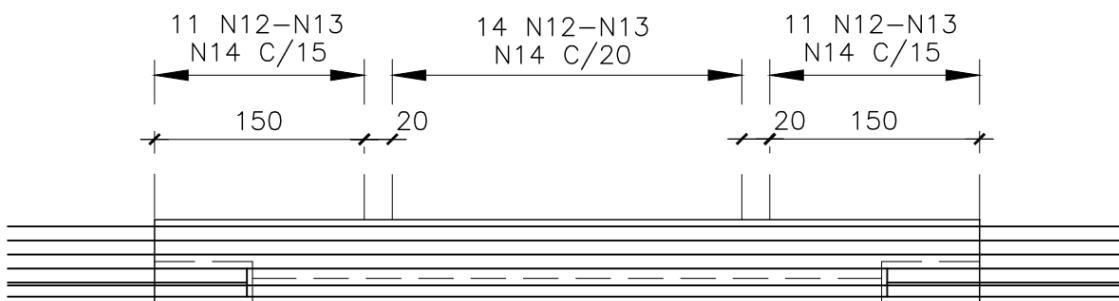


Figura 157: Distribuição longitudinal das armaduras transversais principais

Ainda em se tratando de armaduras transversais, tem-se aquelas que podem ser chamadas de secundárias, embora sejam tão importantes quanto as demais.

Tem-se entre tais armaduras aquelas aqui identificadas pela posição N7, com 10 mm de diâmetro, que são responsáveis, junto com as barras N12 pela resposta aos esforços provenientes do cisalhamento durante as duas primeiras fases analisadas. A forma com que essa barra é dobrada é definida de tal

[‡] Considerando um único ramo por tratar-se da resistência a momentos torsores.



forma que se possa garantir seu adequado funcionamento em conjunto com as barras N12, pois, uma vez que a posição N7 não se constitui de um estribo fechado, deve-se garantir a adequada ancoragem da barra N7 à barra N12. Na Figura 158 tem-se a posição transversal das barras N7, e na Figura 159 a distribuição longitudinal que, como se nota, acompanha a distribuição das barras N12.

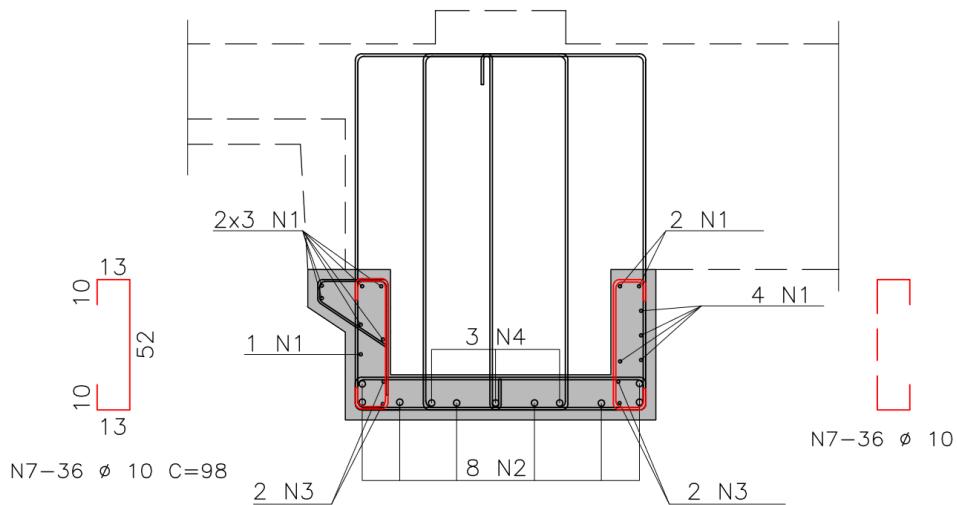


Figura 158: Posicionamento transversal das barras N7

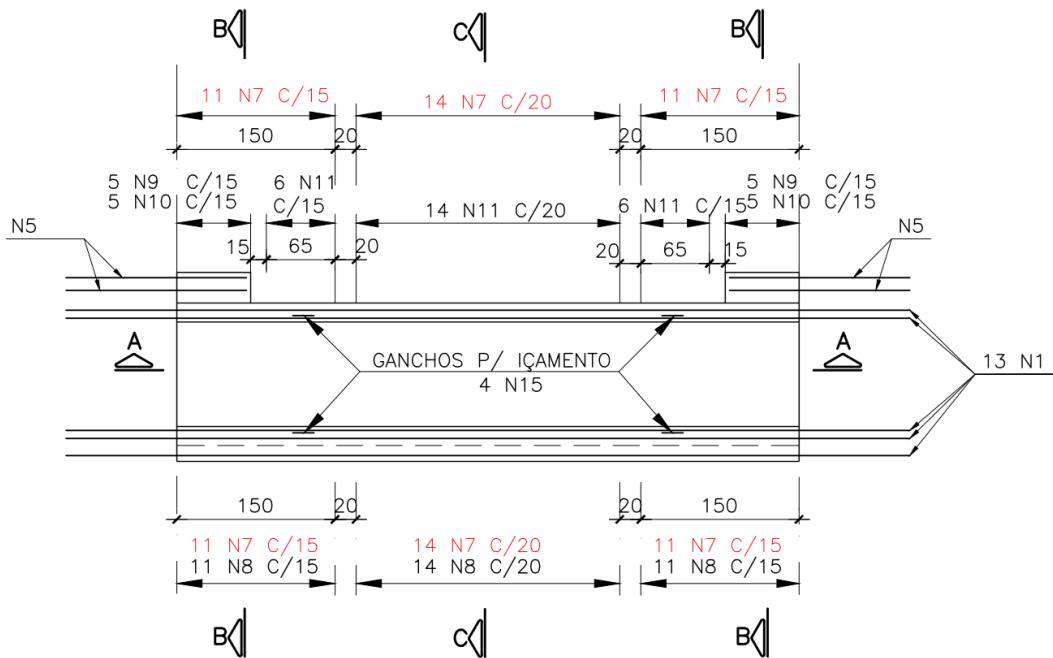


Figura 159: Distribuição longitudinal das barras N7

Há na peça pré-moldada duas abas, uma maior que corre ao longo de toda a peça e que é responsável por dar suporte às lajes pi enquanto simplesmente apoiadas sobre as vigas longitudinais, antes de serem



adequadamente consolidadas à estrutura; e outra, já mencionada, junto às extremidades, responsável por suportar as placas das praças de defesa em situação idêntica à mencionada para as lajes pi. É de suma importância que sejam previstas e corretamente calculadas e detalhadas armaduras transversais responsáveis pela transmissão do esforços provenientes do apoio dessas peças sobre a viga longitudinal. Na Figura 160 identificam-se por N8 as armaduras que transmitem esforços provenientes do apoio das lajes pi e por N9 suas análogas para as placas das praças de defesa; na Figura 161 destacam-se as distribuições longitudinais destas armaduras.

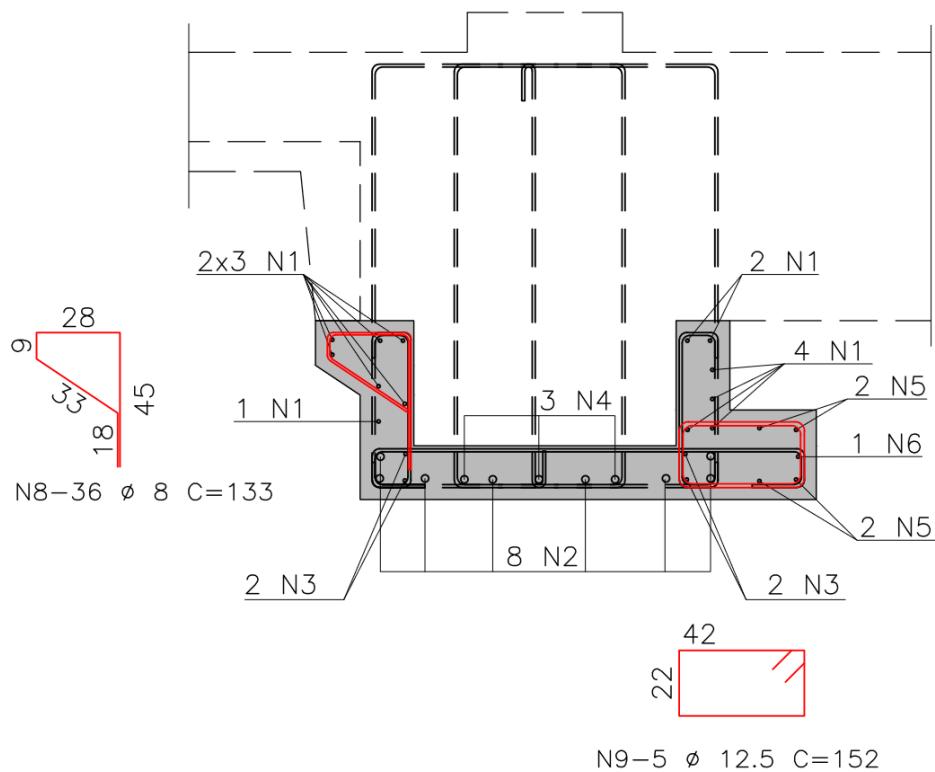


Figura 160: Posicionamento transversal das barras N8 e N9

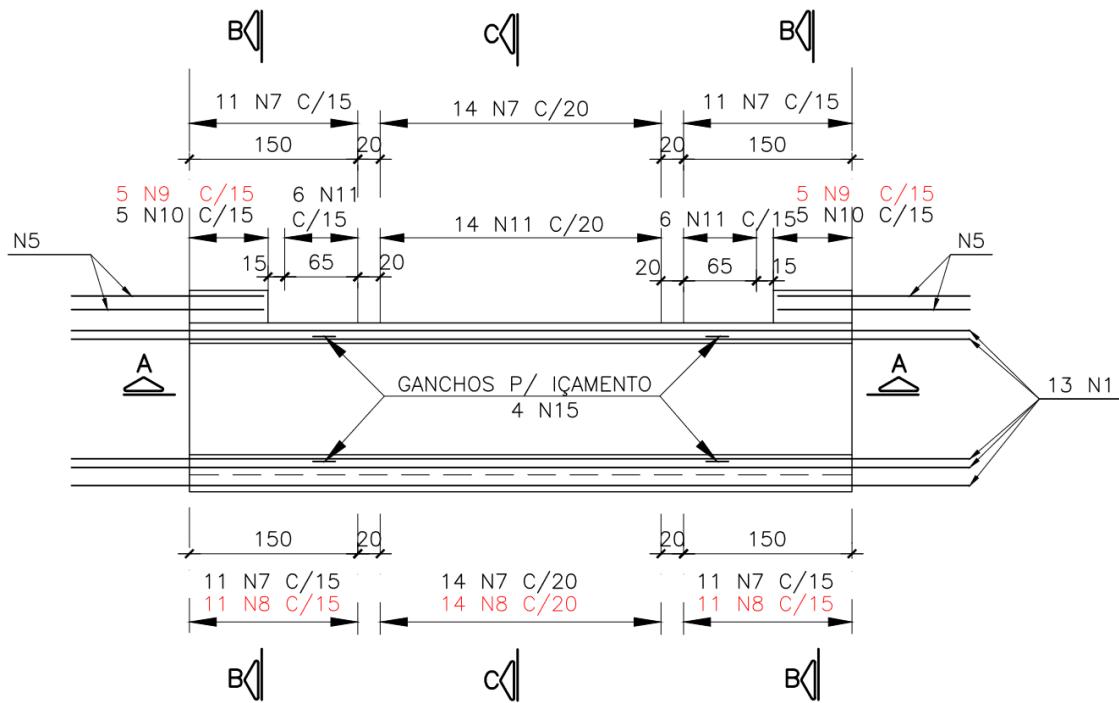


Figura 161: Distribuição longitudinal das barras N8 e N9

No que tange às armaduras transversais, tem-se ainda as armaduras identificadas pelas posições N10 e N11. São armaduras essenciais enquanto as peças pré-moldadas encontram-se simplesmente apoiadas sobre as bolachas das estacas, pois impedem o surgimento de fissuras na face superiores do maciço horizontal da peça pré-moldada. Na Figura 162 destaca-se a posição de N10 transversalmente, e na Figura 163 a posição transversal de N11; na Figura 164, destacam-se as distribuições longitudinais de N10 e N11.

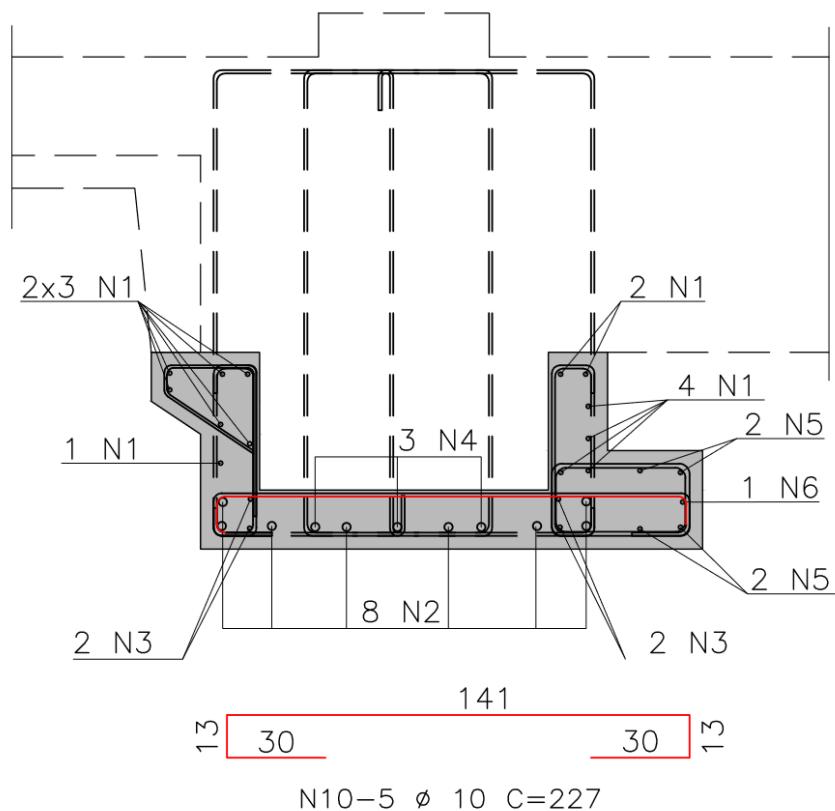


Figura 162: Posicionamento transversal das barras N10

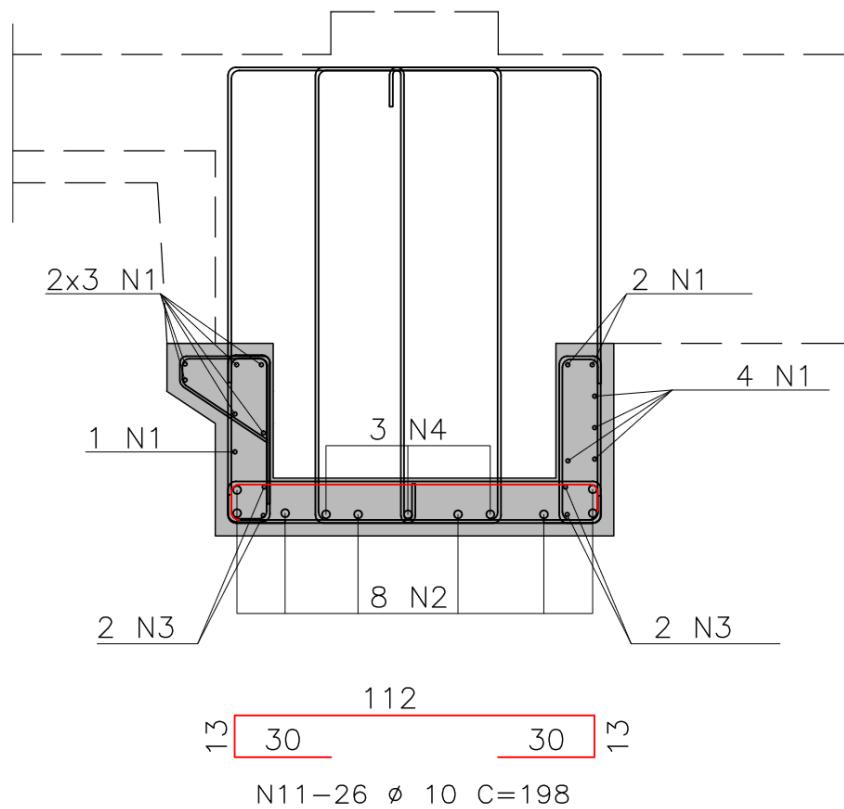


Figura 163: Posicionamento transversal das barras N11

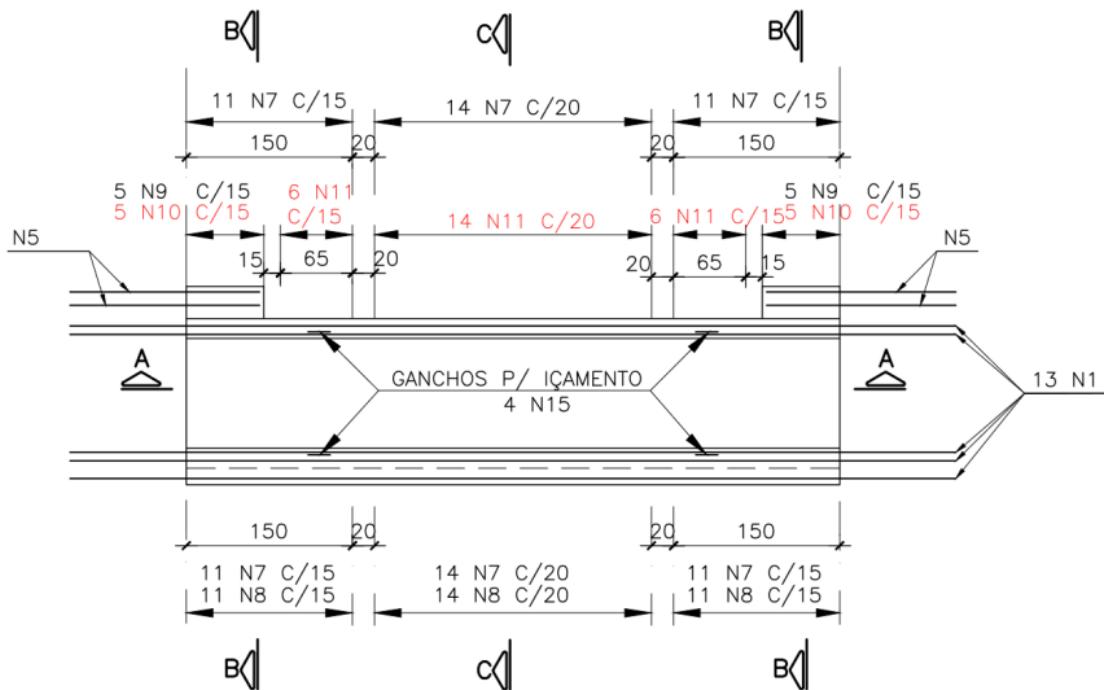


Figura 164: Distribuição longitudinal das barras N10 e N11

10.1.3. Armaduras auxiliares: peça pré-moldada

Para o içamento da peça pré-moldada devem ser previstas, calculadas e detalhadas alça de içamento, tais como as da Figura 165, cujo posicionamento na peça pré-moldada encontra-se em destaque na Figura 166.

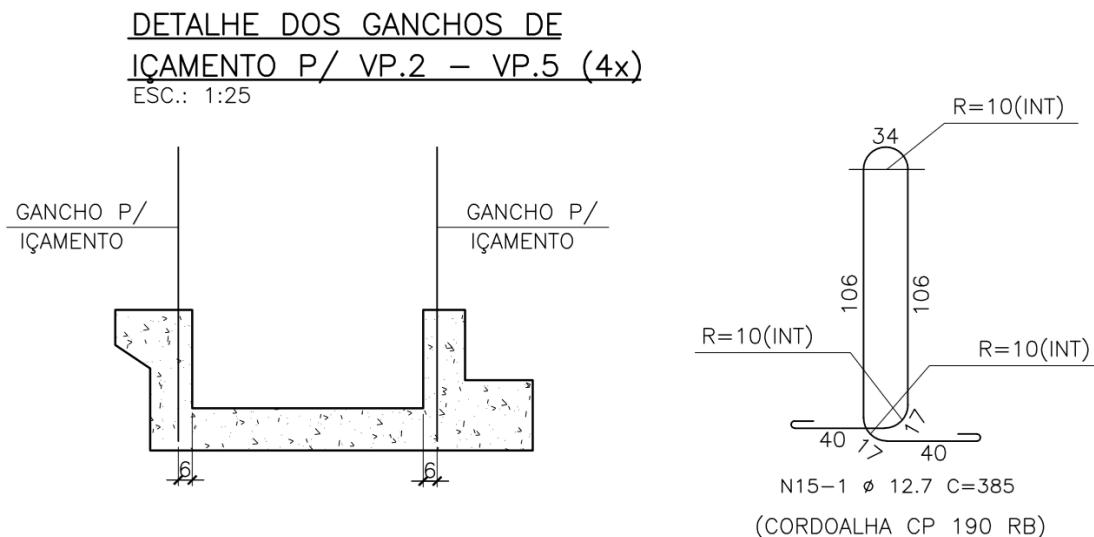


Figura 165: Detalhamento das alças de içamento da peça pré-moldada

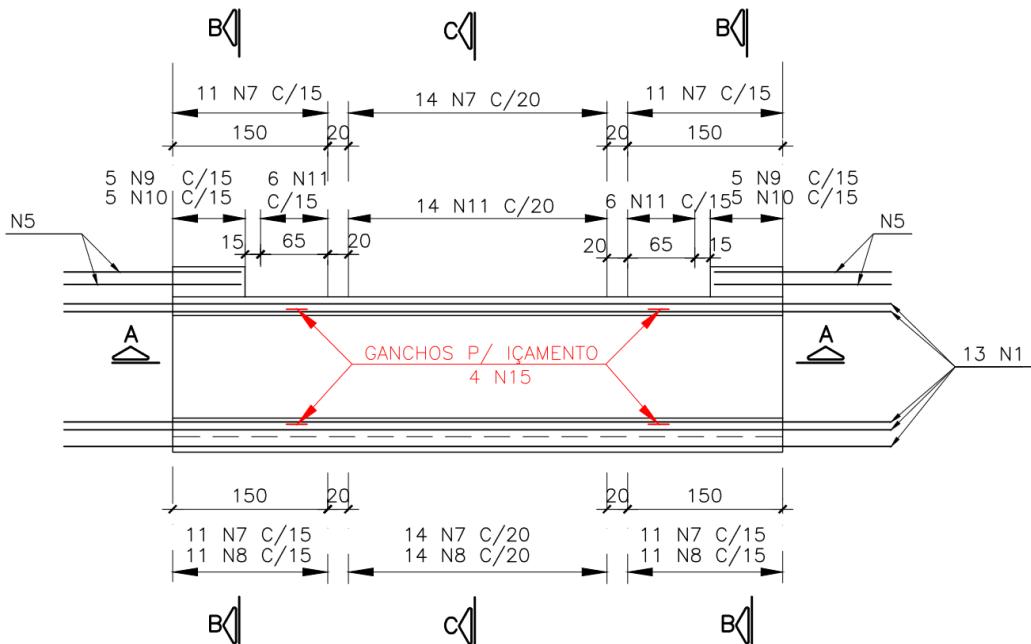


Figura 166: Posicionamento das alças de içamento da peça pré-moldada

É importante salientar que as alças de içamento devem ser constituídas por cordoalhas e não por barras. Sendo de cordoalhas, tem maior capacidade de deformação e acomodação de esforços provenientes de içamentos assimétricos ou não conformes com o que foi projetado.

