DARAH DE OLIVEIRA LEONEL
FELIPE RIBEIRO DA COSTA LIMA
GIANCARLO D'ELIA DENAPOLI
TAÍS SALGUEIRO BANDEIRA

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO DE ENGENHARIA CIVIL – ESTUDO DA CONCEPÇÃO DE UM PORTO DE PASSAGEIROS NA REGIÃO DE SÃO VICENTE - GUARUJÁ

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

SÃO PAULO
2016

DARAH DE OLIVEIRA LEONEL
FELIPE RIBEIRO DA COSTA LIMA
GIANCARLO D'ELIA DENAPOLI
TAÍS SALGUEIRO BANDEIRA

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO DE ENGENHARIA CIVIL – ESTUDO DA CONCEPÇÃO DE UM PORTO DE PASSAGEIROS NA REGIÃO DE SÃO VICENTE - GUARUJÁ

Projeto 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
2016

AGRADECIMENTOS

À todos que nos ajudaram a entender e conhecer mais sobre o tema apresentado.

Primeiramente, gostaríamos de agradecer o Prof. Kalil José Skaf pelos inúmeros ensinamentos, tanto teóricos quanto de experiências de vida, que certamente agregarão muito à nossa formação.

Agradecemos também a Escola Politécnica da Universidade de São Paulo por nos proporcionar a oportunidade de nossa graduação.

Gostaríamos de agradecer todos os professores de Engenharia Civil e Ambiental que nos proporcionaram conhecimento racional e também ensinamentos para os âmbitos pessoais e profissionais.

Aos nossos pais e familiares, pelo respeito, incentivo e apoio incondicional.

Agradecemos os colaboradores da empresa EGT Engenharia que nos auxiliou na elaboração deste trabalho.

À todos colegas que direta ou indiretamente fizeram parte de nossa formação, muito obrigado.

Resumo Executivo

Este trabalho é resultado da motivação de um grupo de 4 alunos em aplicar os conhecimentos adquiridos na Escola Politécnica da Universidade de São Paulo em um projeto real. Ele se baseia na concepção estrutural de um terminal de passageiros na região de Santos, estado de São Paulo.

A setor portuário brasileiro é um setor pouco explorado e com demanda crescente. Portanto, este trabalho tem o objetivo de expandir o conhecimento nesta área e, com isso, poder ajudar no desenvolvimento do Brasil.

Para tanto, é necessário entender todo o processo construtivo, que inclui: todas as ações incidentes na estrutura; a fundação que será escolhida; o modelo computacional utilizado para analisar a estrutura como um todo; o dimensionamento e detalhamento das armaduras utilizadas; e a drenagem e pavimentação da retroárea do cais. Entendendo este processo como um todo, será possível perceber os desafios e particularidades locais deste projeto.

Palavras chave: Cais, Porto, Engenharia Civil, Terminal de Passageiros, Santos, Projeto.

Executive summary

This Final Year Project is the result of a four-student`s group motivation to apply the acquired knowledge in the Polytechnic School of the University of São Paulo in a practical project. It is a project design of a passenger terminal pier in the region of Santos, in the state of São Paulo.

The Brazilian port sector is a one to which little attention has yet been paid and sees its demand growing. Therefore, the objective of this coursework is to expand the knowledge in the sector, helping the Brazilian development.

For this purpose, it is required to have all the construction process understood, comprising: all the actions that will impact the structure; the foundation that will be chose; the computer model that is used to analyze the whole structure; the desing and verification of reinforcement bars; and the drainage ang pavement for the retro-area of the pier. By understanding the process as a whole, it will be possible to perceive the challenges and local particularities of this project.

Key words: Pier, Port, Civil Engineering, Passenger terminal, Santos, Project.