10.1.4. Armaduras longitudinais e transversais: segunda fase de concretagem in loco

Na segunda fase de concretagem, que consiste na concretagem das canaletas formadas pela disposição da peças pré-moldadas ao longo de um eixo longitudinal comum, devem ser posicionadas novas armaduras na viga longitudinal que virá a se formar. Devem ser acrescidas barras junto às fibras inferiores que responderão pelos momentos negativos, enquanto que junto às fibras superiores outras barras responderão aos momentos negativos.

Quanto ao momento negativo, é nesta fase que devem ser adicionadas as armaduras necessárias para o atendimento aos momentos negativos calculados na terceira etapa de análise do faseamento construtivo.

De acordo com o que se calculou anteriormente, são necessários 23,9 cm² de aço nas seções transversais dos apoios. Considerando que já existam 4 barras de 12,5 mm de diâmetro dentro da peça pré-moldada, com mais 6



barras de 20 mm de diâmetro atende-se ao valor necessário, com $23,8 \text{ cm}^2$; estas barras encontram-se destacadas e identificadas pela posição N16 na Figura 167.

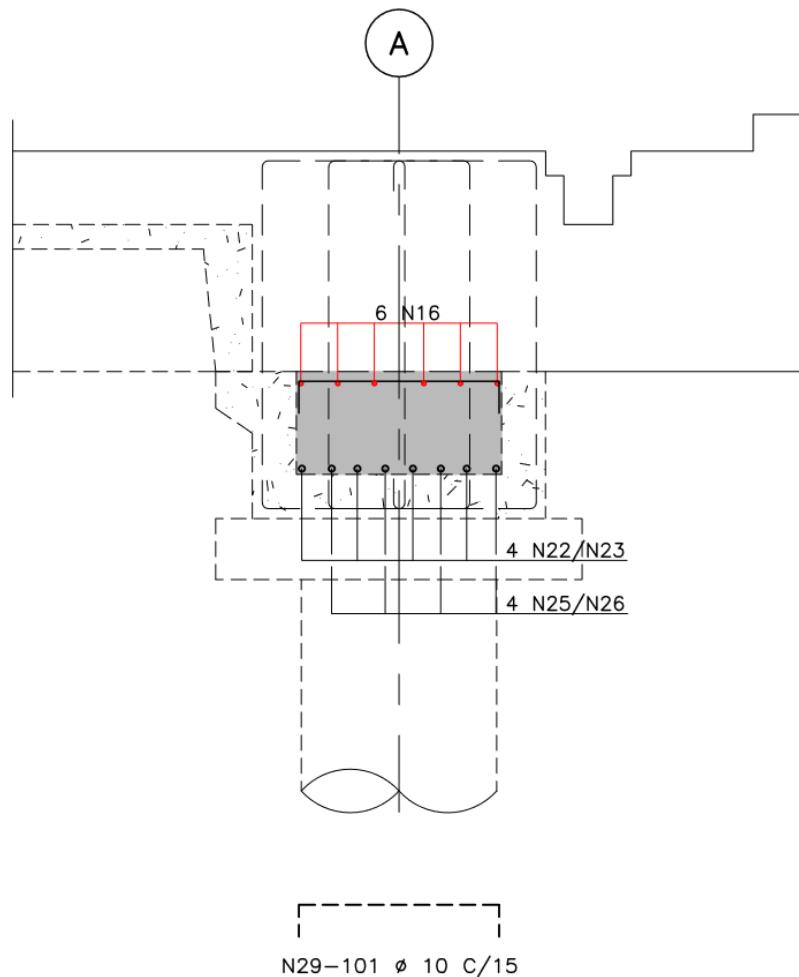


Figura 167: Armaduras adicionadas na segunda fase de concretagem

10.1.5. Armaduras longitudinais e transversais: terceira fase de concretagem *in loco*

Antes da concretagem da terceira fase devem ser alocadas armaduras longitudinais e transversais à peça.

Destacam-se as armaduras longitudinais superiores, responsáveis pela resposta aos momentos fletores negativos da quarta e última etapa da análise do faseamento construtivo, destacadas e identificadas na Figura 168 pela posição N15, conferindo um total de $29,5 \text{ cm}^2$ através de 6 barras de 25 mm de diâmetro, valor que ultrapassa o mínimo necessário de $25,8 \text{ cm}^2$.

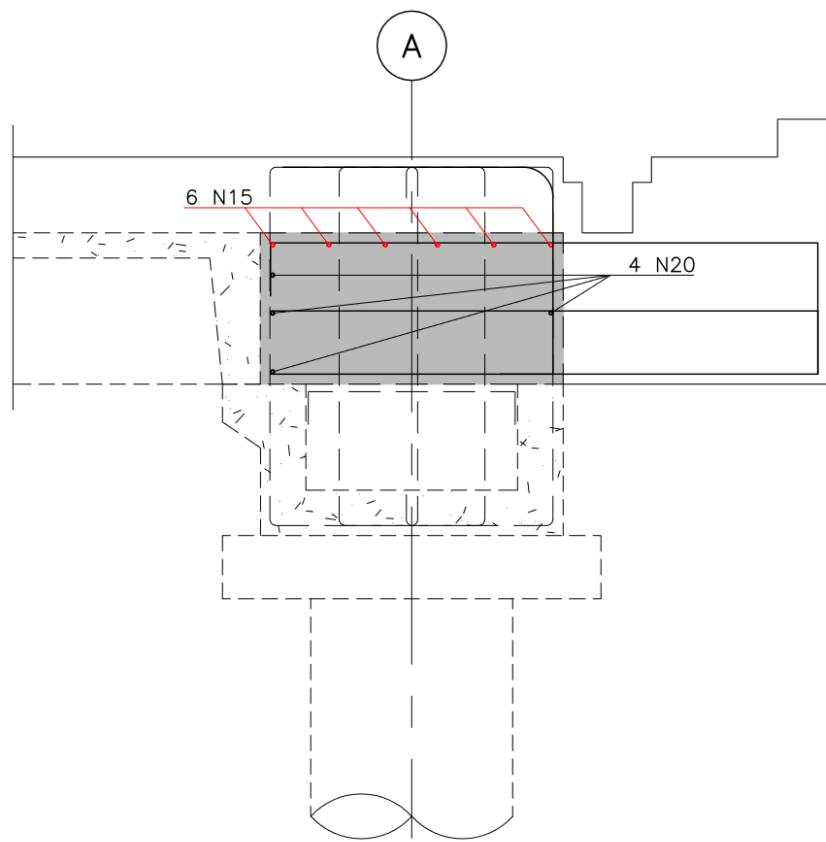


Figura 168: Armaduras longitudinais adicionadas na terceira fase de concretagem

Merecem destaque também as armaduras transversais responsáveis por resistir aos momentos fletores que surgirão na região do píer que fica em balanço com relação à seção transversal e pela transmissão dos esforços provenientes da praça das defensas nas regiões em que estas forem instaladas, destacadas e identificadas na Figura 169 pelas posições N31 e N53.

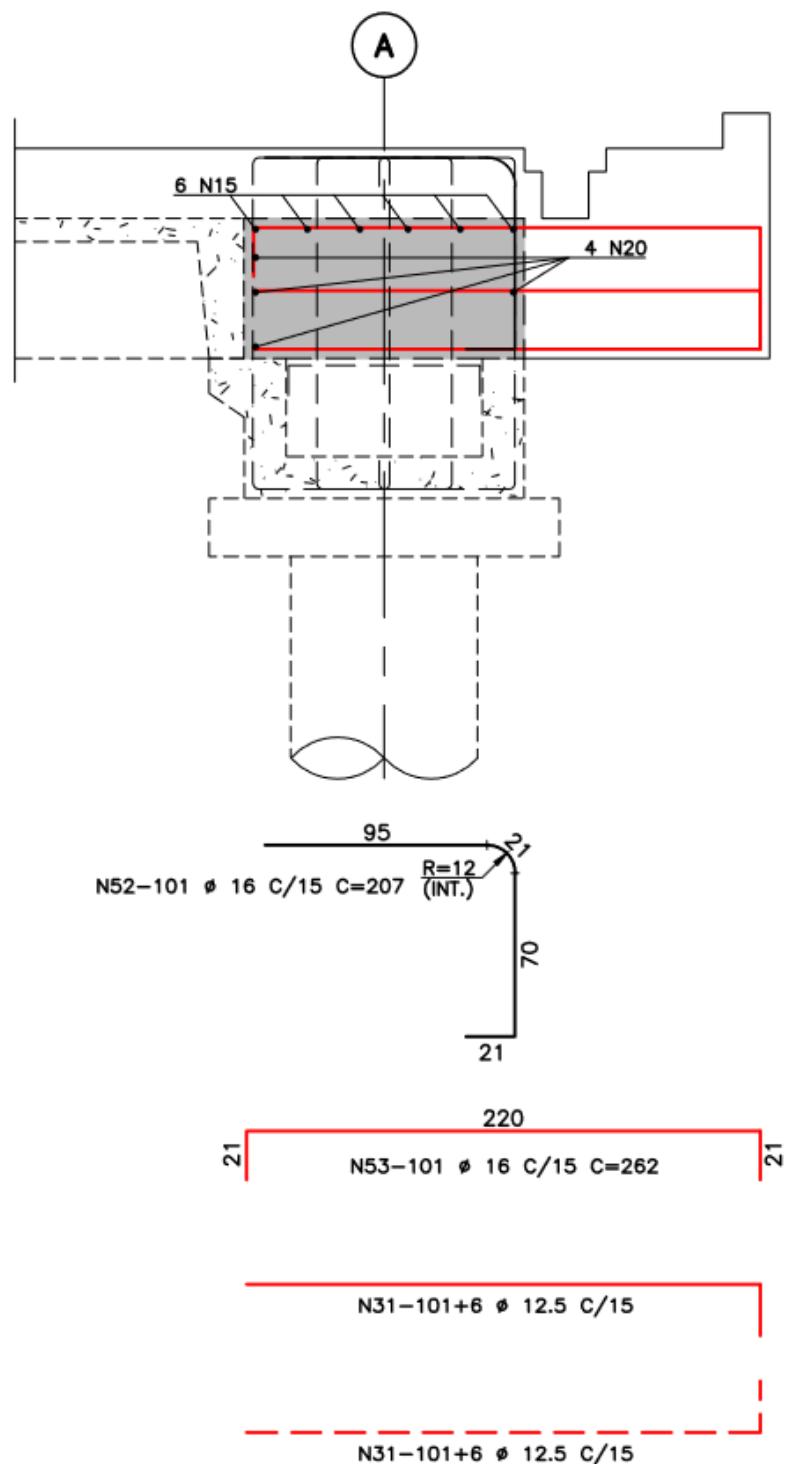


Figura 169: Armaduras transversais adicionadas na terceira fase de concretagem

10.1.6. Armaduras longitudinais e transversais: quarta fase de concretagem in loco

Nesta fase devem ser adicionadas as armaduras longitudinais que responderão aos momentos negativos junto aos apoios durante a fase



operacional do empreendimento estudado. Sendo necessários 26,7 cm² de aço, atende-se esse valor com 9 barras de 20 mm de diâmetro (28,3 cm²), identificadas pelas posições N4/N5, N7 e N10/N11 na Figura 170, a seguir.

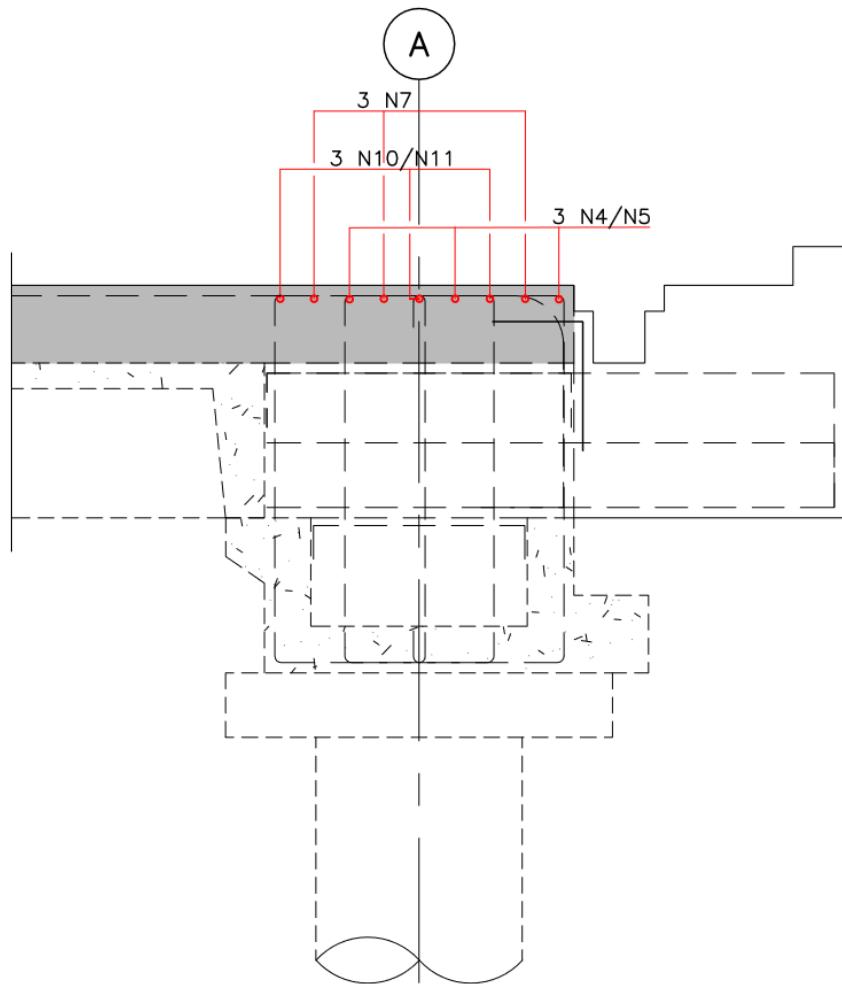


Figura 170: Armaduras longitudinais adicionadas na quarta fase de concretagem

10.1.7. Armaduras longitudinais e transversais: quinta e sexta fases de concretagem in loco

Nestas últimas fases, as armaduras que devem ser adicionadas são aquelas previstas, dimensionadas e detalhadas para a adequada resistência e transmissão dos esforços provenientes das praças de defensas e dos trilhos sobre os quais o aparelho descarregador Siwertell será operado. Na Figura 171 e na Figura 172 indicam-se as armaduras adicionadas na quinta e na sexta fase de concretagem, respectivamente.

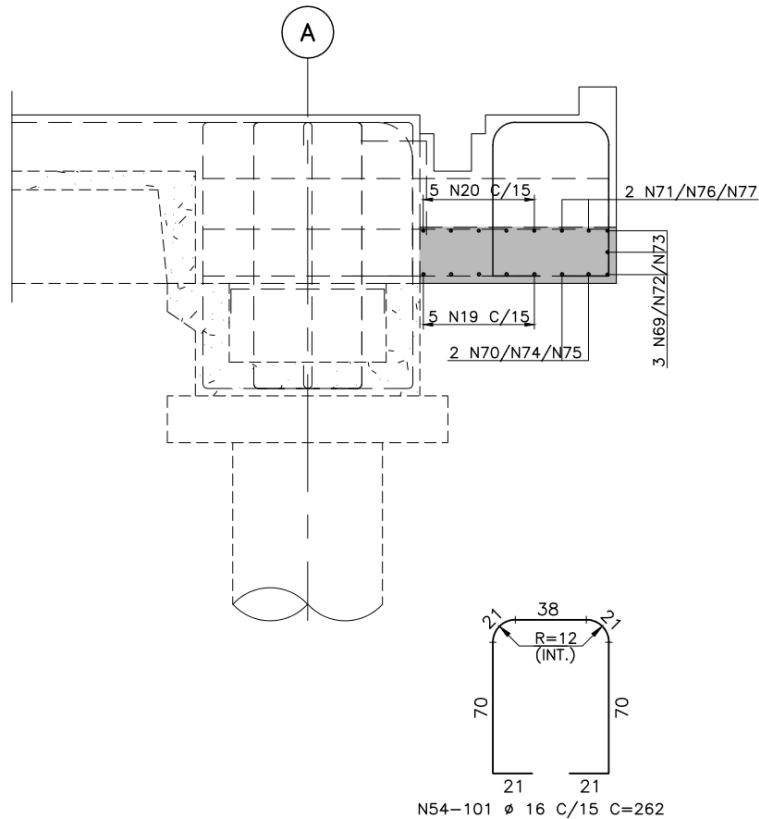


Figura 171: Armaduras adicionadas na quinta fase de concretagem

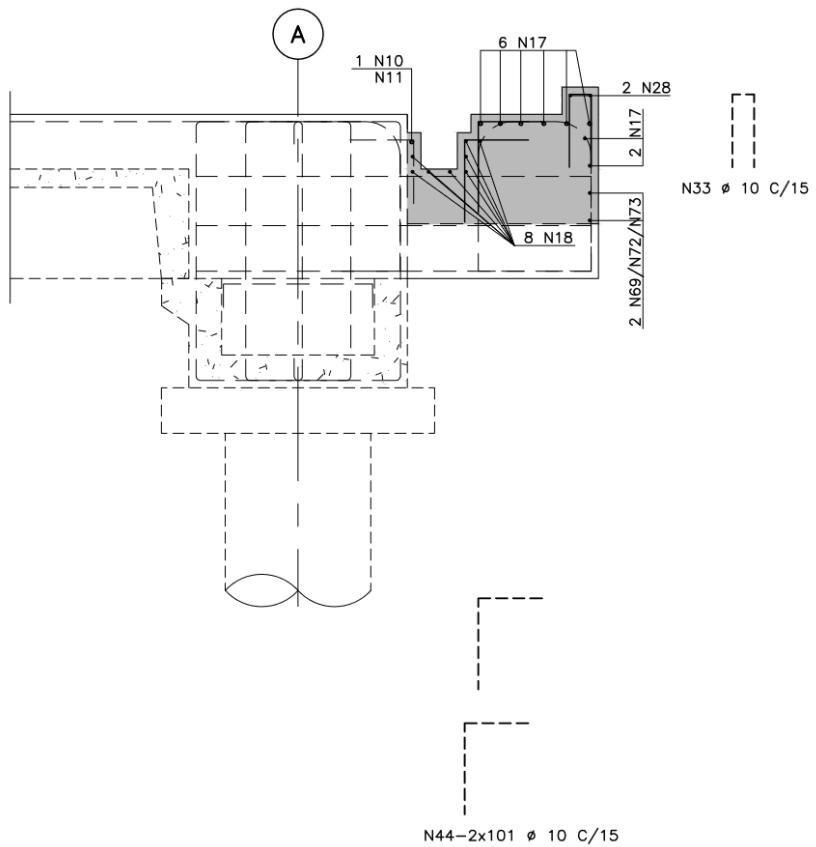


Figura 172: Armaduras adicionadas na sexta fase de concretagem



10.2. Pontos críticos

De acordo com o primeiro princípio básico da concepção: é fundamental visualizar o caminhamento das cargas; desde o ponto de aplicação até a fundação. Isso porque, ao analisarmos esses caminhamentos, é possível observar pontos críticos que exigem detalhamentos específicos de armadura. Esses pontos críticos podem ser tanto relativos a regiões de introdução de cargas, como de mudança de direção do eixo da estrutura, furos e descontinuidades, emendas, ancoragens, conexão pré-moldado à estrutura, locais de concentração de carga nas lajes e outros.

Focando em obras portuárias, os principais pontos críticos que podem ser aqui elencados são:

- “storm-lock”;
- batentes;
- cabeços de amarração;
- placas para macaqueamento do descarregador;
- praças de defensas;
- conexão da estaca com a estrutura;
- “tie-down”;
- conexão da viga-cavalete com as estacas inclinadas;

A seguir serão analisadas, para cada um dos pontos críticos elencados acima, as soluções de detalhamento usualmente escolhidas pela projetista.

10.2.1. “Storm-lock”

Escolhendo como exemplo de análise os “storm-locks”, supõe-se que num dia de ventos fortes a operação tenha que ser paralisada e o descarregador Siwertell, utilizado para o descarregamento das barcaças tenha que ser paralisado.

Quando da determinação da paralisação desses equipamentos, eles devem ser travados na plataforma por um dispositivo chamado “storm-lock”, ilustrado na Figura 173, que consiste num pino que se insere numa concavidade existente na plataforma operacional do píer de tal forma que esse



pino impeça a movimentação involuntária do descarregador ao longo do trilho, tal como detalhado na Figura 174.

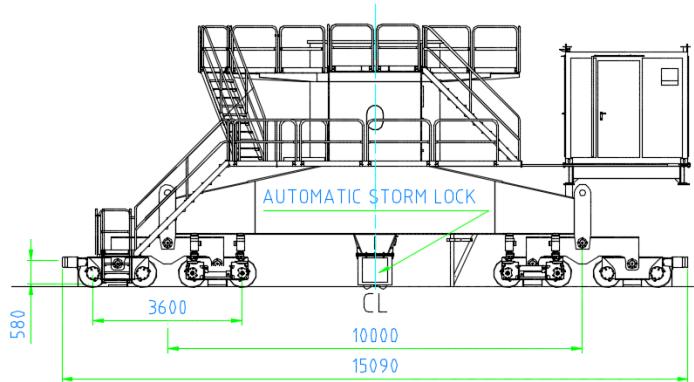


Figura 173: "Storm-lock" do descarregador Siwertell

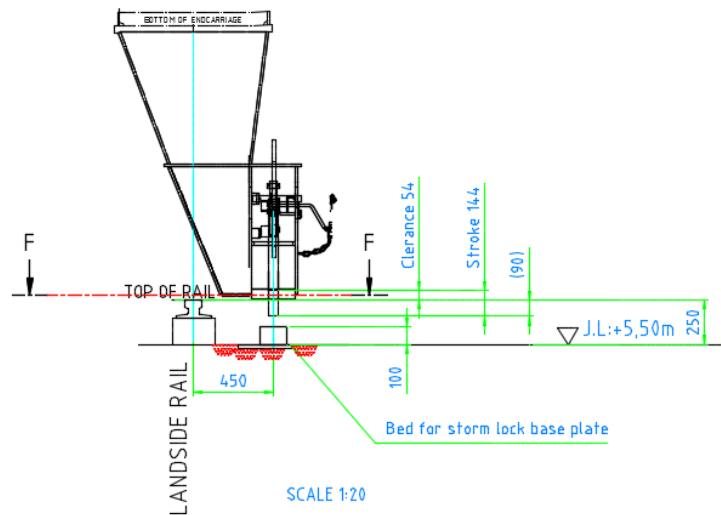


Figura 174: Detalhe do funcionamento do "storm-lock"

É essencial que a região em torno da concavidade na qual o "storm-lock" deve ser inserido nessas ocasiões extremas seja adequadamente estudada e analisada. É uma região de descontinuidade do tabuleiro típico da plataforma (furo de laje) e assim, as armaduras que a compõem devem ser projetadas e detalhadas de modo que suportem firmemente os esforços aos quais serão submetidas nessas situações atípicas, além da alteração local da armadura da laje.



10.2.2. Batentes, cabeços de amarração e placas para macaqueamento do descarregador

Ainda dentro do caso anterior utilizado como exemplo, suponha-se que o “storm-lock” não tenha sido acionado e que o descarregador fique livre para se movimentar ao longo dos trilhos. Nessa situação quem se torna responsável por limitar o movimento do descarregador, evitando inclusive que ele saia da plataforma e vá para o fundo do mar, são os batentes. A conexão destas peças com a estrutura deve ser adequada e armada a fim de suportar possíveis impactos de altíssima magnitude quando da ocorrência dessa solicitação durante a operação da plataforma.

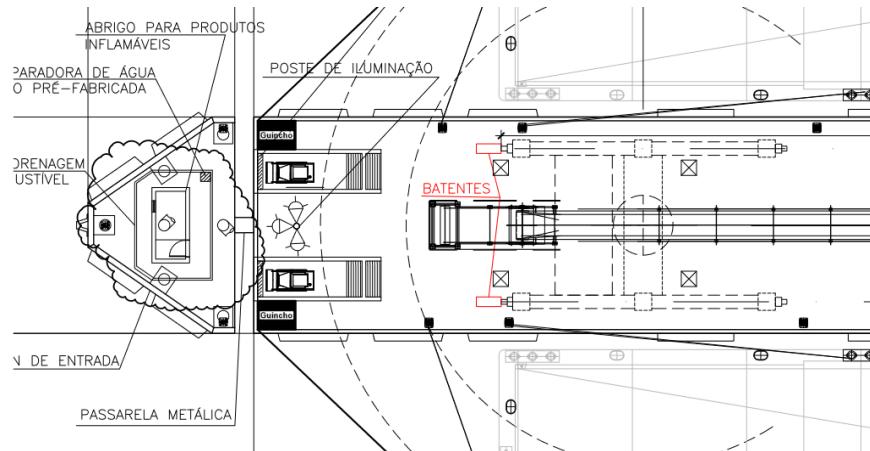


Figura 175: Batentes

Um batente adequadamente projetado e detalhado, numa situação hipotética como a descrita acima, pode até ser seriamente danificado e necessitar de reparos posteriores, mas impede que o descarregador continue a se movimentar livremente. Dessa forma, impede-se a perda de um equipamento cujo valor é da ordem de alguns milhões de dólares, chegando a, no caso de equipamentos ship-to-shore como os da figura, que carregam e descarregam contêineres, dezenas de milhões de dólares.



Figura 176: Equipamentos ship-to-shore em operação no Porto de Santos

Cargas ou forças concentradas, ou seja, que atuam em uma área relativamente pequena como é o caso do batente, geram esforços locais bastante significativos e dessa forma, tal como toda a estrutura, devem ser muito bem analisados. Para diminuir os custos com reforços locais, é usualmente adotado placas de base pequena para aproveitar as altas pressões admissíveis. Como pode ser observado na figura, o batente constitui-se de uma peça soldada a um elemento de ligação (a placa base) que é ancorada no concreto da estrutura por chumbadores. A força de impacto gerada pelo contato do descarregador é aplicada em apenas um lado do batente, essa força gera à estrutura esforços locais de tração e compressão na placa, desenvolvidos pelo momento binário produzido (força aplicada x excentricidade do ponto de aplicação) e de cisalhamento.

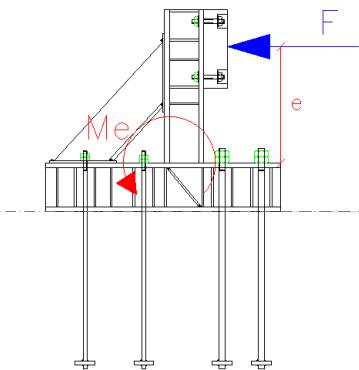


Figura 177 - Força de impacto no batente transferida à estrutura

Na região comprimida da placa, a transferência de carga se dá em uma área próxima da extremidade do chumbador onde se desenvolvem elevadas tensões de esmagamento. Essa pressão, ao se propagar pela peça estrutural,



dá origem a um sistema de tensões principais com componentes de tração e compressão transversal à direção da força, efeito conhecido como de “bloco parcialmente carregado”. Essas tensões principais, após uma certa profundidade, atuam na estrutura como uma distribuição plana de tensões. Na análise da estrutura, deve-se dar atenção particularmente aos esforços de fendilhamento, ou seja, à essas tensões transversais, pois estas devem ser absorvidas por armadura (LEONHARDT, 1977). Para simplificação da armadura, resume-se os esforços de fendilhamento em apenas duas direções e dessa forma, dispõe-se em projeto a armadura apenas nestas direções (malhas de armadura soldadas seriam particularmente adequadas).

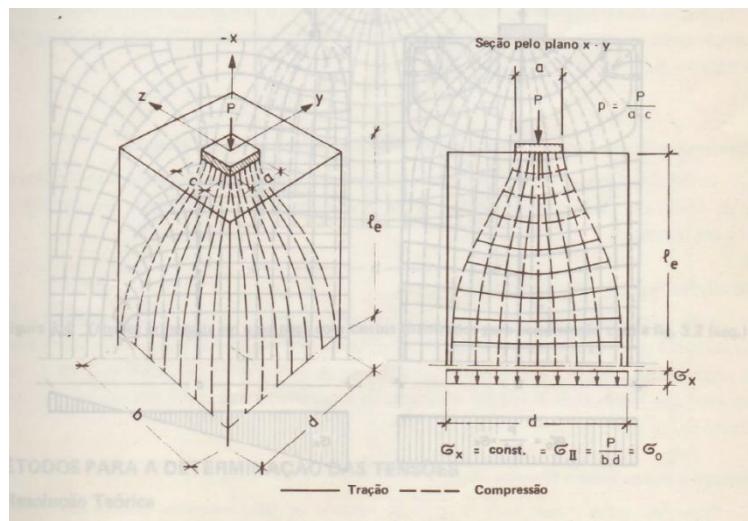


Figura 178 - Desenvolvimento das tensões principais em uma peça de concreto sob ação de uma carga concentrada (LEONHARDT, 1977)

Já na região de tração da placa, admite-se que as tensões de tração são resistidas tanto pelo próprio chumbador (ancorado mecanicamente pela cabeça) como pela cunha de concreto armado desenvolvida. Dessa forma, dois cálculos devem ser realizados. O primeiro cálculo leva em consideração a ruptura do chumbador por tração e assim, determina-se a seção transversal necessária de aço dos chumbadores. Já o segundo cálculo leva em consideração a ruptura da cunha de concreto. Nesse modo de ruptura, ocorre o arrancamento de uma superfície irregular aproximadamente cônica, que se inicia na cabeça do chumbador e se estende até o topo do concreto (ângulo proposto de 45°), como mostrado na figura (MEIRA, 2005).

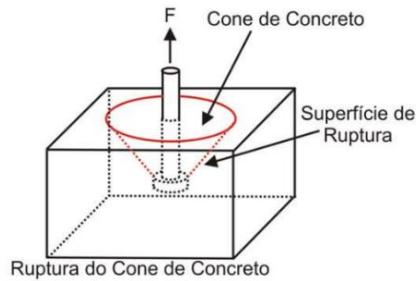


Figura 179 - Ruptura da cunha de concreto

O arrancamento desse cone ocorre quando as tensões de tração ultrapassam a resistência à tração do concreto. Sendo assim, deve-se prever armaduras adequadas nessas regiões, tanto de tração (na direção da força), quanto transversais para ancoragem da armadura de tração (podendo ser em ganho, em laço, etc).

Em relação aos esforços de cisalhamento, a transferência de carga se dá no trecho inicial do chumbador embutido no concreto, por aderência mecânica, como pode ser observado na figura abaixo. Também por se tratar de ancoragem pré-instalada, acredita-se que o embutimento do chumbador no concreto juntamente com a malha de aço disposta seja suficiente para resistir aos esforços de cisalhamento.

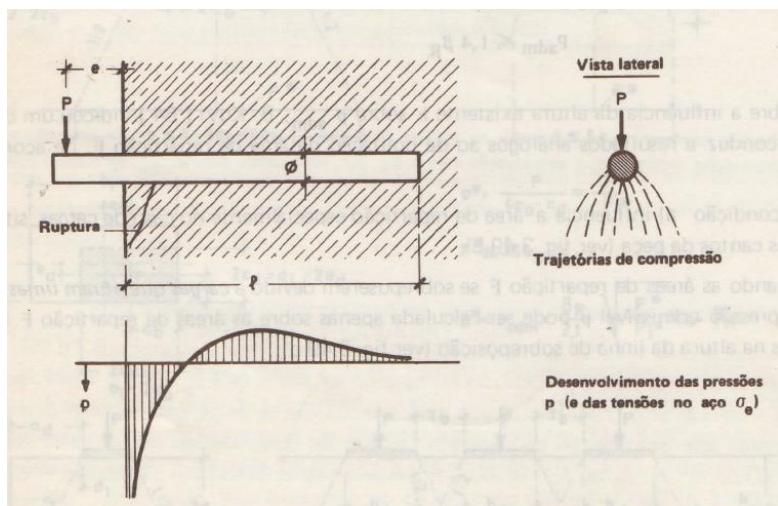


Figura 180 – Pressões junto a um chumbador embutido em uma peça de concreto (LEONHARDT, 1977)

Esse mesmo mecanismo de transferência de cargas observado para os batentes pode ser encontrado durante solicitação do cabeço de amarração, também ancorado na estrutura por uma placa base e chumbadores. Sendo assim, as mesmas considerações realizadas para o batente devem ser



tomadas no detalhamento da estrutura na região do cabeço, como pode ser observado na figura a seguir. Deve-se lembrar que como é previsto angulação nos cabos de amarração (de 30° máximos), ambos chumbadores poderão ser solicitados tanto à tração quanto à compressão.

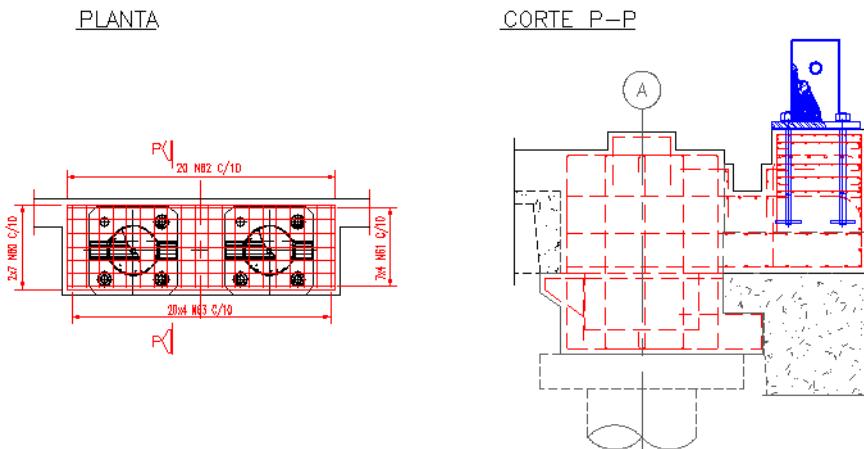


Figura 181 - Detalhe da armadura adicional de reforço do cabeço

O macaqueamento do descarregador é necessário nas ocasiões de manutenção dos trucks (por exemplo, troca ou reparo dos pneus). Cada truck possui entre rodas uma área para posicionamento do macaco, como destacado na figura. Por também se tratar de uma carga concêntrica, são previstas placas na estrutura para que haja propagação favorável das tensões de compressão produzidas durante operação. Dessa forma, deve-se também prever armadura transversal necessária na estrutura para que esta resista ao efeito de bloco parcialmente carregado discutido anteriormente.

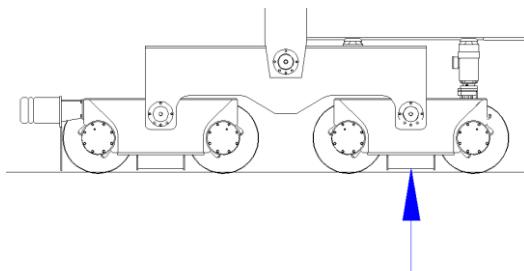


Figura 182 - Indicação do local para posicionamento do macaco para operação de reparo do truck do descarregador



10.2.3. *Conexão da estaca com a estrutura e praça de defensas*

Mudanças de direção do eixo de uma estrutura provoca mudanças significativas na direção dos esforços internos, e dessa maneira, seus detalhamentos devem ser analisados mais cuidadosamente. Podem ser exemplificadas como regiões na estrutura que possuem mudanças de direção do eixo a conexão da estaca com a estrutura e a praça de defensas. Por se tratarem de esforços diferentes, o detalhamento de cada uma das peças estruturais será analisado separadamente a seguir.

10.2.3.1. *Praça das defensas*

O caso da praça das defensas é um caso típico de nó de pórtico ortogonal com esforço solicitante de momento negativo. Nesse caso, segundo estudos de Nilssom realizados com utilização de elementos finitos, a mudança dos esforços internos provoca tensões de tração externa, na direção diagonal. Dessa forma, a armadura do banzo situada no lado externo deve ser detalhada com raio de dobramento suficientemente grande para evitar que a pressão devido à mudança de direção das barras da armadura cause fendilhamento do concreto. Quando se adotam diâmetros pequenos para os pinos de dobramento, é necessário adotar também armadura adicional de fendilhamento (LEONHARDT, 1978), como representado na figura abaixo.

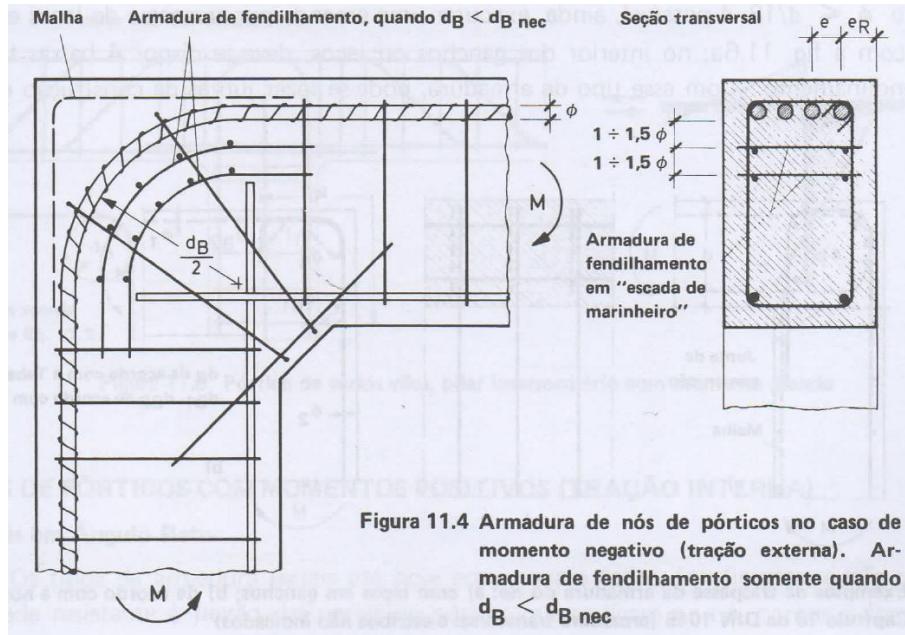


Figura 11.4 Armadura de nós de pórticos no caso de momento negativo (tração externa). Armadura de fendilhamento somente quando $d_B < d_{B\ nec}$

Figura 183 - Armadura de nós de pórticos no caso de momento negativo (LEONHARDT, 1978)

De modo geral, deve-se evitar a emenda das barras do banzo em nós de pórticos, próximos ao canto. Contudo, como se trata de conexão do pré-moldado do paramento com a estrutura moldada in loco, a emenda das barras se faz necessária. É possível, nesse caso (apenas para moderadas porcentagens de armadura), executar emenda por traspasse de laços em gancho. Quando detalhada a emenda, deve-se ainda adicionar barras transversais para resistir aos esforços de fendilhamento.

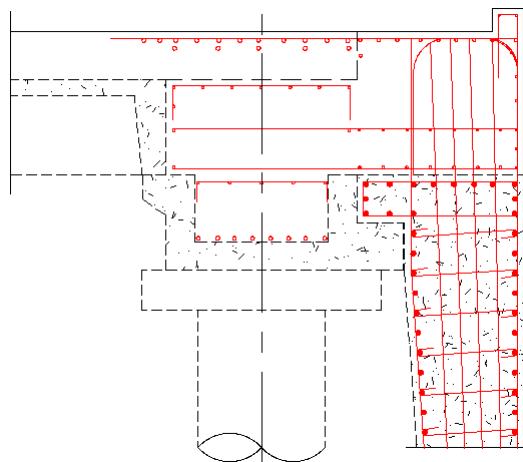


Figura 184 - Detalhamento da conexão do paramento das defensas com a estrutura proposto pela projetista



10.2.3.2. Conexão da estaca com a viga

Assim como os paramentos das defensas, a transferência de carga da viga para a estaca também é um caso típico de nó de pórtico, como já discutido. É possível observar na figura abaixo um detalhamento proposto encontrado em literatura, e outro adotado pela projetista.

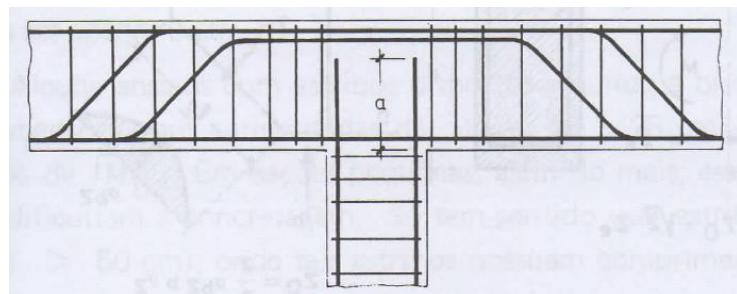


Figura 185 - Detalhamento proposto para nó de pórtico de pilar e estaca intermediária
(LEONHARDT, 1978)

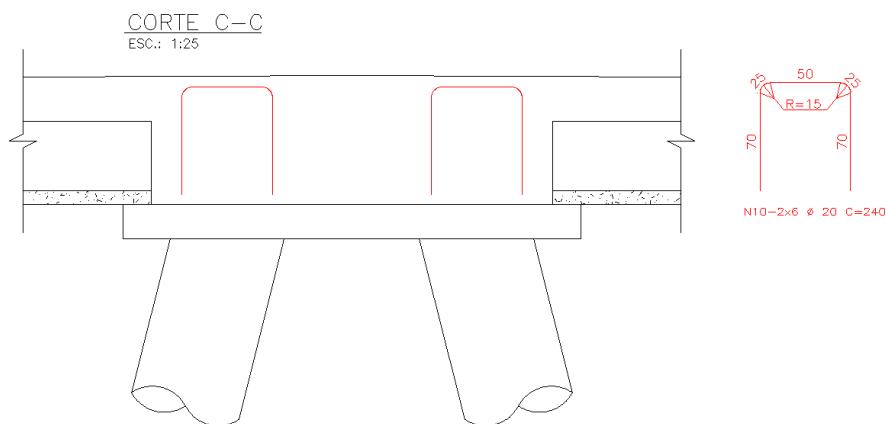


Figura 186 – Armadura adicional de nó de pórtico para conexão estaca inclinada e viga-cavalete transversal proposta pela projetista

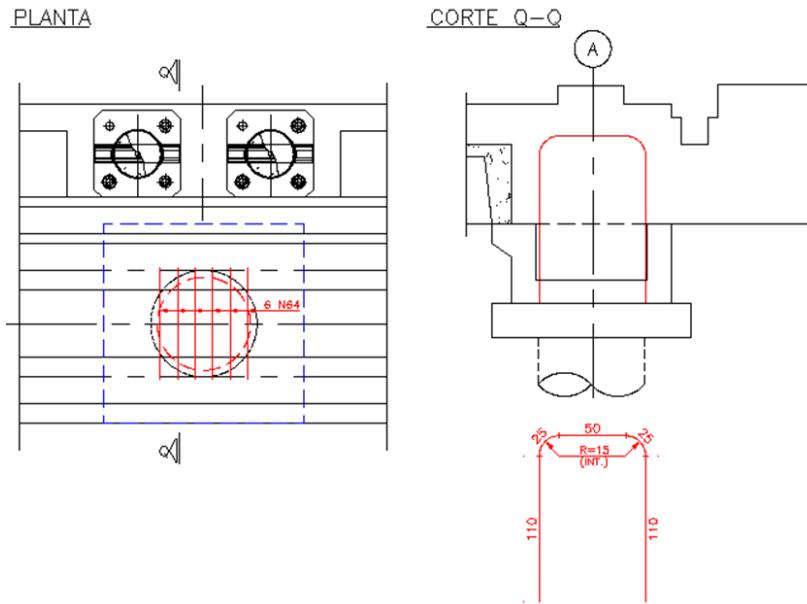


Figura 187 - Armadura adicional de nó de pórtico para conexão estaca vertical e viga longitudinal proposta pela projetista

10.2.4. Conexão da viga cavalete com as estacas inclinadas

Além do mecanismo de transferência de carga de nó de pórtico promovida pela conexão da viga cavalete transversal com as estacas inclinadas, esta região também recebe introdução de flexão (gerado pelo momento binário desenvolvido pelos esforços de tração de uma estaca e de compressão concomitante de outra), e dessa maneira, necessita de reforço local. Abaixo, observa-se o esquema de introdução de flexão seguido pelo detalhamento de armadura adicional proposto pela projetista.

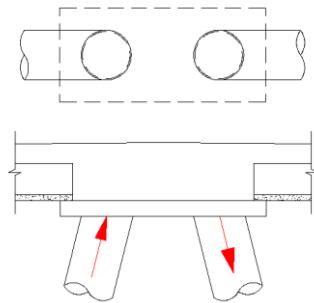


Figura 188 - Esquema de introdução de flexão na viga-cavalete das estacas inclinadas

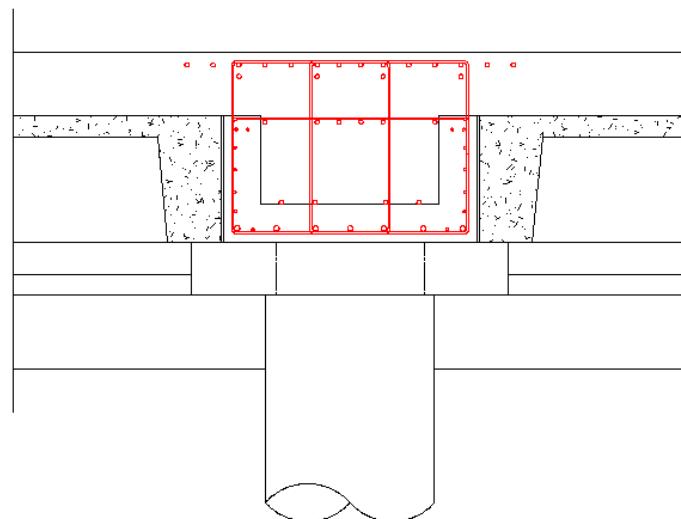


Figura 189 - Croqui do detalhamento proposto pela projetista



11. ESTUDO DE PAVIMENTAÇÃO E DRENAGEM DA RETROÁREA

A pavimentação e a drenagem da retroárea de um porto necessitam de uma análise cuidadosa, pois podem representar uma parcela relativamente importante dentro dos custos globais do projeto, além da influência significativa no desempenho da operação local. No presente estudo foi calculado, para retroárea do porto em questão, um pavimento intertravado de concreto pelo método da *Portland Cement Association* (PCA) de 1984 e verificado através de análise mecanística. Foi realizada uma breve análise sobre os principais tipos de instrumentação de campo para levantamento de bacias deflectométricas, diferenciando-os quanto a carga aplicada, natureza (dinâmica ou estática) e vantagens e desvantagens de cada equipamento. O objetivo principal é a calibração “in loco” dos parâmetros assumidos no dimensionamento.

Adicionalmente foi realizado um dimensionamento de uma estrutura de pavimento pelo método proposto por John Knapton, supondo-se que a retroárea fosse trafegada somente por *Straddle Carriers*. Este dimensionamento foi realizado a título de ilustração, a fim de demonstrar uma possível análise para o pavimento dada uma situação diferente da apresentada no porto estudado.

Por fim, foi idealizado e dimensionado o traçado de uma rede de drenagem e caixas coletoras de óleo, em parte da retroárea, a fim de coletar a vazão proveniente das chuvas para um período de retorno de 50 anos.

11.1. Dimensionamento da pavimentação

De maneira geral, em obras de engenharia civil, pode-se definir que o pavimento é uma superestrutura constituída por um sistema de camadas de espessuras finitas, assentadas sobre o terreno de fundação, considerado um semi-espacô infinito e designado subleito. Suas principais funções são resistir e distribuir ao subleito os esforços verticais e controlar os deslocamentos verticais para melhorar as condições de rolamento quanto a comodidade e segurança e resistir aos esforços horizontais de forma a tornar a superfície de rolamento mais durável.



Terminais portuários modernos normalmente requerem grandes áreas pavimentadas para movimentação de cargas e veículos. Seguramente a construção de um pavimento inadequado irá trazer, cedo ou tarde, um impacto negativo nas operações do terminal, seja tanto na eventual paralisação das atividades, quanto nos custosos reparos e manutenções.