Sumário

1. Introdução 12
1.1 Contexto Hidroviário 12
1.2 Investimentos no Setor Portuário 14
1.3 Descrição do local 15
1.4 Justificativa do empreendimento 18
2. Concepção da obra portuária 20
2.1 Localização e concepção geral 21
2.2 Vocação 25
2.3 Sequência construtiva 29
2.3.1 Cravação das estacas: 30
2.3.2 Montagem da placa de "cabeça" da estaca: 30
2.3.3 Montagem das vigas longitudinais(calhas): 30
2.3.4 Montagem da pré-laje: 30
2.3.5 Montagem das praças de defensas: 30
2.3.6 Montagem dos cabeços e defensas: 30
2.4 Embarcações 30
3. Ações incidentes na estrutura 32
3.1 Ações e sua variação no tempo 32
3.1.1 Cargas Permanentes 33
3.1.2 Cargas Variáveis 33
3.1.3 Cargas Acidentais 33
3.2 Ações e sua variação no espaço 34
3.2.1 Cargas fixas 34
3.2.2 Cargas Móveis 34
3.3 Pela resposta da estrutura à solicitação 34
3.3.1 Cargas estáticas 34
3.3.2 Cargas Dinâmicas 34
3.3.3 Cargas Permanentes 34
3.3.4 Cargas Variáveis 35
3.3.4.1 Forças de Atracação 35
3.3.4.2 Forças de Amarração 57
4. Fundação 70
4.1 Estudo fundações 70
4.1.1 Geotécnica local 70
4.1.2 Possibilidades para a fundação 72
4.1.2.1 Estaca Raiz 73
4.1.2.2 Broca tipo “Wirth” 75
4.1.2.3 Estaca tubada 78
4.1.3 Critérios de projeto adotados 80
4.1.4 Dimensionamento 81

4.1.4.1 Estudo da Capacidade de Carga 81
Capacidade de Carga das Estacas 86
4.1.4.2 Cravabilidade 88
4.1.4.3 Corrosão 93
5. Análise estrutural 96
5.1 Concepção do modelo computacional 96
5.1.1 Objeto de estudo estrutural 96
5.1.2 Interação solo-estrutura: Modelo de Winkler 96
5.1.3 Modelo espacial 101
5.2 Carregamentos 103
5.2.1 Peso próprio 103
5.2.2 Sobrecarga 103
5.2.3 Atracação 103
5.2.4 Amarração Descrição do local 103
5.2.5 Tandem 104
5.2.6 Variação da temperatura 104
5.3 Resultados 105
5.4 Diagramas de esforços solicitantes e envoltórias 106
5.4.1 Viga longitudinal 106
5.4.1.1 Peso próprio 106
5.4.1.2 Tandem 108
5.4.1.3 Atracação 110
5.4.1.4 Amarração 111
5.4.2 Pontos da envoltória para a viga longitudinal 113
5.5 Dimensionamento 114
5.5.1 Propriedades dos materiais 114
5.5.1.1 Concreto Estrutural C40 114
5.5.1.2 Aço ASTM A-36 115
5.5.1.3 Barras de aço para armadura de concreto armado 115
5.5.1.4 Cordoalhas e Alças de içamento 115
5.5.2 Dimensionamento armadura longitudinal da viga longitudinal 116
5.5.2.1 Armadura positiva – meio do vão 116
5.5.2.2 Armadura negativa – apoio 117
5.5.3 Cálculo da armadura transversal: força cortante máxima e momento torsor concomitante solicitante 118
6. Análise estrutural: Estudo do faseamento construtivo e suas consequências no dimensionamento dos elementos 121
6.1 Primeira etapa de análise 124
6.1.1 Momento máximo positivo no meio do vão 126
6.1.2 Momento máximo negativo no apoio 127
6.1.3 Armadura transversal: força cortante 127
6.2 Segunda etapa da análise 128