As implicações financeiras de um erro na escolha do tipo de estrutura de pavimento a ser implantada e/ou em seu projeto podem ser muito significativas. Caso um pavimento seja sub-dimensionado, sua vida útil chegará ao fim mais rapidamente que o previsto e os custos de recuperação poderão ser ainda maiores do que os de sua construção. Por outro lado, caso um pavimento seja super-dimensionado o seu custo de implantação leva a um gasto de capital desnecessário, que pode inviabilizar outros investimentos.

No presente estudo optou-se por utilizar uma estrutura de pavimento de blocos pré-moldados intertravados de concreto, devido à sua ampla utilização em retroáreas portuárias, seu custo moderado e sua facilidade de manutenção. De acordo com a Instrução de Projeto 6 (IP-06) de 2004 do município de São Paulo o pavimento com blocos pré-moldados representa uma versão moderna e com grandes aperfeiçoamentos dos antigos calçamentos, efetuados com blocos de cantaria (paralelepípedos), notando-se evolução destacada na forma, em planta, dos blocos e no seu processo de fabricação.

HALLACK (1998) descreve que as peças pré-moldadas de concreto têm se firmado como uma forma bem sucedida de revestir áreas portuárias e terminais de carga. São duráveis e rígidas como as placas e concreto, tendo, ao mesmo tempo, a flexibilidade associada aos pavimentos asfálticos. São pequenas e espessuras de maneira que não ocorrem trincas por tração na flexão, como por exemplo, no caso de corners de containers. Em caso de recalques, as peças podem ser retiradas e recolocadas em período curto de tempo. Uma vez intertravadas, as peças formam uma superfície homogênea, resistente e contínua capaz de distribuição de cargas.

Algumas das qualidades importantes do pavimento intertravado devem ser ressaltadas:



- Permitem a utilização imediata do pavimento;
- Impedem a transmissão e o aparecimento de eventuais trincas das camadas de base;
- Mantêm a continuidade do pavimento, mesmo quando sujeito a acomodação do subleito;
- Permite fácil reparação quando ocorre recalque do subleito que comprometa a capacidade estrutural;
- Permite reutilização das peças de concreto;
- São de fácil execução e manutenção;
- Resistem ao ataque de óleo e derramamentos de combustíveis;
- Requerem pouca ou nenhuma manutenção;
- Podem auxiliar na sinalização horizontal através do uso de peças coloridas;
- O controle de qualidade dos materiais empregados (principalmente peças e concreto) pode ser feito no próprio centro de produção;

As principais fontes potenciais de defeitos nestes pavimentos relacionam-se a:

- Arranjo geométrico inadequado para o assentamento das peças de concreto;
- Uso de areia imprópria e/ou de espessura inadequada para a camada de assentamento e/ou rejuntamento;
- Largura incorreta das juntas entre as peças;
- Contenção lateral ineficaz;
- Utilização de peças com formatos e tamanhos diferentes;

A estrutura típica de um pavimento de peças pré-moldadas de concreto (designado PPC) é apresentada na figura a seguir.

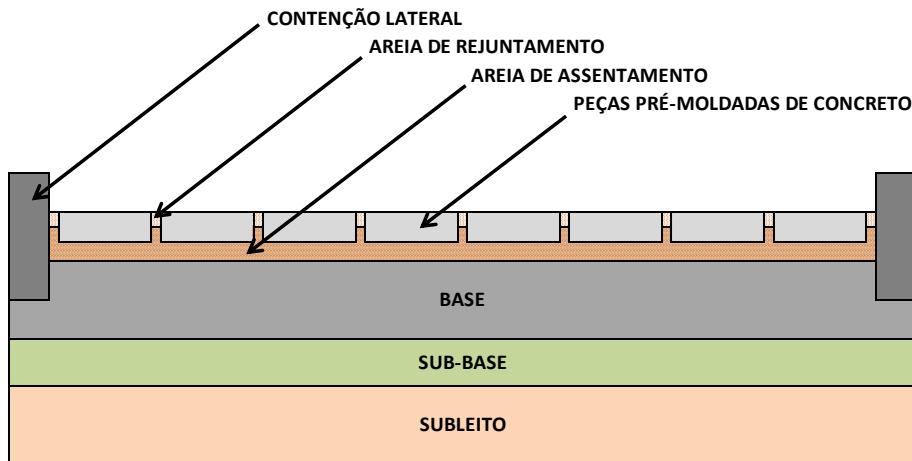


Figura 190 - Estrutura típica de um pavimento de PPC

A camada de rolamento é formada por peças pré-moldadas de concreto (PPCs) assentadas sobre uma camada delgada de areia, que compõem um revestimento de grande durabilidade e resistência. Este revestimento deve ser capaz de suportar as cargas e as tensões provocadas pelo tráfego protegendo a camada de base do desgaste por abrasão e a mantendo com baixos níveis de umidade de forma a permitir melhor estabilidade do material constituinte (HALLACK, 1998).

A camada de base, por sua vez, recebe as tensões distribuídas pela camada de revestimento. Sua principal função é de resistir e distribuir os esforços ao sUBLEITO, evitando assim deformações permanentes e consequentemente a deterioração do pavimento. Por fim o dimensionamento pode requerer, ainda, uma camada de sub-base, complementar à base, executada diretamente sobre o sUBLEITO regularizado ou sobre o reforço de sUBLEITO (que pode ser necessário dependendo da magnitude das cargas atuantes e características do leito).

Pode-se concluir que as camadas constituintes da estrutura de um pavimento intertravado possuem a função de distribuir a tensão normal vertical aplicada na superfície, de tal maneira que o sUBLEITO receba uma parcela muito inferior desta tensão, que é o que acontece em estruturas de pavimento flexível. Por este motivo, em muitos casos, os pavimentos de PPC são relacionados e comparados com os flexíveis.

Alguns outros materiais podem ser empregados no projeto e na execução de pavimentos de PPC, como os geotêxteis. Eles possuem a finalidade de proteger as camadas inferiores da infiltração de água, evitar o



bombeamento de finos e conter a fuga de materiais em áreas próximas às contenções laterais, tais como: meio-fios, drenos, caixas de serventia, etc. (CRUZ, 2003).

O dimensionamento das espessuras das camadas constituintes de um pavimento intertravado, como nos pavimentos asfálticos irá depender das seguintes características:

- Intensidade do tráfego que circulará sobre o pavimento;
- Características do terreno de fundação;
- Parâmetros dos materiais constituintes das demais camadas.

11.1.1. *Método da Portland Cement Association (PCA)/84*

O procedimento em questão tem base em pesquisas desenvolvidas na Austrália, África do Sul, Grã-Bretanha e nos Estados Unidos, bem como em observações laboratoriais e de pistas experimentais, nas quais o desempenho de pavimentos em serviço foi acompanhando. Seu desenvolvimento foi efetuado pelo Corpo de Engenheiros do Exército Americano (USACE).

O mesmo pode ser considerado uma evolução do método USACE, de pavimentos flexíveis, levando em conta o intertravamento dos blocos, pressupondo uma resistência crescente das camadas, a partir do subleito, de modo que as deformações por cisalhamento e por consolidação dos materiais sejam pequenas, a ponto de reduzir ao mínimo as deformações verticais permanentes (trilhas de roda).

Em função de seu respectivo número de solicitações de eixo padrão, que é o número calculado de passagens de um eixo simples de rodagem dupla (ESRD) de 8,2 t para causar um dano correspondente à combinação de eixos atuante, e do valor do índice de suporte Califórnia (ISC) do subleito, é determinada, através da figura baixo, a espessura do material puramente granular (H_{BG}) correspondente à camada de base assentada sobre o subleito.



Nº de Solicitações equivalente do eixo padrão	Espessura total das camadas de base e sub-base (cm)									
	ISC do subleito (%)									
	2	2,5	3	3,5	4	5	6	8	10	15
(10^3)	27	21	17							
2×10^3	29	24	20	17						
4×10^3	33	27	23	19	17					
8×10^3	36	30	25	22	19					
10^4	37	31	26	23	20					
2×10^4	41	34	29	25	22	17				
4×10^4	44	37	32	28	24	19				
8×10^4	48	40	35	30	27	21	17			
10^5	49	41	36	31	28	22	18			
2×10^5	52	44	38	34	30	24	19			
4×10^5	56	47	41	36	32	26	21			
8×10^5	59	51	44	39	34	28	23			
10^6	60	52	45	40	35	29	23	16		
2×10^6	64	55	47	42	38	30	25	17		
4×10^6	68	58	50	45	40	33	27	19		
8×10^6	71	61	53	47	42	34	29	20		
10^7	72	62	54	48	43	35	30	21		

Mín. 15

Figura 191 - Espessura necessária de base puramente granular (H_{BG})

Como não possuem ensaios de ISC do solo do local, não se conhecem ao certo as suas propriedades e por se tratar de uma região muito próxima ao mar, por razões de segurança, adotou-se um valor relativamente baixo para o suporte do subleito de 5%. Adicionalmente, considerando-se um bom tratamento e compactação do local, realizou-se o dimensionamento com CBR 10% com o objetivo de se comparar as estruturas obtidas.

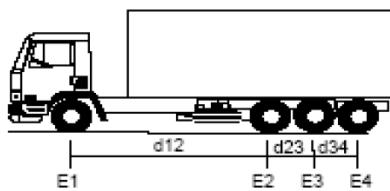
O estudo de tráfego, por sua vez, é uma das etapas mais importantes no desenvolvimento de um projeto rodoviário, objetivando que as soluções a serem adotadas sejam estruturalmente adequadas às solicitações previstas. Para efeito de dimensionamento, o tráfego de veículos pesados foi convertido em operações do eixo padrão rodoviário, número “N”, conforme recomendações de diversos métodos de dimensionamento de pavimentos novos ou de reforço de estrutural.

Na determinação do Número “N” são considerados certos fatores relacionados com a composição do tráfego e referidos a cada categoria de veículo, definida em função da carga transportada e do número de eixos dos veículos.



De acordo com a empresa que opera o terminal em estudo o volume médio diário anual de veículos pesados no local é de cerca de 10 caminhões por dia. Os veículos são classificados como do tipo 4C pelo Manual de Estudos de Tráfego do Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes (DNIT) de 2006, ou seja, possuem um eixo simples de rodagem simples dianteiro e um conjunto de eixos em tandem triplo (TT) traseiros, conforme a figura a seguir.

CAMINHÃO SIMPLES



E1 = ES, RS, CM 6t

E2E3E4 = conjunto de eixos em tandem triplo TT; CM = 25,5t

$d_{12} > 2,40$

$1,20m < d_{23}, d_{34} \leq 2,40m$

Figura 192 - Configuração caminhão 4C - Manual de Estudos de Tráfego do DNIT (2006)

Onde:

ES = eixo simples;

RS = rodagem simples;

TT = eixo tandem triplo;

CM = carga máxima legal.

Seguiu-se, então, com a determinação dos valores do número “N” tendo em vista a metodologia preconizada pela USACE. Adicionalmente, somente para efeito de conhecimento, determinou-se o valor do mesmo utilizando-se a metodologia preconizada pela AASHTO. O Número Equivalente “N”, necessário ao dimensionamento do pavimento de uma rodovia, conforme dito anteriormente, é definido pelo número de repetições equivalentes de um eixo-padrão rodoviário durante o período de vida útil do projeto, que foi definido a partir dos estudos desenvolvidos pela AASHO *Road Test* (Pistas de Testes da *American Association of State Highway Officials*) nos Estados Unidos, no final dos anos 1950, como um eixo simples de rodagem dupla de 8,2t (18.000lb ou 80kN) e 552 kPa (80 psi) de pressão de inflação dos pneus.

Seus valores anuais e acumulados durante o período de projeto são calculados com base nas projeções do tráfego, sendo necessário para isso o conhecimento qualitativo e quantitativo da composição presente e futura dos



veículos. Para a projeção do tráfego futuro considerou-se uma taxa de crescimento de 1% ao ano para um período de projeto de 15 anos.

O número "N" é calculado pela seguinte expressão:

$$N = 365 \times P \times VDM \times Fv \times Fr$$

Onde:

N = número equivalente de operações do eixo padrão;

P = período de projeto (vida útil);

VDM = volume diário médio de tráfego;

Fv = fator de veículo;

Fr = fator climático regional.

O fator de veículos (Fv) é um multiplicador que permite a determinação do número de eixos equivalentes ao eixo padrão a partir do volume de veículos que trafega durante o período de projeto.

O fator de veículos é calculado a partir da seguinte expressão:

$$Fv = FE \times FC$$

Onde:

FE = fator de eixo;

FC = fator de equivalência de carga.

Os fatores de equivalência de carga são calculados em função do peso bruto total sobre o eixo (P), conforme as equações apresentadas a seguir.

Fatores de equivalência de carga do USACE		
Tipos de eixo	Faixas de cargas (t)	Equações (P em tf)
Dianteiro simples e traseiros simples	0-8	$FC = 2,0782 \times 10^{-4} \times P^{4,0175}$
	≥ 8	$FC = 1,8320 \times 10^{-6} \times P^{6,2542}$
Tandem duplo	0-11	$FC = 1,5920 \times 10^{-4} \times P^{3,472}$
	≥ 11	$FC = 1,5280 \times 10^{-6} \times P^{5,484}$
Tandem triplo	0-18	$FC = 8,0359 \times 10^{-5} \times P^{3,3549}$
	≥ 18	$FC = 1,3229 \times 10^{-7} \times P^{5,5789}$

Figura 193: Fatores de equivalência de carga USACE



Fatores de equivalência de carga da AASHTO	
Tipos de eixo	Equações (P em tf)
Simples de rodagem simples (ESRS)	$FC = (P/7,77)^{4,32}$
Simples de rodagem dupla (ESRD)	$FC = (P/8,17)^{4,32}$
Tandem duplo (ETD)	$FC = (P/15,08)^{4,14}$
Tandem triplo (ETT)	$FC = (P/22,95)^{4,22}$

Figura 194 - Fatores de equivalência de carga AASHTO

Para o cálculo dos fatores de veículo partiu-se da premissa de que 70% dos veículos trafegam com o peso máximo legal, 10% trafegam com o peso 10% acima do máximo legal e 20% dos veículos trafegam vazios (considerou-se 50% da carga máxima legal). As tabelas a seguir demonstram o cálculo dos fatores de veículo.

Tabela 29: Cálculo dos fatores de veículo

Fatores de Veículos - USACE											
Classe / Tipo	Carga Atuante	Configuração dos Tipos de Eixo						Fatores de Equivalência de Carga		Fator de Veículo (Fv)	Fator de Veículo Ponderado (Fvp)
		1º	Carga (t)	Quant.	2º	Carga (t)	Quant.	1º	2º		
4C	20% Vazio	ES	3,00	1	ETT	12,75	1	0,017	0,411	0,428	8,41
	70% Carregado	ES	6,00	1	ETT	25,50	1	0,278	9,300	9,578	
	10% Excesso	ES	6,60	1	ETT	28,05	1	0,408	15,827	16,235	

Fatores de Veículos - AASHTO											
Classe / Tipo	Carga Atuante	Configuração dos Tipos de Eixo						Fatores de Equivalência de Carga		Fator de Veículo (Fv)	Fator de Veículo Ponderado (Fvp)
		1º	Carga (t)	Quant.	2º	Carga (t)	Quant.	1º	2º		
4C	20% Vazio	ES	3,00	1	ETT	12,75	1	0,016	0,084	0,100	1,62
	70% Carregado	ES	6,00	1	ETT	25,50	1	0,327	1,560	1,887	
	10% Excesso	ES	6,60	1	ETT	28,05	1	0,494	2,332	2,826	

Por fim, no intuito de se considerar as variações de umidade dos materiais constituintes do pavimento durante as diversas estações do ano (o que se traduz em variações da capacidade de suporte dos materiais), multiplica-se o número equivalente de operações do eixo padrão (ou parâmetro de tráfego) "N" por um coeficiente "Fr", denominado Fator Regional, que, na pista experimental da AASHTO, variou de 0,2 (ocasiões em que prevalecem baixos teores de umidade) a 5,0 (ocasiões em que os materiais estão praticamente saturados). Entretanto, no Brasil não se dispõe de elementos experimentais para tal determinação, mas de acordo com as recomendações do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER) pode-se adotar $Fr = 1,0$.

A seguir é apresentada a memória de cálculo do número N de projeto.



Ano de Estudo	Taxa de Crescimento	Fatores de Veículo - FV		Fator Climático Regional - FR	Fator Direcional FD
		Método AASHTO	Método USACE		
2015	1,0%	1,62	8,41	1,00	1,00

Cálculo do Número "N"

ANO	A	VMD	N - AASHTO		N - USACE	
			N Ano	Acumulado	N Ano	Acumulado
2015	AE	10	5,93E+03	5,93E+03	3,07E+04	3,07E+04
2016	1	10	5,93E+03	1,19E+04	3,07E+04	6,14E+04
2017	2	10	5,93E+03	1,78E+04	3,07E+04	9,21E+04
2018	3	10	5,93E+03	2,37E+04	3,07E+04	1,23E+05
2019	4	10	5,93E+03	3,02E+04	3,38E+04	1,57E+05
2020	5	11	6,52E+03	3,67E+04	3,38E+04	1,90E+05
2021	6	11	6,52E+03	4,33E+04	3,38E+04	2,24E+05
2022	7	11	6,52E+03	4,98E+04	3,38E+04	2,58E+05
2023	8	11	6,52E+03	5,63E+04	3,38E+04	2,92E+05
2024	9	11	6,52E+03	6,28E+04	3,38E+04	3,26E+05
2025	10	11	6,52E+03	6,93E+04	3,38E+04	3,59E+05
2026	11	11	6,52E+03	7,59E+04	3,38E+04	3,93E+05
2027	12	11	6,52E+03	8,24E+04	3,38E+04	4,27E+05
2028	13	11	6,52E+03	8,89E+04	3,38E+04	4,61E+05
2029	14	11	6,52E+03	9,54E+04	3,38E+04	4,95E+05
2030	15	12	7,11E+03	1,02E+05	3,69E+04	5,29E+05
Número N de Projeto			AASHTO	9,60E+04	USACE	4,97E+05

Figura 195: Cálculo do número "N"

Novamente vale salientar que o número N_{AASHTO} foi calculado apenas para efeito de conhecimento, ao passo que, o mesmo sempre resulta em valores inferiores ao N_{USACE} , sendo utilizado normalmente somente em algumas equações de fadiga.

Por fim, entrando-se na tabela de dimensionamento com ISC de 5% e número N de 5×10^5 encontra-se uma espessura de material puramente granular de aproximadamente $H_{BG} = 27$ cm. Analogamente, entrando-se na tabela de dimensionamento com ISC de 10% e número N de 5×10^5 encontra-se uma espessura mínima de material puramente granular de $H_{BG} = 15$ cm.

Conforme a recomendações da norma PCA/84 a espessura das peças de concreto de revestimento deve ser de 80 mm, por se tratar de um local com tráfego de veículos comerciais e outros veículos pesados.

As estruturas finais dos dimensionamentos são apresentadas a seguir:

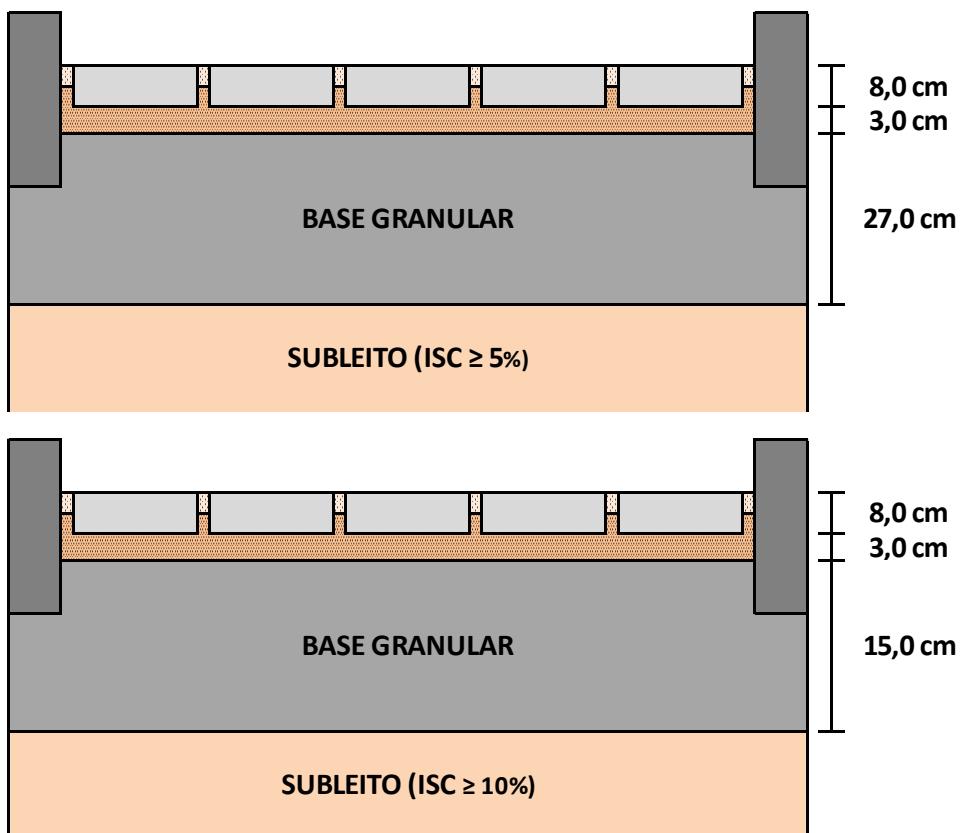


Figura 196 - Estruturas finais dos dimensionamentos PCA/84

11.1.2. Análise Mecanística

Adicionalmente ao dimensionamento pelo método da PCA/84, foi empregado um modelo mecanístico para análise das deformações no subleito, como forma de verificação da estrutura proposta inicialmente. Caso a estrutura analisada resulte em deformações superiores às admissíveis as espessuras das camadas serão readequadas aos até que se enquadrem nos limites previstos.

A fadiga e a deformação das camadas são condições fundamentais para avaliação estrutural de pavimentos. Como o solo de fundação é, normalmente, o material menos resistente da estrutura, é por ele que se inicia a verificação estrutural. No caso em questão irá se analisar apenas o indicador estrutural representado pela deformação vertical no topo do subleito (ε_V), pois, como possuem comportamento granular, a camada de revestimento e a base não apresentam fadiga.

A análise de desempenho da estrutura é feita através da verificação da compatibilidade entre esforços solicitantes (devidos à aplicação de cargas de



tráfego) e os esforços resistentes, intrínsecos de cada material traduzidos por equações de fadiga (revestimento, base e sub-base) e deformação. No caso em questão estes esforços intrínsecos serão traduzidos pela equação de deformações de compressão no subleito, que será apresentada mais adiante.

A avaliação estrutural dos pavimentos teve como base a Teoria da Elasticidade e seguiu o modelo elástico de camadas múltiplas, buscando, assim, a determinação de indicadores estruturais, ou seja, os efeitos gerados no interior e na superfície exterior da estrutura do pavimento quando submetido a um carregamento externo originado na estrutura de pavimento pela ação da carga do eixo simples padrão de rodas duplas de 80 kN (8,2 tf). Nesta tarefa, fez-se uso do programa *ELSYM5 – Elastic Layered System*, que calcula estes parâmetros, produzidos por um eixo de cargas, em qualquer ponto da estrutura do pavimento. Basicamente o programa gera tensões, deformações e deslocamentos, em vários pontos do pavimento, quando da aplicação de cargas similares às oriundas do tráfego.

O programa *ELSYM-5* aplica o método das diferenças finitas, que consiste na aproximação por derivadas das equações diferenciais, mediante fórmulas aproximadas, numa série de pontos escolhidos sobre o domínio de integração do problema, obtendo-se um sistema de equações algébricas, que calcula os valores das incógnitas nos pontos selecionados. Com um número maior de pontos, as soluções aproximadas vão se aproximando da solução exata. Porém, não se obtém uma solução contínua para o problema, mas sim, discreta (somente nos pontos considerados).

O programa aplica este procedimento no cálculo de tensões, deformações e deslocamentos produzidos por uma carga, em pontos específicos. No caso de rodas múltiplas, é feita a superposição de efeitos de todas as rodas, em cada ponto considerado. Este procedimento é correto para deslocamentos, uma vez que toda a estrutura é elástica linear, mas, para tensões, o procedimento é uma aproximação.

O programa admite até cinco camadas, incluindo o subleito, e até dez cargas de roda com área de contato pneu-pavimento circular. As hipóteses são as mesmas da solução de Burmister. Os dados de entrada para cada camada são o módulo de resiliência, a espessura e o coeficiente de Poisson.



O *ELSYM-5* tem como principal vantagem o seu baixo tempo de processamento e a facilidade de uso rotineiro. Entretanto, tem contra si o fato de não considerar a não linearidade dos materiais, fator importante num estudo mais apurado, mais relevante no que diz respeito às aplicações práticas.

Na utilização desta técnica computacional, os valores dos módulos resilientes e dos coeficientes de Poisson atribuídos às várias camadas do perfil do pavimento para a o cálculo de tensões, deformações e deslocamentos são aqueles determinados a partir de ensaios dinâmicos em laboratórios ou a partir de retroanálise de estruturas já existentes.

As condições de carregamento de carga são através da simulação do eixo simples padrão de rodas duplas de 80 kN (8,2 tf). A carga é representada por uma força vertical de 4,1 tf, distribuída uniformemente sobre um círculo de raio $r = 15$ cm. Ressalta-se que, para os estudos dos efeitos atuantes de tensões, deformações e deslocamentos produzidos pelo eixo padrão, pode-se analisar somente o carregamento gerado por apenas um lado do eixo, visto que a distância entre os dois conjuntos de carga do eixo é considerável e não produz a superposição de efeitos nas respostas do pavimento.

Conforme dito anteriormente, quando as estruturas inicialmente testadas em simulações computacionais não atendem aos parâmetros admissíveis (ou desejados) de cada material devem ser realizadas adequações nas espessuras das camadas de forma a se obter um pavimento equilibrado para atender o período de projeto desejado.

A análise é feita comparando-se a máxima deformação específica vertical de compressão (ε_V) atuante no topo do subleito, considerando-se um sistema de camadas elásticas, com os valores admissíveis correspondentes ao material utilizado.

Nos pavimentos em locais onde o tráfego é canalizado, como no caso em questão, a deformação permanente em geral se manifesta nas chamadas trilhas de roda. Essa deformação devida ao cisalhamento é um dos fatores que precisa ser levado em conta no projeto racional de pavimentos, objetivando-se minimizar as deformações totais dos mesmos.



Na bibliografia existem diversos modelos para o acúmulo de deslocamentos verticais de compressão do subleito em função do tráfego solicitante. No presente estudo foram utilizadas as seguintes equações:

- Dormon & Metcalf (1965)

$$N_{USACE} = 6,069 \times 10^{-10} \times \varepsilon_v^{-4,762}$$

- Shell (1977)

$$N_{USACE} = 6,15 \times 10^{-7} \times \varepsilon_v^{-4}$$

Onde:

N = número de operações de eixo padrão para esgotamento da vida útil do pavimento (método USACE);

ε_v = deformação específica vertical de compressão no topo do subleito.

Para análise foram considerados os seguintes parâmetros:

Tabela 30: Parâmetros elásticos adotados para cada camada

Camada	E (kgf/cm ²)	Poisson
Revestimento	30.000	0,35
Base Granular	3.000	0,35
Subleito 5%	500	0,40
Subleito 10%	1000	0,40

Os valores admissíveis determinados em função do tráfego solicitante e os resultados das análises mecânicas para as estruturas propostas são sintetizados nas tabelas a seguir.



ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
PROJETO DE TERMINAL PORTUÁRIO PARA GRANÉIS SÓLIDOS

Análise	Material	Espessura (cm)	Parâmetro	Número N	Modelo	Valor Adm. (mm/mm)	Valor Prev. (mm/mm)	Aceito
1	Blocos de concreto	8,0	-	-	-	-	-	-
	Brita Graduada Simples	27,0	-	-	-	-	-	-
	Subleito	-	ϵ_v	$USACE \times 5,0 \times 10^5$	Dormon & Metcalf, 1965 Shell, 1977	7,38E-04 1,05E-03	9,10E-04	NÃO SIM
2	Blocos de concreto	8,0	-	-	-	-	-	-
	Brita Graduada Simples	33,0	-	-	-	-	-	-
	Subleito	-	ϵ_v	$USACE \times 5,0 \times 10^5$	Dormon & Metcalf, 1965 Shell, 1977	7,38E-04 1,05E-03	7,18E-04	SIM SIM

Estrutura CBR 10%

Análise	Material	Espessura (cm)	Parâmetro	Número N	Modelo	Valor Adm. (mm/mm)	Valor Prev. (mm/mm)	Aceito
1	Blocos de concreto	8,0	-	-	-	-	-	-
	Brita Graduada Simples	15,0	-	-	-	-	-	-
	Subleito	-	ϵ_v	$USACE \times 5,0 \times 10^5$	Dormon & Metcalf, 1965 Shell, 1977	7,38E-04 1,05E-03	1,10E-03	NÃO SIM
2	Blocos de concreto	8,0	-	-	-	-	-	-
	Brita Graduada Simples	25,0	-	-	-	-	-	-
	Subleito	-	ϵ_v	$USACE \times 5,0 \times 10^5$	Dormon & Metcalf, 1965 Shell, 1977	7,38E-04 1,05E-03	7,11E-04	SIM SIM

Figura 197: Resultados das análises mecanísticas

Por fim, são apresentados os croquis representativos das estruturas finais propostas, adequadas conforme os critérios mecanísticos adotados.

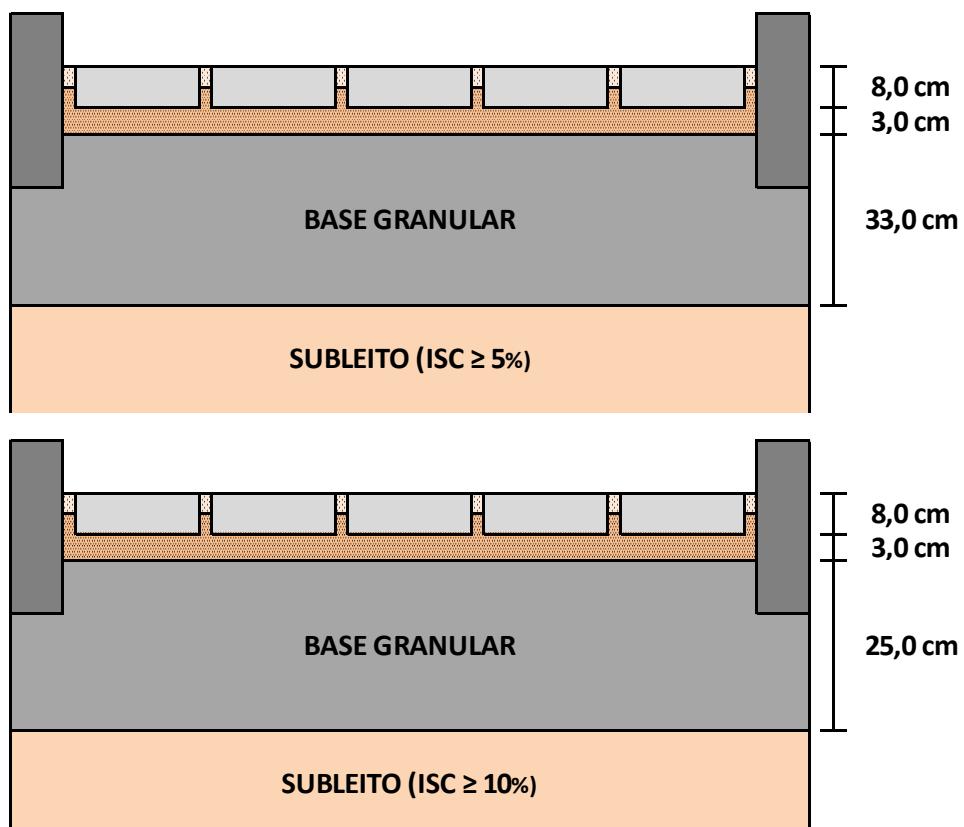


Figura 198 - Estruturas apóis Análise Mecanística



11.1.3. *Especificações Técnicas*

São necessários cuidados e controle na execução da estrutura, especialmente no que se refere a umidade e a compactação das camadas granulares.

As obras devem atender as seguintes especificações particulares:

- Camada final de terraplenagem com CBR mínimo de 5% (ou 10%, dependendo da estrutura selecionada), expansão limitada a 2% e atender ao controle deflectométrico especificado abaixo. Faz-se necessária à substituição do solo do subleito (três camadas de 20 cm totalizando 60 cm) nos locais em que o valor de expansão for maior que 2% e/ou CBR for menor que 5% (ou 10%, dependendo da estrutura selecionada).
- Camada de base executada em brita graduada simples (BGS) tal que sejam atendidas as seguintes características:
 - Módulo de resiliência mínimo de 3.000 kgf/cm²;
 - CBR mínimo de 80%;
 - Expansão menor do que 0,5%.

Observa-se ainda que:

- O fundo da caixa de pavimento (camada final de terraplenagem), bem como os materiais provenientes de jazidas devem estar isentos de matéria orgânica.
- Devem ser executados drenos longitudinais e transversais rasos de forma a complementar o sistema existente, eliminando-se as águas que estão retidas na infraestrutura e evitar que haja infiltração d'água no pavimento após a execução das obras.

O controle deflectométrico a ser verificado nas estruturas será apresentado mais adiante.



11.2. Principais equipamentos para levantamento de bacias deflectométricas e controle deflectométrico

A respeito da análise da condição deflectométrica, observa-se que os dados deflectométricos caracterizam, de maneira geral, a condição estrutural do pavimento, e permitem avaliar se a mesma está adequada para as condições de solicitação em questão. Uma bacia de deflexões pode ser definida como um conjunto de medidas de deslocamentos elásticos (recuperáveis) em vários pontos a partir do centro de aplicação do carregamento.

Ainda que a deflexão pontual máxima traduza a resposta da combinação da condição estrutural das camadas de pavimento, duas bacias de deflexão significativamente distintas podem apresentar o mesmo valor máximo. Uma bacia pode apresentar uma diminuição de deslocamentos gradual e suave, representando uma boa distribuição dos esforços aplicados, enquanto outra pode apresentar uma diminuição brusca e localizada, representando uma estrutura mais flexível e com uma menor dissipação de esforços.

Os procedimentos para o controle de qualidade durante a construção devem estar baseados em critérios que se correlacionam aos parâmetros usados no dimensionamento, para assegurar que os níveis de comportamento exigido foram alcançados. O desempenho de um material depende de sua rigidez e, portanto, é interessante controlar-se em campo o comportamento quanto à deformabilidade, ou seja, controlar os deslocamentos elásticos frente à ação de cargas.

Processos alternativos para o controle tecnológico introduzindo ensaios que possibilitem a determinação de módulo de resiliência vêm se justificando pelo fato de que os projetos de estruturas de pavimento passaram a incorporar, nesses últimos anos, análises mecânicas para o cálculo de tensões e deformações, como modo de aperfeiçoar as tradicionais metodologias e procedimentos de natureza empírica.

A partir dessas análises, definem-se valores admissíveis de deslocamentos recuperáveis ou deflexões para as distintas camadas do pavimento projetado, constituindo-se referências para o controle tecnológico



das características de resiliência ou de deformabilidade elástica dos solos e materiais de pavimentação durante o processo executivo.

Emprega-se usualmente a Viga Benkelman e o FWD (*Falling Weight Deflectometer*), que serão mais comentados a diante, para a verificação in situ do atendimento às premissas do dimensionamento dos pavimentos, com relação às características resilientes das camadas constituintes.

A seguir são apresentados os principais equipamentos de medição das condições deflectométricas de pavimentos.

11.2.1. *Viga Benkelman*

A Viga Benkelman foi o primeiro equipamento a ser desenvolvido para medição de deflexões no pavimento. Ela consiste em um equipamento muito simples e de fácil utilização, destinado à medição do deslocamento elástico causado pela aplicação de uma carga provinda de um caminhão com eixo traseiro simples de roda dupla carregado com 8,2 t. A seguir é apresentada uma foto ilustrativa de uma Viga Benkelman.



Figura 199 - Viga Benkelman - Fonte: Dynatest

É constituída de um conjunto de sustentação em que se articula uma alavancas interfixa, formando dois braços cujos comprimentos obedecem as relações 2/1, 3/1 ou de 4/1. A extremidade do braço maior contém a ponta de prova da viga. A extremidade do braço menor aciona um extensômetro com precisão de 0,01 mm, conforme desenho abaixo (DNER-ME 024/94).

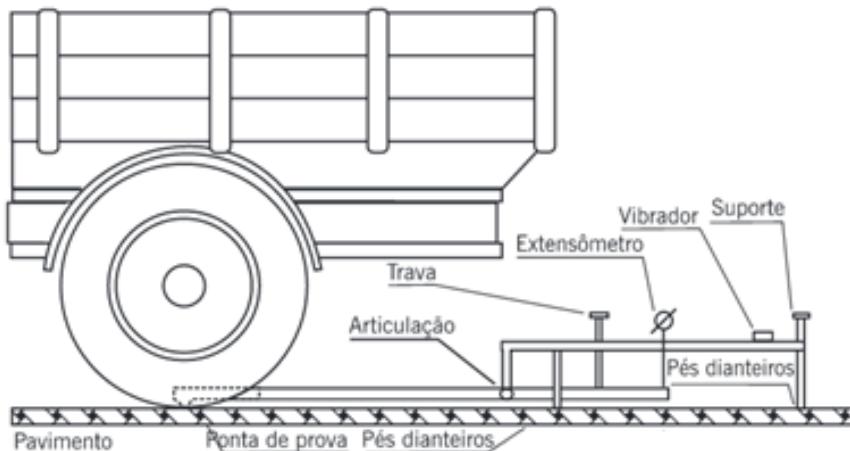


Figura 200 - Viga Benkelman - DNER-ME 024/94

O procedimento ensaio consiste nas seguintes etapas:

- Inserção da ponta de prova da viga entre os pneus de roda dupla do eixo traseiro do caminhão, exatamente sob seu eixo, coincidindo com o ponto selecionado para medição;
- Realizar uma leitura inicial no extensômetro – Leitura L_i ;
- Afastar o caminhão lentamente até pelos menos 10 m de distância da ponta de prova, ou até que o extensômetro não acuse mais variação de leitura;
- Realizar uma leitura final no extensômetro – Leitura L_f .

Calcula-se a deflexão D_0 pela expressão a seguir:

$$D_0 = (L_i - L_f) * K$$

Onde K é a constante da viga dada pela relação entre o braço maior e o braço menor, articulados.

Na foto a seguir é possível se verificar uma medida de deflexão com emprego de Viga Benkelman em campo.



Figura 201 - Ensaio Viga Benkelman em campo - Fonte: Dynatest

O levantamento de toda a bacia de deflexão com a Viga Benkelman é possível, porém se trata de um procedimento trabalhoso e de pouca precisão, principalmente quando realizado com a viga convencional. Vale ressaltar que atualmente existem vigas com medidores elétricos que tornam o procedimento mais viável.

11.2.2. *Falling Weight Deflectometer (FWD)*

O FWD é um deflectômetro de impacto projetado para simular o efeito de cargas de roda em movimento. Isto é obtido pela queda de um conjunto de massas, a partir de alturas pré-fixadas, sobre um sistema de amortecedores de borracha, que transmitem a força aplicada a uma placa circular apoiada no pavimento.

Os deslocamentos recuperáveis gerados na superfície do pavimento (bacia de deflexões) são medidos por 7 geofones (transdutores de velocidade) instalados na placa de carga e ao longo de uma barra metálica. As distâncias dos geofones ao centro da placa de carga são fixadas visando maximizar a acurácia em função da estrutura do pavimento ensaiado, procurando-se posicioná-los de forma que as deflexões neles registradas reflitam a contribuição das diversas camadas na deformabilidade total do pavimento e defina completamente a geometria da bacia.



Além de determinar a bacia de deflexões gerada por uma carga controlada, com uma precisão superior a outros métodos, o FWD produz uma solicitação de impulso dinâmico a qual simula a carga de uma roda em movimento em substituição à uma carga estática, semi-estática ou vibratória. Estes avanços permitem o uso de métodos mecanísticos para análise dos dados obtidos através do FWD.

Usualmente a carga empregada no estudo simula a passagem de um semi-eixo padrão rodoviário brasileiro – eixo simples de roda dupla carregado com 8,2 tf. O equipamento é ilustrado na figura a seguir.

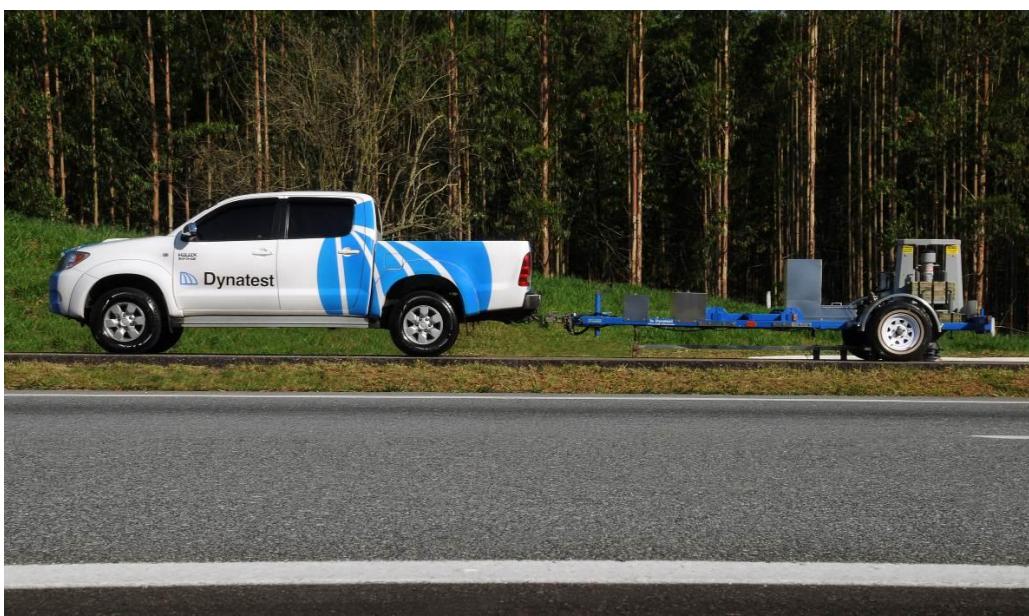


Figura 202 - FWD – Fonte: Dynatest

11.2.3. *Light Weight Deflectometer (LWD)*

Embora o equipamento FWD seja uma evolução tecnológica significativa com relação à pioneira Viga Benkelman, na avaliação da deformabilidade de estruturas de pavimento, a sua utilização no controle tecnológico de obras apresenta limitações em face do elevado custo de aquisição desses equipamentos e da sua manutenção em serviços dessa natureza. Além disso, tais equipamentos também se mostram em algumas situações de difícil operação nas obras devido às dimensões dos mesmos.

Face ao exposto, vem sendo promissora a utilização da mais recente novidade em termos de equipamento, denominada LWD (*Light Weight Deflectometer*), para o controle tecnológico das características elásticas de



camadas de pavimento, principalmente de solos e materiais granulares, incorporando a evolução tecnológica do FWD com a praticidade de utilização e baixo custo.



Figura 203 - Visão Geral LWD - Fonte: Dynatest

O equipamento *Light Weight Deflectometer* – LWD foi desenvolvido na Alemanha e constitui um sistema de ensaio dinâmico em placa de carga empregado para medir a deformabilidade das camadas do subleito e da infra-estrutura do pavimento. O equipamento pode ser utilizado especificamente para controle de qualidade (controle deflectométrico) das camadas do pavimento (subleito, sub-base e base). Este procedimento pode ser dar em pavimentos novos ou em obras já existentes.

Com relação ao equipamento propriamente dito, uma célula de carga de alta precisão mede o valor máximo da força de impacto da queda de um peso montado em uma placa de carga. O valor máximo da força de impacto é baseado em medidas da célula de carga e os deslocamentos (deflexões) são medidos em até três sensores, que podem ser posicionados a diferentes distâncias em relação ao centro da placa.

O procedimento do teste consiste em posicionar o equipamento no ponto de realização do ensaio e aplicar uma carga dinâmica de aproximadamente



uma tonelada sobre a superfície do pavimento num período de tempo de 30 µseg e, no mesmo instante, efetuar leituras dos deslocamentos na superfície das camadas.

Na foto a seguir é possível se verificar uma medida de deflexão com emprego de LWD em campo.



Figura 204 - Ensaio LWD em campo - Fonte: Dynatest

Em geral, a deflexão no centro da placa de carga (D_f) é obtida para calcular o módulo de elasticidade (E_{LWD}) da camada de estudo. Os demais geofones permitem avaliar as condições das camadas nas proximidades do ponto de ensaio, grau de homogeneidade em vários sentidos ou direções, bem como fornecer uma bacia de deflexões simplificada.

11.2.4. Controle Deflectométrico

O controle deflectométrico deve ser realizado conforme tabelas e croquis apresentados a seguir, de acordo com a estrutura selecionada.



Tabela 31: Controle deflectométrico – ISC 5%

Camada	Espessura (cm)	Espessura Acumulada (cm)	Limite de Deflexão (0,01 mm)
Bloco de Concreto	8,0	41,5	50
BGS	16,5	33,5	70
BGS	16,5	17,0	110
Subleito (ISC \geq 5%)	-	-	150

CONTROLE DEFLECTOMÉTRICO

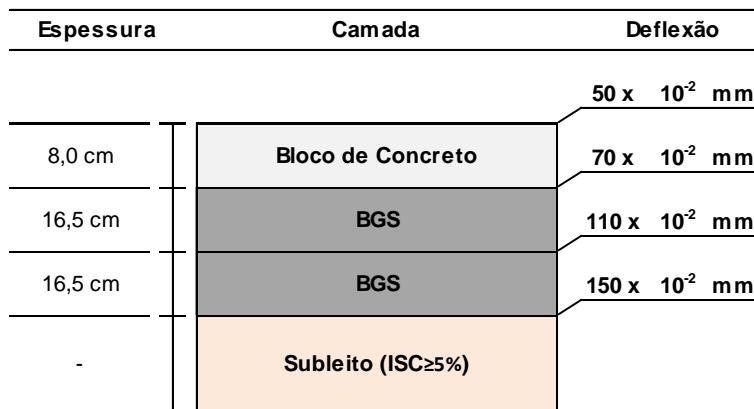


Figura 205: Croqui Controle deflectométrico ISC 5%

Tabela 32: Controle deflectométrico ISC 10%

Camada	Espessura (cm)	Espessura Acumulada (cm)	Limite de Deflexão (0,01 mm)
Bloco de Concreto	8,0	41,5	45
BGS	16,5	33,5	60
BGS	16,5	17,0	75
Subleito (ISC \geq 10%)	-	-	90



CONTROLE DEFLECTOMÉTRICO

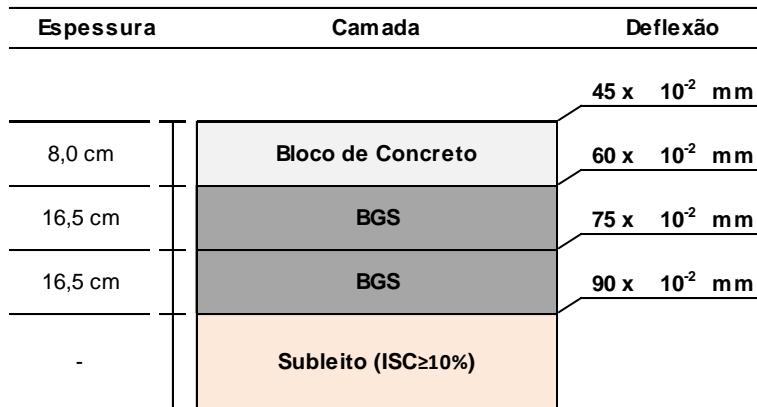


Figura 206: Croqui Controle deflectométrico ISC 10%

11.3. Dimensionamento da pavimentação pelo método proposto por John Knapton

Conforme já mencionado anteriormente a pavimentação da retroárea de um porto merece uma análise cuidadosa. Tem-se, em geral, uma ampla área com características distintas e propensas a recalques diferenciais. Quanto aos carregamentos, há uma grande variedade de magnitudes e formas e aplicação, por exemplo, pilhas de contêiner solicitam o pavimento de maneira estática, ao passo que *Reach Stacker* solicitam o pavimento de maneira dinâmica e aleatória e *Transsteineres* aplicam seu peso repetidamente em regiões concentradas, gerando uma grande heterogeneidade nas solicitações.

Para o dimensionamento de um pavimento intertravados sujeito a estas condições existem diversos processos com abordagens empíricas, semi-empíricas e puramente analíticas. Optou-se por utilizar a metodologia proposta por John Knapton na 4^a edição de “*The Structural Design of Heavy Duty Pavements for Ports and Others Industries*”, publicada pela *Interpave* em 2007.

O método escolhido nasceu de uma análise de performance de pavimentos rodoviários britânicos. Escolheu-se uma gama de estruturas que se classificaram como bem dimensionadas, pela sua longa durabilidade, e determinaram-se os valores de tensão de operação que as bases foram submetidas ao longo dos anos. Assumiu-se então que, se as bases dos pavimentos de tráfego pesado, como o de portos, trabalhassem sob mesma tensão, se comportariam de forma semelhante. A fim de se produzir ábacos de dimensionamento, estruturas de pavimento foram analisadas usando o método



dos elementos finitos, em que um modelo foi desenvolvido para representar todos os componentes do pavimento. Propriedades elásticas e valores de coeficientes de Poisson foram escolhidos para descrever o comportamento de cada componente de pavimento. A fadiga foi levada em conta definindo-se tensões limites as quais o pavimento pode ser submetido por uma passagem de carga e então reduzindo-se estas tensões para levar em conta o efeito da fadiga de múltiplas repetições de carga.

As soluções foram definidas em função de uma base cimentada padrão. A partir daí, expandiu-se a solução desenvolvendo diversas espessuras equivalentes para esta base, caso seja necessário utilizar materiais alternativos. As necessidades de espessuras de reforço de subleito e de sub-base foram formuladas e tabeladas em função do CBR do subleito.

Uma das grandes vantagens do método é apoiar-se em um vasto histórico de soluções que tiveram um desempenho satisfatório, o que com frequência fornece resultados com maior confiabilidade do que análises puramente analíticas, dado as incertezas inerentes aos materiais, processos construtivos e esforços envolvidos. Por outro lado, as simplificações feitas pelo autor restringem o método e limitam seu campo de atuação, já que adaptações lógicas para cada caso podem interferir nas calibrações que a parte empírica do método foi submetida. Além disso, levantam questões sobre a aplicabilidade do processo em diferentes regiões do mundo, devido às equivalências de materiais propostas, que tendem a ser generalistas.

11.3.1. *Caracterização da carga aplicada*

No presente dimensionamento, análogo ao apresentado no exemplo 1 do método utilizado, é considerado um Straddle Carrier, mas poderia ser uma empilhadeira, por exemplo, com as características descritas abaixo:



Figura 207 - Exemplo Straddle Carrier

- Peso sem carregamento = 56.310 kg;
- Contêiner crítico (40 ft) = 22.000 kg;
- Número de passagens sobre a área mais trafegada = 960.000 passagens;
- CBR do subleito = 10,0%
- Distância entre eixos e direção do movimento conforme esquema abaixo:

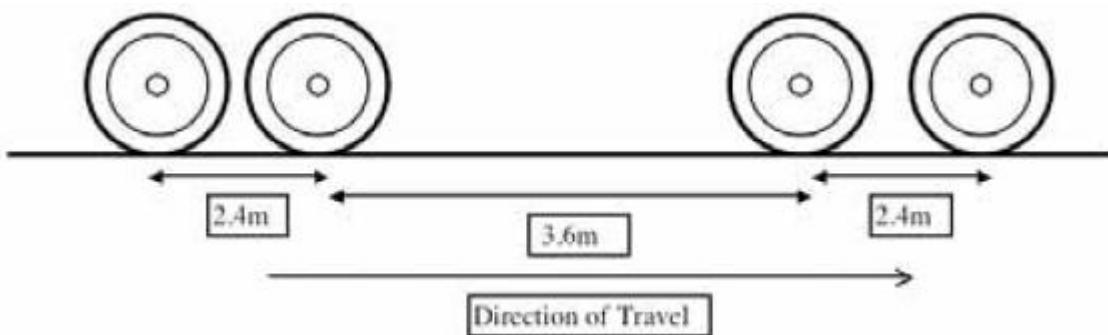


Figura 208 - Distância entre eixos e direção do movimento- Straddle Carrier



11.3.2. Cálculo da SEWL (Single Equivalente Wheel Load)

A carga SEWL pode ser descrita como a carga de roda equivalente para qual as demais serão convertidas. Esta carga usualmente é derivada da roda que aplica a maior solicitação no pavimento. Inicialmente é possível se calcular a carga estática das rodas no pavimento, dada por:

$$\text{Static Wheel Load} = \frac{56.310 + 22.000}{8} = 9789 \text{ kg} \cong 96 \text{ kN}$$

Obtidas as cargas estáticas que cada uma das oito rodas do *Straddle Carrier* oferece ao pavimento, faz-se a análise do acréscimo de carga em cada roda devido à superposição dos bulbos de tensão, ou seja, devido à proximidade das rodas. Esse acréscimo de tensão traduz-se pelo método em um acréscimo de carga em cada elemento e depende do CBR do subleito.

Para determinar-se o acréscimo de carga em cada roda, descobre-se inicialmente a profundidade efetiva (*Effective Depth*) que é dada conforme a fórmula abaixo e que representa a profundidade teórica da camada se ela fosse construída com o material do subleito.

$$\text{Effective depth} = 300 \times \sqrt[3]{\frac{35.000}{CBR \cdot 10}}$$

$$\text{Effective depth} = 300 \times \sqrt[3]{\frac{35.000}{10 \cdot 10}} = 2.114 \text{ mm}$$

Com esta, utiliza-se da tabela abaixo para se obter os fatores que multiplicam cada carga, representando o acréscimo de carregamento que a mesma será responsável, no eixo de outra roda.



Wheel Spacing (mm)	Proximity factor for effective depth to base of:		
	1000mm	2000mm	3000mm
300	1.82	1.95	1.98
600	1.47	1.82	1.91
900	1.19	1.65	1.82
1200	1.02	1.47	1.71
1800	1.00	1.19	1.47
2400	1.00	1.02	1.27
3600	1.00	1.00	1.02
4800	1.00	1.00	1.00

Figura 209 - Fator de proximidade

Portanto, para um espaçamento entre rodas de 2400 mm e uma profundidade efetiva de 2114, o fator de proximidade pode ser interpolado e vale 1,05. O efeito das demais rodas pode ser desprezado, pois para a mesma profundidade efetiva, o fator de proximidade daria praticamente 1,00 se considerássemos a segunda roda mais próxima, ou seja, 3600 mm.

Assim, a carga de roda efetiva, levando-se em conta o fator de proximidade é:

$$96 \times 1,05 = 101 \text{ kN}$$

No método de dimensionamento, sugerem-se fatores majoradores de carga que buscam representar situações de frenagem (*Braking*), aceleração (*Acceleration*), curva (*Cornering*), e passagem por superfícies irregulares (*Uneven Surface*). Combinando estes fatores obtém-se um fator dinâmico a ser aplicado nas cargas de rodas. Os fatores dinâmicos podem ser obtidos a partir da tabela abaixo.



Tabela 33: Fatores dinâmicos

Condition	Plant Type	fd
Braking	Reach Stacker/Front Lift Truck	±30%
	Straddle Carrier	±50%
	Side Lift Truck	±20%
	Tractor and Trailer	±10%
	Rubber Tyred Gantry Crane (RTG)*	±10%
Cornering	Reach Stacker/Front Lift Truck	40%
	Straddle Carrier	60%
	Side Lift Truck	30%
	Tractor and Trailer	30%
	Rubber Tyred Gantry Crane (RTG)*	zero
Acceleration	Reach Stacker/Front Lift Truck	10%
	Straddle Carrier	10%
	Side Lift Truck	10%
	Tractor and Trailer	10%
	Rubber Tyred Gantry Crane (RTG)*	±5%
Uneven Surface	Reach Stacker/Front Lift Truck	20%
	Straddle Carrier	20%
	Side Lift Truck	20%
	Tractor and Trailer	20%
	Rubber Tyred Gantry Crane (RTG)*	±10%

Considerando-se uma situação adversa em que o *Straddle Carrier* está frenando, temos de aplicar o fator dinâmico apropriado de ± 50%, aumentando-se a carga de roda no eixo dianteiro e diminuindo no eixo traseiro. Por ponderação de distâncias, as rodas internas sofrem uma majoração ou minoração reduzida devido a este efeito dinâmico. Neste caso, cada eixo extremo está a 4,2 m do centro do veículo e cada eixo interno está a 1,8 m do centro do veículo, portanto o fator dinâmico de frenagem a ser aplicado nos eixos internos é de:

$$\pm 50 \times \frac{1,8}{4,2} = \pm 21,4\%$$

As cargas de roda aplicadas ao pavimento na situação de frenagem são apresentadas abaixo:

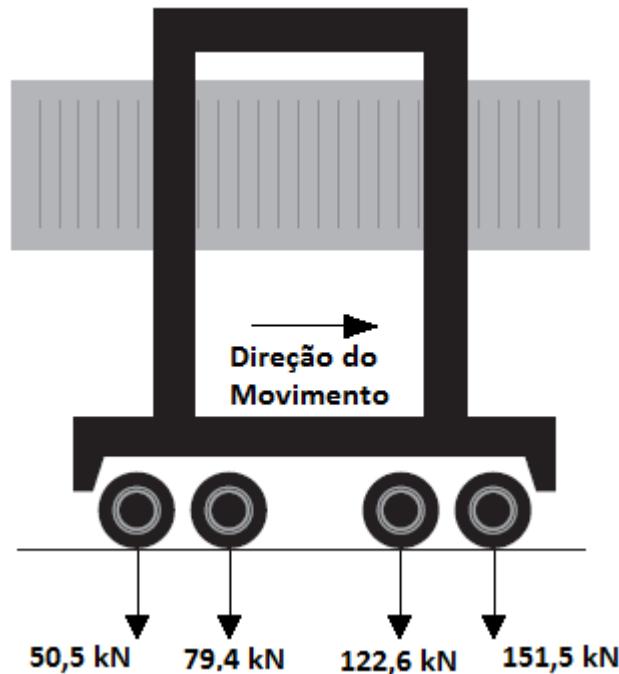


Figura 210 - Cargas de roda do Straddle Carrier durante a frenagem

Obtidas as cargas finais de cada roda, determina-se por fim o valor da SEWL (*Single Equivalent Wheel Load*), sendo esta o maior valor de carga de roda obtido, ou seja, no presente caso $SEWL = 151,5\text{ kN}$.

11.3.3. Cálculo do número de passagens equivalente

Como, no presente caso, cada passagem da SEWL implica na passagem das outras cargas menores, deve-se, portanto, ponderar o efeito dessa sequência de cargas solicitando o pavimento. Esse efeito se traduz em um aumento do número de passagens de SEWL ponderado, ou seja, a passagem das cargas menores é considerada como uma parcela da passagem da carga crítica. De acordo com o método não seria seguro converter as cargas maiores para cargas menores, por este motivo a SEWL é sempre a maior carga de roda aplicada no pavimento.

Esta relação é semelhante à realizada anteriormente no cálculo do número “N” para o método da PCA/84, onde todos os eixos do veículo considerado foram traduzidos para o eixo padrão (eixo simples de rodagem dupla de 8,2 t). Considera-se que o dano ao pavimento acresce devido ao aumento de carga com um expoente da ordem de 3,75. Logo, temos que:



- A roda dianteira é equivalente a uma passagem da carga crítica;
- A segunda roda é equivalente a 0,45 passagens da carga crítica, conforme apresentado:

$$\left(\frac{122,6}{151,5}\right)^{3,75} = 0,45$$

- A terceira roda é equivalente a 0,09 passagens da carga crítica, conforme apresentado:

$$\left(\frac{79,4}{151,5}\right)^{3,75} = 0,09$$

- A roda traseira é equivalente a 0,02 passagens da carga crítica, conforme apresentado:

$$\left(\frac{50,5}{151,5}\right)^{3,75} = 0,02$$

Portanto, cada vez que o *Straddle Carrier* passar sobre um ponto, durante uma frenagem, ele aplicará o equivalente a $(1,00 + 0,45 + 0,09 + 0,02) = 1,56$ repetições da carga de roda dianteira de 151,5 kN. Isto significa que o pavimento deverá ser dimensionado para suportar $1,56 \times 960.000 = 1,5$ milhões de passagens equivalentes da carga crítica de 151,5 kN.

11.3.4. *Determinação da espessura das camadas*

Conforme mencionado anteriormente as soluções foram definidas em função de uma base cimentada padrão, tendo como premissa um revestimento de blocos intertravados de concreto de 80 mm de espessura, sobre uma camada de areia de assentamento de 30 mm. As necessidades de espessuras de reforço de subleito e de sub-base foram formuladas e tabeladas em função do CBR do subleito, conforme apresentado abaixo.



CBR of Subgrade	Capping Thickness (mm)	Sub-base Thickness (mm)
1%	900	150
2%	600	150
3%	400	150
4%	250	150
5% and greater	Not required	150

Figura 211 - Espessura de reforço de subleito e de sub-base em função do CBR

No presente caso, como o CBR do subleito é de 10%, de acordo com a tabela acima somente é necessário uma espessura de sub-base de 150 mm de um material como rachão.

Portanto, entrando-se com o número de passagens equivalentes e com a SEWL no ábaco apresentado abaixo, é possível se extrair a espessura necessária da base cimentada padrão considerada no método.

Single Equivalent Wheel Load (kN)

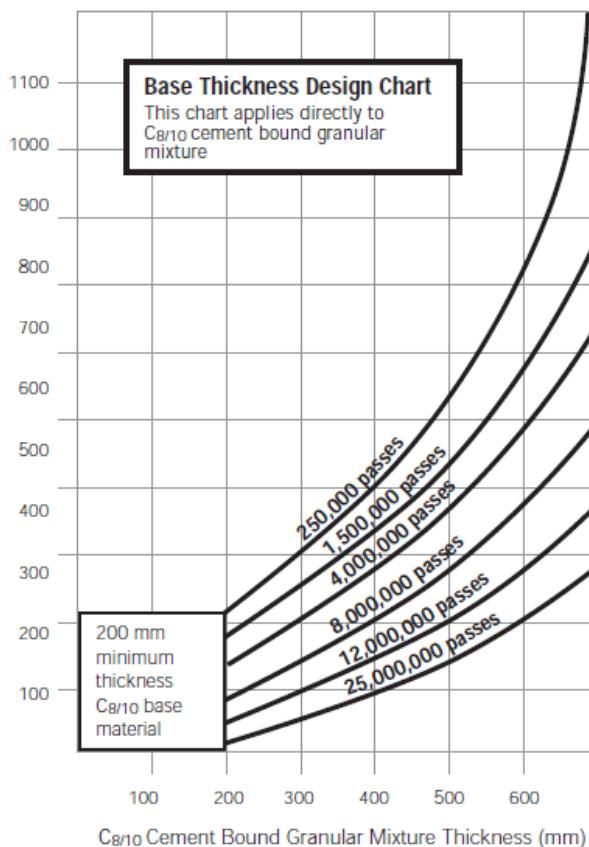


Figura 212 - Ábaco espessura base

Por fim, inserindo 151,5 kN (SEWL) no eixo das ordenadas e projetando este valor para a curva de 1,5 milhões de passagens verificamos que a espessura de base necessária é a mínima, ou seja, 20 cm. Como a base



padrão considerada no método oferece uma rigidez demasiada para o pavimento que será construído sobre solo adensável, propõe-se a substituição da mesma por uma brita graduada simples (BGS). Para tanto, partiu-se da tabela de equivalência de materiais sugerida pelo método e apresentada abaixo.

Tabela 34: Tabela de fatores de equivalência

Material Grouping	Preferred Pavement Base Construction Material	Material Equivalence Factor (MEF)
Traditional Cement Bound Materials	CBM1 (4.5N/mm ² minimum 7-days compressive cube strength)	1.60
	CBM2 (7.0N/mm ² minimum 7-days compressive cube strength)	1.20
	CBM3 (10.0N/mm ² minimum 7-days compressive cube strength)	1.00
	CBM4 (15.0N/mm ² minimum 7-days compressive cube strength)	0.80
	CBM5 (20.0N/mm ² minimum 7-days compressive cube strength)	0.70
	No-fines Lean Concrete for Permeable Paving	1.00
Bitumen Bound Materials	HDM as defined by SHW DBM as defined by SHW HRA as defined by SHW	0.82 1.00 1.25
Unbound Materials	Crushed rock sub-base material of CBR ≥ 80%	3.00
Concrete Block Paving	Concrete Block Paving as a surfacing (80mm blocks and 30mm laying course)	1.00

Na tabela acima se verifica que para materiais não coesivos, como a BGS, o fator de equivalência é 3,00. Para não se aplicar uma camada muito espessa de BGS (60 cm no caso), a qual poderá não apresentar as propriedades de confinamento e drenagem requeridas, irá se dividir a camada em 30 cm de BGS e 30 cm de Rachão. A estrutura final para o caso considerado é apresentada a seguir:

- Camada de Blocos Intertravados de Concreto com 80 mm de espessura;
- Camada de Areia de Assentamento de 30 mm de espessura;
- Camada de Base de BGS de 300 mm de espessura;
- Camada de Sub-base de Rachão de 450 mm de espessura.



11.4. Dimensionamento da drenagem

Sabendo-se que portos são áreas destinadas ao carregamento e descarregamento de mercadores, com fluxo de equipamentos e funcionários. Por estes motivos eles devem estar sempre seguros e aptos à movimentação de equipamentos e pessoas, isto significa, no caso da drenagem superficial, prover uma malha capaz de escoar e absorver a vazão proveniente da chuva e demais fontes.

O sistema de drenagem pode ser definido com o grupo de elementos que têm por finalidade o recolhimento, contenção, condução e a disposição final das águas que escoam no terreno e demais elementos carregados no processo como, por exemplo, grãos de soja que caíram da esteira transportadora.

O dimensionamento da drenagem de parte da retroárea se deu através das seguintes etapas:

- Determinação da pluviometria local para determinação da intensidade da precipitação;
- Definição do traçado da rede de drenagem para a parte da retroárea a ser estudada;
- Determinação das vazões totais a serem atendidas nas seções de controle;
- Dimensionamento das canaletas principais de drenagem;
- Dimensionamento das caixas de retenção de óleo.

11.4.1. Pluviometria

Na hidrologia uma das formulações mais usualmente utilizadas para determinar as chuvas máximas de uma bacia é o método das curvas IDF (Intensidade de Precipitação, Duração e Frequência). Para a definição das curvas IDF das precipitações foi utilizada a seguinte fórmula relacionando a intensidade máxima da chuva (mm/h) com sua duração no tempo (min) e o seu tempo de retorno (anos):



$$i = \frac{K \cdot T_R^m}{(t + t_0)^n}$$

Onde:

i - Intensidade média da chuva (mm/h);

t – Duração da chuva (min);

T_R – Período de retorno (anos);

m , n , t_0 e K – Parâmetros relativos ao ajuste da equação.

Foram realizadas diversas calibrações para diversas regiões para se estabelecer os parâmetros de ajuste para a equação acima. No presente estudo, dada a área em questão, foi utilizada a fórmula determinada para a cidade de Belém, definida por Denardin e Freitas no estudo de “Características Fundamentais da Chuva no Brasil” de 1982. Os valores dos parâmetros de ajuste e a equação IDF são:

$$i = \frac{1373,85 \cdot T_R^{0,15}}{(t + 15)^{0,8}}$$

$m = 0,15$;

$n = 0,80$;

$t_0 = 15$;

$K = 1373,85$.

A seguir foram plotadas as curvas IDF para a equação de Belém apresentada acima para diferentes durações e tempos de retorno.

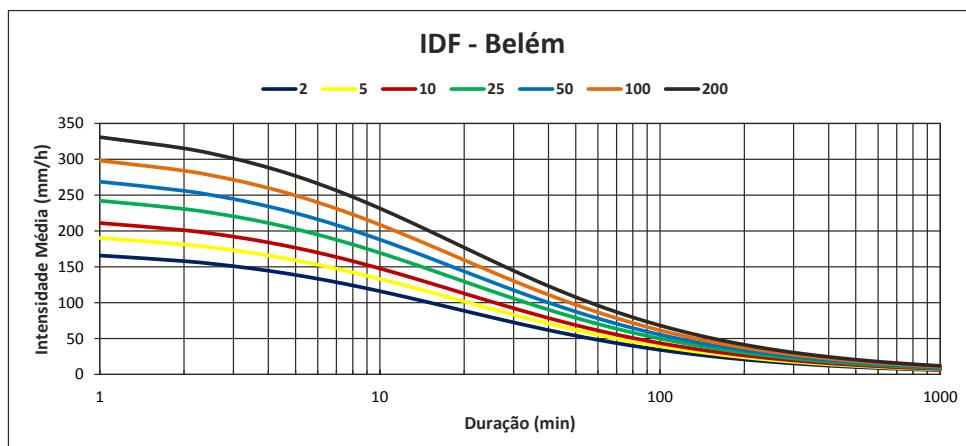


Figura 213 - Curva IDF (Belém)



No presente projeto utilizou-se valores típicos de redes de drenagem portuárias, adotando-se o valor de período de retorno igual a 50 anos ($T_R = 50$ anos) e a duração da chuva igual a 15 min ($t = 15$ min). Portanto, para o dimensionamento da drenagem a intensidade de precipitação utilizada foi de $i = 162,59$ mm/h, ou seja, $i = 4,52 \times 10^{-5}$ m/s.

11.4.2. *Traçado da rede de captação*

Previamente à idealização da malha de captação de drenagem deve-se primeiramente determinar a parte da retroárea a ser detalhada no presente estudo. A seguir é apresentado um croqui ilustrativo destacando o local que será analisado.



Figura 214- Área a ser estudada a drenagem

A área é considerada no estudo é caracterizada por conter dois silos de armazenamento de 198 m de comprimento por 45 m de largura, ambos os silos cercados por lajes de concreto de 3,5 m de largura. Ao redor das lajes de concreto foi considerado um pavimento de blocos pré-moldados intertravados de concreto, formando uma área de captação de cerca de 150 m de



comprimento por 265 m de largura, totalizando uma área de drenagem de 39.750 m². A cota da área pavimentada é +8,00 ao passo que a cota da maré máxima é +3,34 m. A rede de captação de água pluviais determinada para a área em estudo é apresentada no desenho a seguir.

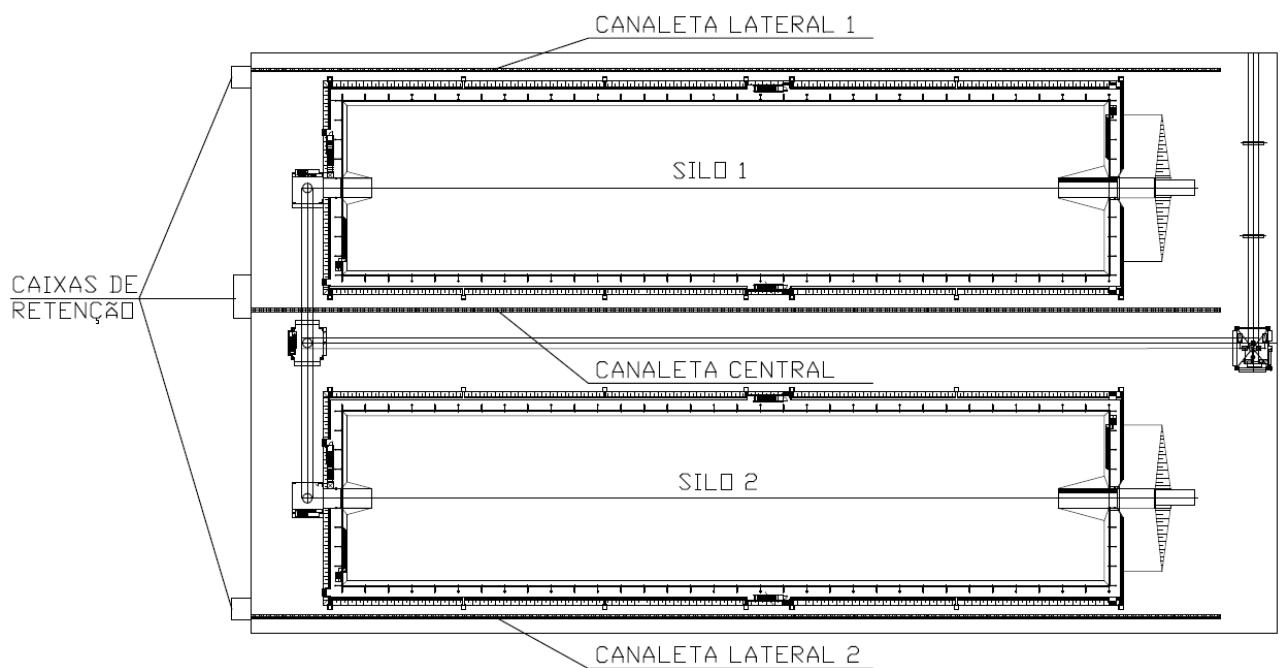


Figura 215 - Rede de captação de água pluviais

11.4.3. Determinação das vazões

A vazão máxima de projeto pode ser estimada com base na precipitação através de diversos métodos que representam os principais processos de transformação de precipitação em vazão. O método racional simples engloba todos os processos em apenas um coeficiente

O método racional simples parte do princípio básico de que a vazão máxima é provocada por uma chuva de intensidade uniforme e constante e ocorre quando todas as partes do sistema colaboram simultaneamente. Contudo, este método não leva em conta a complexidade real de um processo de escoamento superficial, não considerando o armazenamento de água na bacia, variações de precipitação, variação dos coeficientes de escoamento, etc.

Apesar de todas as simplificações, e incertezas acarretadas por elas, o método racional simples é amplamente utilizado na determinação de vazões máximas para bacias pequenas, com até 4,0 km².



A equação do método racional simples é apresentada a seguir:

$$Q = C \cdot i \cdot A$$

Onde:

Q – Vazão em m^3/s ;

C – Coeficiente de escoamento superficial;

i – Intensidade média da chuva em m/s ;

A – Área da bacia em m^2 .

A seguir são apresentados os coeficientes de escoamento superficial considerados para a determinação das vazões no presente estudo:

- $C_{TELHADO\ DOS\ SILOS} = 0,95$;

- $C_{CONCRETO} = 0,88$;

- $C_{PAV.\ INTERTRAVADO} = 0,83$.

As vazões máximas foram determinadas para três seções de controle, conforme destacado na figura a seguir.

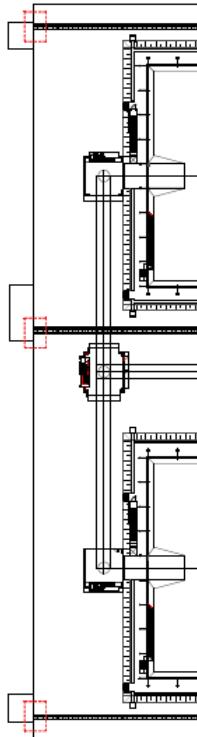


Figura 216 - Seções de controle a serem estudadas



Verifica-se que a vazão nas seções de controle das duas canaletas laterais será idêntica, pois suas áreas de contribuição e superfícies de escoamento são iguais.

Para cada seção de controle determinou-se um coeficiente de escoamento superficial ponderado, calculado a partir das áreas de cada superfície, conforme a fórmula apresentada a seguir:

$$C_{EQ} = \frac{C_{SILO} \cdot A_{SILO} + C_{CONCRETO} \cdot A_{CONCRETO} + C_{PAVIMENTO} \cdot A_{PAVIMENTO}}{A_{SILO} + A_{CONCRETO} + A_{PAVIMENTO}}$$

Portanto, para as canaletas laterais o coeficiente de escoamento superficial equivalente e a vazão na seção de controle através do método racional resultaram em:

$$C_{EQ}^L = \frac{0,95 \cdot 4455 + 0,88 \cdot 875 + 0,83 \cdot 3945}{4455 + 875 + 3945} \cong 0,89$$

$$Q_L = 0,89 \cdot 4,52 \cdot 10^{-5} \cdot (4455 + 875 + 3945) = 0,37 \text{ m}^3/\text{s}$$

E, para a canaleta central o coeficiente de escoamento superficial equivalente e a vazão na seção de controle através do método racional resultaram em:

$$C_{EQ}^C = \frac{0,95 \cdot 8910 + 0,88 \cdot 1750 + 0,83 \cdot 10540}{8910 + 1750 + 10540} \cong 0,88$$

$$Q_C = 0,88 \cdot 4,52 \cdot 10^{-5} \cdot (8910 + 1750 + 10540) = 0,85 \text{ m}^3/\text{s}$$

11.4.4. Dimensionamento das canaletas

Diversas expressões de movimento poderiam ser utilizadas para a determinação das dimensões das canaletas, uma vez que a forma da seção praticamente não influi na equação de movimento.

Neste estudo utilizou-se a fórmula de Chézy com o coeficiente de Manning, conforme apresentada abaixo:



$$Q = \frac{A}{n} \cdot Rh^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

Onde:

Q – Vazão em m³/s;

A – Área molhada do canal (m²);

n – Coeficiente de rugosidade de Manning;

Rh – Raio hidráulico (m), dado por $Rh = \frac{A_{MOLHADA}}{P_{MOLHADO}}$

I – Declividade do fundo do canal (m/m).

O valor do coeficiente de rugosidade de Manning é pouco variável, como se pode ver no quadro a seguir.

Natureza das paredes	Condições			
	Muito boa	Boa	Regular	Má
Alvenaria de pedra argamassada	0,017	0,020	0,025	0,030
Alvenaria de pedra aparelhada	0,013	0,014	0,015	0,017
Alvenaria de pedra seca	0,025	0,033	0,033	0,035
Alvenaria de tijolos	0,012	0,013	0,015*	0,017
Calhas metálicas lisas (semicirculares)	0,011	0,012	0,013	0,015
Canais abertos em rocha (irregular)	0,035	0,040	0,045	-
Canais c/ fundo em terra e talude c/ pedras	0,028	0,030	0,033	0,035
Canais c/ leito pedregoso e talude vegetado	0,025	0,030	0,035	0,040
Canais com revestimento de concreto	0,012	0,014*	0,016	0,018
Canais de terra (retilíneos e uniformes)	0,017	0,020	0,023	0,025
Canais dragados	0,025	0,028	0,030	0,033
Condutos de barro (drenagem)	0,011	0,012*	0,014*	0,017
Condutos de barro vitrificado (esgoto)	0,011	0,013*	0,015	0,017
Condutos de prancha de madeira aplaínada	0,010	0,012*	0,013	0,014
Gabião	0,022	0,030	0,035	-
Superfícies de argamassa de cimento	0,011	0,012	0,013*	0,015
Superfícies de cimento alisado	0,010	0,011	0,012	0,013
Tubo de ferro fundido revestido c/ alcatrão	0,011	0,012*	0,013*	-
Tubo de ferro fundido sem revestimento	0,012	0,013	0,014	0,015
Tubos de bronze ou de vidro	0,009	0,010	0,011	0,013
Tubos de concreto	0,012	0,013	0,015	0,016
Tubos de ferro galvanizado	0,013	0,014	0,015	0,017
Córregos e rios Limpos, retilíneos e uniformes	0,025	0,028	0,030	0,033
Igual anterior porém c/ pedras e vegetação	0,030	0,033	0,035	0,040
Com meandros, bancos e poços, limpos	0,035	0,040	0,045	0,050
Margens espaiadas, pouca vegetação	0,050	0,060	0,070	0,080
Margens espaiadas, muita vegetação	0,075	0,100	0,125	0,150

Fonte: Porto (1998) e Cirilo et al. (2001)

Figura 217 - Coeficientes de Manning para diversos materiais



Para se dar início à determinação da altura das canaletas pelo método iterativo das tentativas, determinou-se inicialmente alguns parâmetros iniciais apresentados abaixo:

- Base das canaletas laterais e da canaleta central (B) = 100 cm;
- n = 0,013;
- I = 0,002 m/m.

Portanto, verificou-se pelo método iterativo das tentativas que para se atender a vazão de projeto determinada para a seção de controle das canaletas laterais é necessária uma altura de canaleta de pelo menos:

$$Q_L = \frac{(B_L \cdot H_L) \cdot \left(\frac{B_L \cdot H_L}{B_L+2 \cdot H_L}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot I^{1/2}}{n}$$

$$0,37 = \frac{(1,0 \cdot H_L) \cdot \left(\frac{1,0 \cdot H_L}{1,0+2 \cdot H_L}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot 0,002^{1/2}}{0,013} \Rightarrow H_L = 0,32 \text{ m}$$

Para o caso da canaleta central, a altura útil de canaleta necessária para atender à vazão de projeto determinada na seção de controle é pelo menos:

$$Q_C = \frac{(B_C \cdot H_C) \cdot \left(\frac{B_C \cdot H_C}{B_C+2 \cdot H_C}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot I^{1/2}}{n}$$

$$0,85 = \frac{(1,0 \cdot H_C) \cdot \left(\frac{1,0 \cdot H_C}{1,0+2 \cdot H_C}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot 0,002^{1/2}}{0,013} \Rightarrow H_C = 0,59 \text{ m}$$

Partindo-se da premissa de que no início das canaletas irá se deixar uma altura mínima de 20 cm, sem considerar a altura da tampa, e de que o comprimento e a declividade de ambas as canaletas são 250 m e 0,002 m/m, respectivamente, temos que a altura final mínima na seção de controle deverá ser de:

$$H_{mín} = 0,2 + (250 \cdot 0,002) = 0,70 \text{ m}$$



Por fim, incluindo bordas livres de aproximadamente 20 cm e levando-se em conta a compatibilização com a altura mínima na seção de controle, temos que as dimensões finais são apresentadas abaixo para ambos os casos.

- Canaletas Laterais: 100 cm x 70 cm ($B_L \times H_L$);

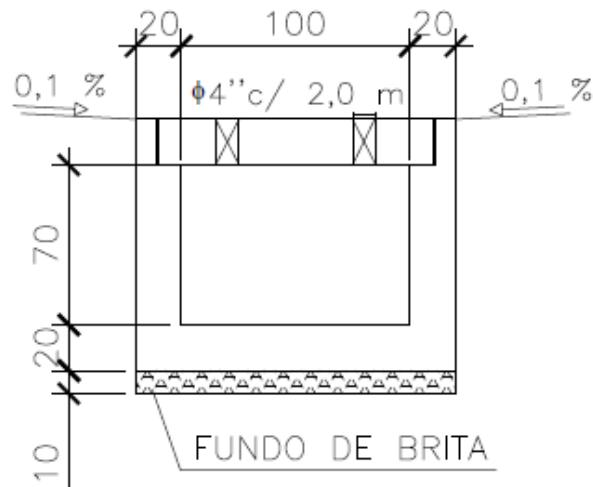


Figura 218 - Seção transversal canaleta lateral na seção de controle

- Canaleta Central: 100 cm x 80 cm ($B_C \times H_C$).

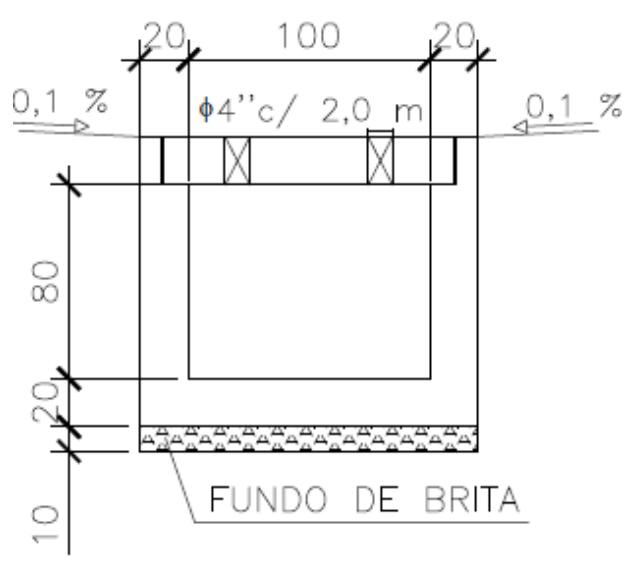


Figura 219 - Seção transversal canaleta central na seção de controle



A canaletas deverão ser tampadas ao longo de toda a sua extensão com placas de concreto de 20 cm de espessuras, com furos de $\phi 4''$ (10,16 cm) a cada 2 m, conforme desenhos acima. As placas devem ser removíveis para providenciarem limpezas periódicas e capazes de suportar o trânsito de cargas, pessoal e equipamentos, fornecendo segurança e protegendo o sistema de drenagem instalado.

11.4.5. Dimensionamento da caixa de retenção de óleo

O grande objetivo de uma caixa de retenção de óleo, no presente caso, é impedir a contaminação do meio ambiente com os óleos e sedimentos arrastados juntamente com as águas pluviais drenadas. Os óleos podem ser provenientes dos motores de caminhões e equipamentos que trafegam o local ou até mesmo da própria soja, que eventualmente possa cair das esteiras e contaminar a água drenada.

Existem diversos tipos de caixas de retenção de óleo a partir de diversas técnicas de separação. No presente estudo será analisada uma caixa de retenção por gravidade conforme representada no esquema abaixo:



Figura 220 - Esquema Caixa de Retenção

O dimensionamento da caixa de retenção, em geral, é em função do tempo de concentração da bacia atendida. O tempo de concentração pode ser definido basicamente como o tempo que leva uma gota de água mais distante até o trecho considerado na bacia.



A obtenção do tempo de concentração é uma informação muito importante, porém é muito difícil de ser obtida. Existem várias fórmulas empíricas para se determinar o tempo de concentração.

Como o tempo de concentração é muito afetado pelas diversas características da bacia, é indicado, sempre que possível, a utilização do método cinemático para sua determinação. A soma dos tempos de escoamento superficial fornecerá o tempo de concentração.

Para as canaletas de drenagem poderá ser utilizada a própria equação de Manning na forma:

$$V = \frac{1}{n} \cdot R h^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

Para as demais áreas de escoamento a equação acima pode ser simplificada para a forma:

$$V = k \cdot I^{1/2}$$

O valor de k é tabelado por diversos autores de acordo com as condições de escoamento e de uso do solo. Em média o valor de k para áreas pavimentadas varia em torno de 6,1 a 6,3. No presente estudo adotou-se $k=6,2$.

Do ponto mais distante da bacia para a seção de controle considerada, tanto nas canaletas laterais, como na canaleta central, uma gota de água precisaria percorrer em torno de 35 m de área pavimentada e 250 m pela canaleta de concreto. Portanto, para as canaletas laterais o tempo de concentração é:

$$V_{PAV} = 6,2 \cdot 0,001^{\frac{1}{2}} = 0,196 \text{ m/s}$$

$$t_{PAV} = \frac{35}{0,196} = 178,57 \text{ s}$$



$$V_{CAN}^L = \frac{1}{0,013} \cdot 0,178^{\frac{2}{3}} \cdot 0,003^{\frac{1}{2}} = 1,335 \text{ m/s}$$

$$t_{CAN}^L = \frac{250}{1,335} = 187,27 \text{ s}$$

$$t_c^L = 178,57 + 187,27 = 365,84 \text{ s} \cong 6 \text{ min}$$

Para o caso da canaleta central, dado que o tempo de escoamento sobre a área pavimentada é o mesmo, o tempo de concentração é:

$$V_{CAN}^C = \frac{1}{0,013} \cdot 0,0251^{\frac{2}{3}} \cdot 0,003^{\frac{1}{2}} = 1,677 \text{ m/s}$$

$$t_{CAN}^C = \frac{250}{1,677} = 149,08 \text{ s}$$

$$t_c^C = 178,57 + 149,08 = 327,65 \text{ s} \cong 5,5 \text{ min}$$

Partindo-se da premissa que os volumes das caixas de retenção têm que ser maiores ou iguais a aproximadamente metade da vazão de entrada, durante o tempo de concentração, temos que para as caixas laterais o volume deverá ser:

$$Vol_L^{Caixa} = \frac{6 \cdot 60 \cdot 0,37}{2} \cong 67 \text{ m}^3$$

E para a caixa central o volume deverá ser:

$$Vol_C^{Caixa} = \frac{5,5 \cdot 60 \cdot 0,85}{2} \cong 140 \text{ m}^3$$

Partindo-se de uma altura interna da caixa de 3,0 m e de uma largura interna de 4,6 m, temos que o comprimento interno das caixas deverá ser de:



$$Comp_L^{Caixa} = \frac{67,0}{3,0 \cdot 4,6} \cong 4,8 \text{ m}$$

$$Comp_C^{Caixa} = \frac{140,0}{3,0 \cdot 4,6} \cong 10,1 \text{ m}$$

A seguir é apresentado o detalhamento da caixa de retenção central. Observa-se que as caixas laterais apresentam o mesmo layout, diferindo apenas na largura.

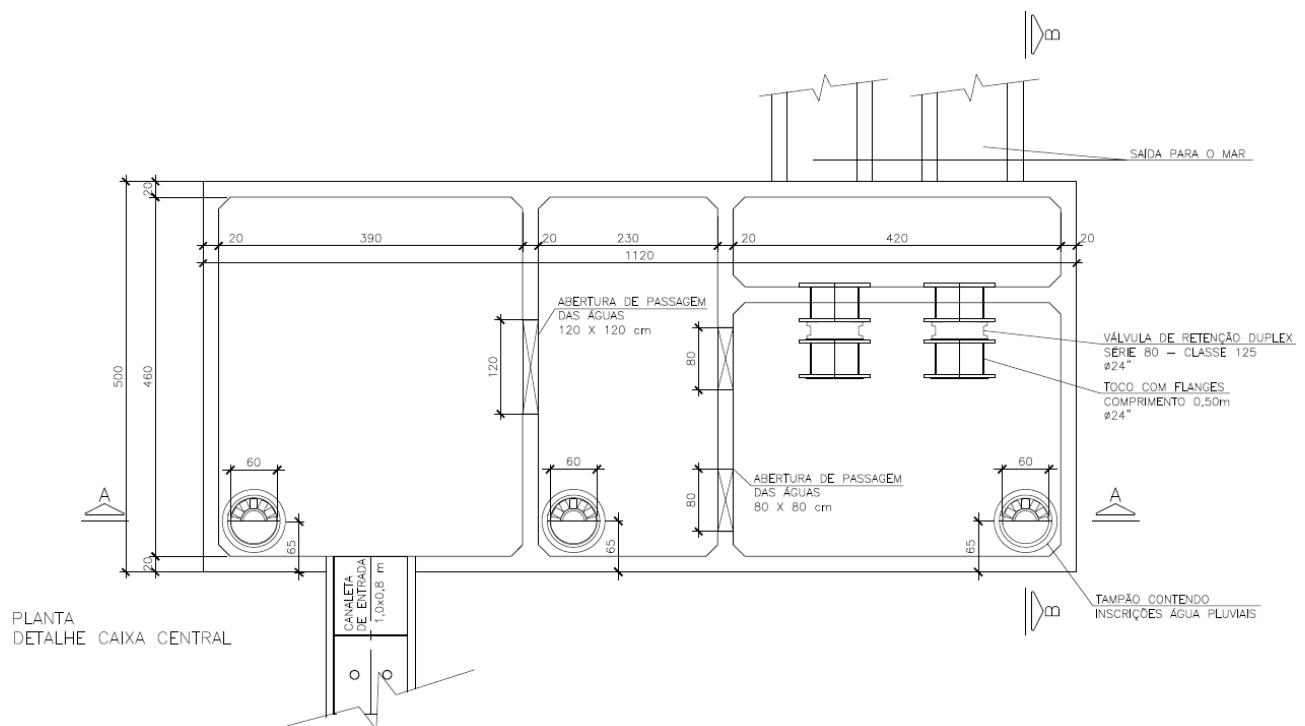


Figura 221 - Planta caixa de retenção central

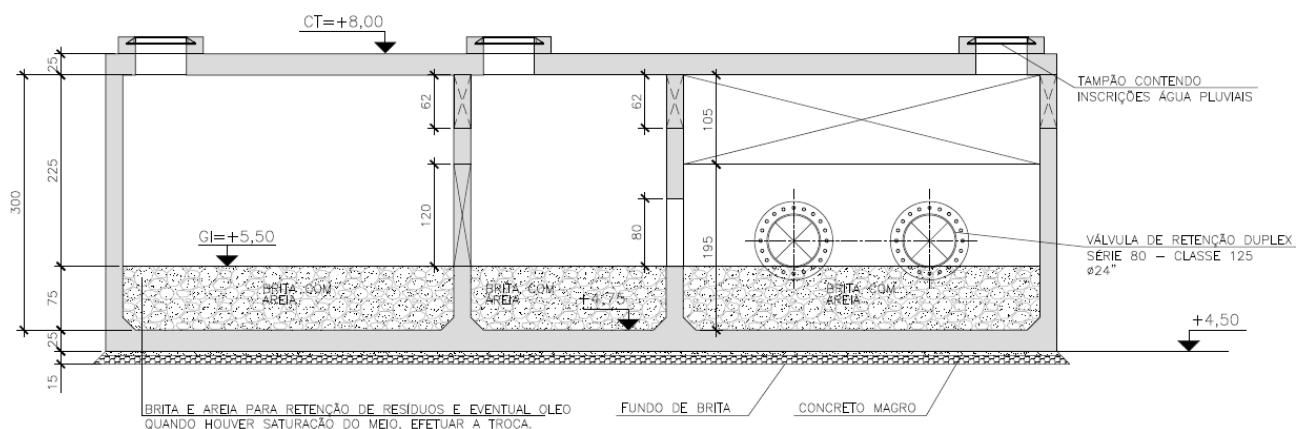
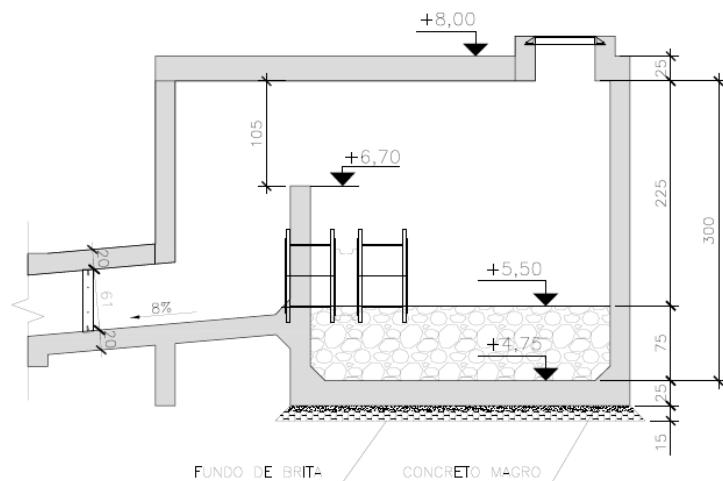


Figura 222 - Corte A-A caixa de retenção central



ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
PROJETO DE TERMINAL PORTUÁRIO PARA GRANÉIS SÓLIDOS



CORTE – "B-B"
DETALHE CAIXA CENTRAL

Figura 223 – Corte B-B caixa de retenção central



12. BIBLIOGRAFIA

12.1. Livros

GAYTHWAITE, J. W. **Design of Marine Facilities for the Berthing, Mooring, and Repair of Vessels.** 2nd ed. Virginia, USA: ASCE Press, 2004. 564 p.

KNAPTON, J. **The Structural Design of Heavy Duty Pavements for Ports and Other Industries.** 4th ed. Leicestershire, England: Interpave, 2007. 89 p.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos.** 3^a ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 356 p.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações.** São Paulo: Oficina de Textos, 2011. 356 p.

ISAIA, G. C. **Concreto: Ciência e Tecnologia - Volume 1.** São Paulo: Ibracon, 2011. 931 p.

LEONHARDT, F.; MÖNNING, E. **Construções de concreto.** Rio de Janeiro, Interciência, 1977. v.2.

LEONHARDT, F. & MÖNNING, E. **Construções de concreto.** Rio de Janeiro, Interciência, 1978. v.3.

12.2. Catálogos

BRIDGESTONE CORPORATION. **Marine Fender Systems catalogue.** Japan [2011]. Catálogo. 73 p.

LONGWOOD ELASTOMERS. **Marine Fender catalogue: Protection, Durability and Economy for True Design Freedom.** Texas. Catálogo. 38 p.



SUMITOMO RUBBER INDUSTRIES. **Rubber Marine Fenders catalogue.** Hyogo, Japan [2002]. Catálogo. 44 p.

TRELLEBORG AB. **Marine Fender Systems catalogue.** Sweden [2013]. Catálogo. 52 p.

12.3. Normas

RECOMENDACIONES PARA OBRAS MARITIMAS. **ROM 2.0-11:** *Recomendaciones para el proyecto y ejecución en obras de atraque y amarre.* España, 2012. Tomo I: 148 p. Tomo II: 468 p.

NORMAS TÉCNICAS DA PREFEITURA DO MUNICÍPIO DE SÃO PAULO. **IP-06/2004:** Dimensionamento de Pavimentos com Blocos Intertravados de Concreto. São Paulo, 2004. 16 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:** Projeto de estruturas de concreto: Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014. 238 p.

_____. **NBR 6122:** Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2010. 91 p.

_____. **NBR 9062:** Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro: ABNT, 2006. 59 p.

_____. **NBR 8681:** Ações e segurança nas estruturas: Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2004. 18 p.

_____. **NBR 12131:** Estacas - Prova de carga estática - Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2006. 8 p.

PORLAND CEMENT ASSOCIATION. *Thickness design for concrete highway and street pavements.* Canadian edition. Skokie, 1984.



12.4. Trabalhos apresentados em eventos científicos

DE OLIVA, J. A. B. Cenário Atual do Transporte Hidroviário Brasileiro. In: SEMINÁRIO INTERNACIONAL EM LOGÍSTICA AGROINDUSTRIAL: O TRANSPORTE HIDROVIÁRIO (FLUVIAL E CABOTAGEM) DE GRANÉIS AGRÍCOLAS, 5. 2008, Piracicaba. **Anais**. Piracicaba: Escola Superior de Agricultura Luiz de Queiroz da Universidade de São Paulo, 2008.

ALMEIDA, S. F.; NÓBREGA, P. G. B.; HANAI, J. B. Critérios de Vibração para Estruturas de Piso de Concreto Pré-moldado. In: ENCONTRO NACIONAL DE PESQUISA-PROJETO-PRODUÇÃO EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO, 1. 2005, São Carlos. **Anais**. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2005. 13 p.

12.5. Palestras

NASCIMENTO, J. A. M. **Fontes de Informação em Transporte Aquaviário**. In: PALESTRA APRESENTADA PELA AGÊNCIA NACIONAL DE TRANSPORTES AQUAVIÁRIOS (ANTAQ). Brasília: Edifício ANTAQ, 2012.

BARBOSA, M. M. R. C. **Infra-estrutura de Transportes no Brasil: Planejamento, Implementações e Desempenho**. In: PALESTRA APRESENTADA PELA AGÊNCIA NACIONAL DE TRANSPORTES AQUAVIÁRIOS (ANTAQ). Joinville, 2007.

12.6. Artigos e Publicações

NETO, J. G. M. **O mercado de exportação de soja e os portos brasileiros**. Brasília: Agência Nacional de Transportes Aquaviários, 2015. 16 p.

MARCHETTI, D. S.; PASTORI, A. **Dimensionamento do Potencial de Investimentos para o Setor Portuário**. Rio de Janeiro: Banco Nacional do Desenvolvimento Setorial, 2006. 34 p.



CONSELHO FEDERAL DE ADMINISTRAÇÃO. Plano Brasil de Infraestrutura Logística: Uma Abordagem Sistêmica. Brasília, 2013. 121 p.

COMPANHIA NACIONAL DE ABASTECIMENTO. Acompanhamento da Safra Brasileira de Grãos - Safra 2013/14 - Décimo Segundo Levantamento. Brasília, 2014. 151 p.

COMPANHIA NACIONAL DE ABASTECIMENTO. Acompanhamento da Safra Brasileira de Grãos - Safra 2014/15- Quinto Levantamento. Brasília, 2015. 122 p.

PLANO NACIONAL DE LOGÍSTICA E TRANSPORTES. **Projeto de Reavaliação de Estimativas e Metas**. Brasília, 2012. 260 p.

LABORATÓRIO DE TRANSPORTES E LOGÍSTICA. Cooperação técnica para apoio à Secretaria de Portos da Presidência da República no planejamento do setor portuário brasileiro e na implantação dos projetos de inteligência logística portuária: plano mestre - Porto de Vila do Conde. Florianópolis: Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC, 2013. 388 p.

PLANAVE S.A., ESTUDOS E PROJETOS DE ENGENHARIA. Relatório de Impacto Ambiental para a Implantação do Terminal Portuário Graneleiro de Barcarena – Pará. Rio de Janeiro: Planave, 2005. 101 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de Estudos de Tráfego**. Rio de Janeiro, 2006. 388 p.

PRIME ENGENHARIA E CONSULTORIA LTDA. Métodos de Dimensionamento de Pavimentos: Metodologias e seus Impactos nos Projetos de Pavimentos Novos e Restaurações. Porto Alegre, 2009. 93 p.



AGÊNCIA NACIONAL DE TRANSPORTES TERRESTRES. **Estudo de Engenharia – Trecho: Açailândia/MA – Barcarena, PA.** Relatório II. Audiência Pública 137, 2013. 57 p.

DENARDIN, J. E.; FREITAS, P. L. **Características Fundamentais da Chuva no Brasil.** Brasília: Pesquisa Agropecuária Brasileira, 1982, 8p.

12.7. Leis

BRASIL. Lei 12.815, de 05 de junho de 2013. Dispõe sobre a exploração direta e indireta pela União de portos e instalações portuárias e sobre as atividades desempenhadas pelos operadores portuários. Diário Oficial [da] República Federativa do Brasil, Poder Executivo, Brasília, DF, 05 jun. 2013.

12.8. Dissertações e Teses

TELMA, D.; MURAKAMI, R.; DESANI, R. **Transporte Marítimo Brasileiro: Análise da Situação Atual.** 2005. 98 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Trabalho de Conclusão de Curso) - Faculdade de Computação e Informática, Bacharelado em Sistemas de Informação, Universidade Presbiteriana Mackenzie, São Paulo.

CRUZ, L. O. M. **Pavimento Intertravado de Concreto: Estudo dos Elementos e Métodos de Dimensionamento.** 2003. 281 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

MÜLLER, R. M. **Avaliação de Transmissão de Esforços em Pavimentos Intertravados de Blocos de Concreto.** 2005. 256 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

OYAMADA, R. N. **Controle de Flecha e Adaptação por Fluência em Pontes Construídas pelo Método dos Balanços Sucessivos.** 2004. 182 f. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.



FLEURY, L. F. S. Estudo da Adaptação por Fluência em Obras Executadas em Fases. 2002. 134 f. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

MEIRA, M. T. R. Resistência à tração de pinos de ancoragem – Influência de borda, comprimento de aderência, posição e orientação do pino. 2005. 168 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2005.

12.9. Publicações – Meio eletrônico

TORRES, M. Principais tipos de solos do Estado do Pará. Pará, jun. 2011. Disponível em: <<http://geomaurotorres.blogspot.com.br/2009/06/principais-tipos-de-solos-do-estado-do.html>>. Acesso em 23 abr. 2015.

PEDOLOGIA DOS SOLOS do Estado do Pará: Mapa esquemático dos solos. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE). Disponível em: <ftp://geoftp.ibge.gov.br/mapas_tematicos/pedologia/unidades_federacao/pa_pedologia.pdf>. Acesso em 2 mar. 2015.

SOJA EM NÚMEROS: Conheça de forma interativa os dados sobre a cultura da soja: Gráficos interativos. Embrapa Soja, Paraná, 2012. Disponível em: <<http://www.cnpsso.embrapa.br/sojaemnumeros/>>. Acesso em 14 fev. 2015.

BASE DE DADOS das embarcações. Vessel Finder, Sliven, Bulgaria. Disponível em: <<https://www.vesselfinder.com/pt/vessels>>. Acesso em 18 fev. 2015.



Anexo I - Cálculo da componente de vento transversal sobre a embarcação amarrada

$F_v(\alpha) = \{(\gamma_{AR}/2*g) * V_v^2 * [C_{V,L}(\alpha)*A_{V,T}*\cos^2\alpha + C_{V,T}(\alpha)*A_{V,L}*\sin^2\alpha]/[\cos(\phi-\alpha)]\}$								
Casos	Vento operacional				Vento máximo			
	Full		Em lastro		Full		Em lastro	
	Maré Máx	Maré Mín	Maré Máx	Maré Mín	Maré Máx	Maré Mín	Maré Máx	Maré Mín
$F_v(\alpha)$ (tf)	3,037	3,037	6,344	6,344	16,533	16,533	34,541	34,541
$F_{V,L}(\alpha)$ (tf)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$F_{V,T}(\alpha)$ (tf)	3,037	3,037	6,344	6,344	16,533	16,533	34,541	34,541
$M_{V,CG}(\alpha)$ (tfm)	3,765	3,765	-7,867	-7,867	20,501	20,501	-42,831	-42,831
γ_{AR} (tf/m³)	1,225E-03	1,225E-03	1,225E-03	1,225E-03	1,225E-03	1,225E-03	1,225E-03	1,225E-03
g (m/s²)	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81
$C_{V,L}$ (adim)	0,9	0,9	1,2	1,2	0,9	0,9	1,2	1,2
$C_{V,T}$ (adim)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
V_v (m/s)	16,7	16,7	16,7	16,7	38,9	38,9	38,9	38,9
$A_{V,T}$ (m²)	33,9	33,9	70,8	70,8	33,9	33,9	70,8	70,8
$A_{V,L}$ (m²)	175,1	175,1	365,8	365,8	175,1	175,1	365,8	365,8
α (°)	90	90	90	90	90	90	90	90
ϕ (°)	90,0	90,0	90,0	90,0	90,0	90,0	90,0	90,0
C_E (adim)	0,02	0,02	-0,02	-0,02	0,02	0,02	-0,02	-0,02
L_{OA} (m)	62,0	62,0	62,0	62,0	62,0	62,0	62,0	62,0
$\phi = \arctg [(A_{V,L}/A_{V,T}) * \operatorname{tg}\alpha]$								
ϕ (°)	90,0	90,0	90,0	90,0	90,0	90,0	90,0	90,0
$A_{V,T}$ (m²)	33,9	33,9	70,8	70,8	33,9	33,9	70,8	70,8
$A_{V,L}$ (m²)	175,1	175,1	365,8	365,8	175,1	175,1	365,8	365,8
α (°)	90	90	90	90	90	90	90	90
$A_{V,T} = B * (G + h_T)$								
$A_{V,T}$ (m²)	33,9	33,9	70,8	70,8	33,9	33,9	70,8	70,8
B (m)	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0
$G(m)$	0,324	0,324	3,400	3,400	0,324	0,324	3,400	3,400
h_T (m)	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
$A_{V,L} = L_{PP} * (G + h_L)$								
$A_{V,L}$ (m²)	175,1	175,1	365,8	365,8	175,1	175,1	365,8	365,8
L_{PP} (m)	62,0	62,0	62,0	62,0	62,0	62,0	62,0	62,0
$G(m)$	0,324	0,324	3,400	3,400	0,324	0,324	3,400	3,400
h_L (m)	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
$G = P - D$								
G (m)	0,324	0,324	3,400	3,400	0,324	0,324	3,400	3,400
P (m)	4,4	4,4	4,4	4,4	4,4	4,4	4,4	4,4
D ou $D_{MÍN}$ (m)	4,076	4,076	1,00	1,00	4,076	4,076	1,00	1,00



Anexo II - Cálculo da componente de vento longitudinal sobre a embarcação amarrada

$F_v(\alpha) = \{(\gamma_{AR}/2*g) * V_v^2 * [C_{V,L}(\alpha)*A_{V,T}*\cos^2\alpha + C_{V,T}(\alpha)*A_{V,L}*\sin^2\alpha]/[\cos(\phi-\alpha)]\}$								
Casos	Vento operacional				Vento máximo			
	Full		Em lastro		Full		Em lastro	
	Maré Máx	Maré Mín	Maré Máx	Maré Mín	Maré Máx	Maré Mín	Maré Máx	Maré Mín
$F_v(\alpha)$ (tf)	0,529	0,529	1,473	1,473	2,880	2,880	8,022	8,022
$F_{V,L}(\alpha)$ (tf)	0,529	0,529	1,473	1,473	2,880	2,880	8,022	8,022
$F_{V,T}(\alpha)$ (tf)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$M_{V,CG}(\alpha)$ (tfm)	0,656	0,656	-1,827	-1,827	3,571	3,571	-9,948	-9,948
γ_{AR} (tf/m³)	1,225E-03	1,225E-03	1,225E-03	1,225E-03	1,225E-03	1,225E-03	1,225E-03	1,225E-03
g (m/s²)	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81
$C_{V,L}$ (adim)	0,9	0,9	1,2	1,2	0,9	0,9	1,2	1,2
$C_{V,T}$ (adim)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
V_v (m/s)	16,7	16,7	16,7	16,7	38,9	38,9	38,9	38,9
$A_{V,T}$ (m²)	33,9	33,9	70,8	70,8	33,9	33,9	70,8	70,8
$A_{V,L}$ (m²)	175,1	175,1	365,8	365,8	175,1	175,1	365,8	365,8
α (°)	0	0	0	0	0	0	0	0
ϕ (°)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
C_E (adim)	0,02	0,02	-0,02	-0,02	0,02	0,02	-0,02	-0,02
L_{OA} (m)	62,0	62,0	62,0	62,0	62,0	62,0	62,0	62,0
$\phi = \text{arc tg} [(A_{V,L}/A_{V,T}) * \text{tg}\alpha]$								
ϕ (°)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
$A_{V,T}$ (m²)	33,9	33,9	70,8	70,8	33,9	33,9	70,8	70,8
$A_{V,L}$ (m²)	175,1	175,1	365,8	365,8	175,1	175,1	365,8	365,8
α (°)	0	0	0	0	0	0	0	0
$A_{V,T} = B * (G + h_T)$								
$A_{V,T}$ (m²)	33,9	33,9	70,8	70,8	33,9	33,9	70,8	70,8
B (m)	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0
$G(m)$	0,324	0,324	3,400	3,400	0,324	0,324	3,400	3,400
h_T (m)	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
$A_{V,L} = L_{PP} * (G + h_L)$								
$A_{V,L}$ (m²)	175,1	175,1	365,8	365,8	175,1	175,1	365,8	365,8
L_{PP} (m)	62,0	62,0	62,0	62,0	62,0	62,0	62,0	62,0
$G(m)$	0,324	0,324	3,400	3,400	0,324	0,324	3,400	3,400
h_L (m)	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
$G = P - D$								
G (m)	0,324	0,324	3,400	3,400	0,324	0,324	3,400	3,400
P (m)	4,4	4,4	4,4	4,4	4,4	4,4	4,4	4,4
D ou $D_{MÍN}$ (m)	4,076	4,076	1,00	1,00	4,076	4,076	1,00	1,00



Anexo III - Cálculo da componente de pressão gerada pela corrente atuante sobre a embarcação amarrada

$F_{C_{pressão}}(\alpha) = \{(\gamma_w / 2 * g) * V_c^2 * [C_{c,L}(\alpha) * A_{c,T} * \cos^2 \alpha + C_{c,T}(\alpha) * A_{c,L} * \sin^2 \alpha] / [\cos(\phi - \alpha)]\}$								
Casos	Vento operacional				Vento máximo			
	Full		Em lastro		Full		Em lastro	
	Maré Máx	Maré Mín	Maré Máx	Maré Mín	Maré Máx	Maré Mín	Maré Máx	Maré Mín
$F_{C_{pressão}}(\alpha)$ (tf)	9,855	13,771	1,564	1,564	9,855	13,771	1,564	1,564
$F_{C_{pressão,L}}(\alpha)$ (tf)	3,558	4,971	0,564	0,564	3,558	4,971	0,564	0,564
$F_{C_{pressão,T}}(\alpha)$ (tf)	9,190	12,843	1,458	1,458	9,190	12,843	1,458	1,458
$M_{C_{pressão,CG}}$ (α) (tfm)	103,869	145,150	16,481	16,481	103,869	145,150	16,481	16,481
γ_w (tf/m³)	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
g (m/s²)	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81
$C_{c,L}$ (adim)	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
$C_{c,T}$ (adim)	1,8	2,7	1,0	1,0	1,8	2,7	1,0	1,0
V_c (m/s)	1,12	1,12	1,12	1,12	1,12	1,12	1,12	1,12
$A_{c,T}$ (m²)	48,9	48,9	12,0	12,0	48,9	48,9	12,0	12,0
$A_{c,L}$ (m²)	252,7	252,7	62,0	62,0	252,7	252,7	62,0	62,0
α (°)	26,6	26,6	26,6	26,6	26,6	26,6	26,6	26,6
ϕ (°)	68,8	68,8	68,8	68,8	68,8	68,8	68,8	68,8
C_E (adim)	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17
L_{OA} (m)	62,0	62,0	62,0	62,0	62,0	62,0	62,0	62,0
$\phi = \arctg [(A_{c,L} / A_{c,T}) * \operatorname{tg} \alpha]$								
ϕ (°)	68,8	68,8	68,8	68,8	68,8	68,8	68,8	68,8
$A_{c,T}$ (m²)	48,9	48,9	12,0	12,0	48,9	48,9	12,0	12,0
$A_{c,L}$ (m²)	252,7	252,7	62,0	62,0	252,7	252,7	62,0	62,0
α (°)	26,6	26,6	26,6	26,6	26,6	26,6	26,6	26,6
$A_{c,T} = B * D$								
$A_{c,T}$ (m²)	48,9	48,9	12,0	12,0	48,9	48,9	12,0	12,0
B (m)	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0
D ou $D_{MÍN}$ (m)	4,076	4,076	1,00	1,00	4,076	4,076	1,00	1,00
$C_{c,T} = f(h/D)$								
$C_{c,T}$ (adim)	1,8	2,7	1,0	1,0	1,8	2,7	1,0	1,0
relação (adim)	2,8	2,0	11,3	8,2	2,8	2,0	11,3	8,2
batimetria (m)	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0
$NA_{MMáx}$ ou $NA_{MMín}$ (m)	3,34	0,15	3,34	0,15	3,34	0,15	3,34	0,15
D ou $D_{MÍN}$ (m)	4,076	4,076	1,000	1,000	4,076	4,076	1,000	1,000



Anexo IV - Cálculo da componente de atrito gerada pela contato entre o fluido e o casco da embarcação amarrada

Casos	$F_{Catrito}$							
	Vento operacional				Vento máximo			
	Full		Em lastro		Full		Em lastro	
	Maré Máx	Maré Mín	Maré Máx	Maré Mín	Maré Máx	Maré Mín	Maré Máx	Maré Mín
$F_{Catrito}$ (α) (tf)	0,258	0,258	0,181	0,181	0,258	0,258	0,181	0,181
$F_{Catrito,L}$ (α) (tf)	0,255	0,255	0,177	0,177	0,255	0,255	0,177	0,177
$F_{Catrito,T}$ (α) (tf)	0,043	0,043	0,039	0,039	0,043	0,043	0,039	0,039
$M_{Catrito,CG}$ (α) (tfm)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
γ_w (tf/m ³)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
g (m/s ²)	9,8	9,8	9,8	9,8	9,8	9,8	9,8	9,8
C_R (adim)	0,004	0,004	0,004	0,004	0,004	0,004	0,004	0,004
V_C (m/s)	1,12	1,12	1,12	1,12	1,12	1,12	1,12	1,12
$A_{C,T}^*$ (m ²)	841,8	841,8	768,0	768,0	841,8	841,8	768,0	768,0
$A_{C,L}^*$ (m ²)	1249,4	1249,4	868,0	868,0	1249,4	1249,4	868,0	868,0
α (°)	26,6	26,6	26,6	26,6	26,6	26,6	26,6	26,6

$A^*_{T} = (L_{PP} + 2 * D) * B$								
A^*_{T} (m ²)	841,8	841,8	768,0	768,0	841,8	841,8	768,0	768,0
L_{PP} (m)	62,0	62,0	62,0	62,0	62,0	62,0	62,0	62,0
B (m)	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0
D ou D _{MÍN} (m)	4,076	4,076	1,000	1,000	4,076	4,076	1,000	1,000

$A^*_{L} = (B + 2 * D) * L_{PP}$								
A^*_{L} (m ²)	1249,4	1249,4	868,0	868,0	1249,4	1249,4	868,0	868,0
L_{PP} (m)	62,0	62,0	62,0	62,0	62,0	62,0	62,0	62,0
B (m)	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0
D ou D _{MÍN} (m)	4,076	4,076	1,000	1,000	4,076	4,076	1,000	1,000



Anexo V - Cálculo da componente proveniente da ação das ondas incidentes sobre a embarcação amarrada

Casos	$F_{onda} = C_{fw} * C_{dw} * \gamma_w * H_s^2 * L'$							
	Vento operacional				Vento máximo			
	Full		Em lastro		Full		Em lastro	
	Maré Máx	Maré Mín	Maré Máx	Maré Mín	Maré Máx	Maré Mín	Maré Máx	Maré Mín
F_{onda} (tf)	2,461	2,461	2,461	2,461	2,461	2,461	2,461	2,461
$F_{onda,L}$ (tf)	2,202	2,202	2,202	2,202	2,202	2,202	2,202	2,202
$F_{onda,T}$ (tf)	1,101	1,101	1,101	1,101	1,101	1,101	1,101	1,101
$M_{onda,CG}$ (tfm)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
C_{fw} (adim)	0,064	0,064	0,064	0,064	0,064	0,064	0,064	0,064
C_{dw} (adim)	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
γ_w (tf/m ³)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
H_s (m)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
L' (m)	38,5	38,5	38,5	38,5	38,5	38,5	38,5	38,5
α (°)	26,6	26,6	26,6	26,6	26,6	26,6	26,6	26,6

C_{fw}								
C_{fw} (adim)	0,064	0,064	0,064	0,064	0,064	0,064	0,064	0,064
relação (adim)	12,81	12,81	3,14	3,14	12,81	12,81	3,14	3,14
D ou $D_{Mín}$ (m)	4,076	4,076	1,000	1,000	4,076	4,076	1,000	1,000
L_w (m)	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0

C_{dw}								
C_{dw} (adim)	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
relação (adim)	71,25	51,21	71,25	51,21	71,25	51,21	71,25	51,21
h (m)	11,34	8,15	11,34	8,15	11,34	8,15	11,34	8,15
batimetria (m)	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0
$NA_{MMáx}$ ou $NA_{MMín}$ (m)	3,34	0,15	3,34	0,15	3,34	0,15	3,34	0,15
L_w (m)	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0