6.2.1 Momento máximo positivo no meio do vão 130
6.2.2 Momento máximo negativo no apoio 130
6.2.3 Armadura transversal: força cortante 130
6.3 Terceira etapa de análise 131
6.3.1 Momento máximo positivo no meio do vão 132
6.3.2 Momento máximo negativo no apoio 133
6.3.3 Armadura transversal: força cortante e torção 134
6.3.3.1 Cortante 134
6.3.3.2 Torção 134
6.3.3.3 Ações combinadas de Cortante e Torção 135
7. A fluência do concreto e seus efeitos em obras construídas por fases 136
7.1 Caracterização da fluência do concreto 136
7.2 Efeitos da adaptação por fluência em obras construídas por fases 139
8. Detalhamento 141
8.1. Detalhamento da fase final 143
8.2 Pontos Críticos 145
8.2.1 Praça de Defensas (nó de pórtico) 146
8.2.2 Conexão viga estaca 148
9. Drenagem e pavimentação 149
9.1 Drenagem 149
9.2 Pavimentação 157
10. Referências bibliográficas 175
11. Anexos 177
11.1 Anexo 1: Cálculos de carga de acordo com Sondagem 1 177
11.2 Anexo 2: Cálculos de carga de acordo com Sondagem 2 178
11.3 Anexo 3: Cálculos de carga de acordo com Sondagem 3 179
11.4 Anexo 4: Sondagem 3 (Parte 1) 181
11.5 Anexo 5: Sondagem 3(Parte 2) 183
11.6 Anexo 6: Sondagem 4A (Parte 1) 184
11.7 Anexo 7: Sondagem 4A (Parte 2) 185
11.8 Anexo 8: Sondagem 4B (Parte 1) 186
11.9 Anexo 9: Sondagem 4B (Parte 2) 187
11.10 Anexo 10: Sondagem 4C (Parte 1) 188
11.11 Anexo 11: Sondagem 4C (Parte 2) 189
11.12 Anexo 12: Sondagem SP-02 (parte 1) 190
11.13 Anexo 13: Sondagem SP-02 (parte 2) 191
11.14 Anexo 14: Recomendações da NBR 6119/2014 192
11.15 Anexo 15: Tabela 5 NBR 8681/1984 192

Lista de Figuras:

Figura 1: Gráfico da Evolução dos volumes movimentados pelos portos brasileiros (SEP/PR e ANTAQ).....12
Figura 2: Principais Hidrovias brasileiras (Ministério dos Transportes).....13
Figura 3: Localização dos Portos Públicos (SEP/PR) 14
Figura 4: Linha Férrea Santos-Guarujá.....15
Figura 5: Mapa do local de implantação do porto 16
Figura 6: Avenida Thiago Ferreira 17
Figura 7: Localização do Porto 18
Figura 8: Trajeto Guarujá-Santos por via Terrestre 19
Figura 9: Opções Hidroviárias para a travessia Santos-Guarujá.....20
Figura 10: Terminal Portuário BTP em Santos, obra "onshore".....21
Figura 11: Terminal de Líquidos, Porto do Açu, obra offshore.....22
Figura 12: Calado disponível.....23
Figura 13: Vista frontal das Estacas 24
Figura 14: Cais de atracação.....25
Figura 15: Comparação entre FEU e TEU, sendo o primeiro o dobro do comprimento 26
Figura 16: Terminal de Contêineres no porto de Paranaguá 27
Figura 17:Terminal de Granéis Líquidos do Porto de Paranaguá 28
Figura 18: Plataforma de petróleo e seus tipos.....29
Figura 19: Concepção de uma plataforma de exploração de petróleo 29
Figura 20: Dimensões de uma embarcação 32
Figura 21: Dimensões básicas de uma embarcação (Adaptada da ROM 2.0 – 11) 37
Figura 22: Valores representativos da componente normal das velocidades de aproximação da embarcação no momento do impacto (Vb) (adaptada da ROM 2.0 – 11) 40
Figura 23: Parâmetros para determinação do coeficiente de excentricidade (ROM 2.0-11)...43
Figura 24: Defensas Cilíndricas (Trelleborg).....48
Figura 25: Defensas Cônicas (Trelleborg).....49
Figura 26: Defensas Arch (Trelleborg) 49
Figura 27: Defensa tipo Pi (Sumitomo) 49
Figura 28: Defensa tipo Lambda (Sumitomo).....50
Figura 29: Dimensões da defensa.....51
Figura 30: Curva de performance da defensa.....51
Figura 31: Situação de máxima N.A.....55
Figura 32: Situação de mínimo N.A. 55
Figura 33: Situação de médio N.A. 56
Figura 34: Embarcação amarrada ao cais 57
Figura 35: Movimentos possíveis de uma embarcação 58

Figura 36: Cabos de amarração.....59
Figura 37: Exemplos de Cabeço 60
Figura 38: Determinação do coeficiente Cdw de acordo com o ângulo de incidência do vento sobre a embarcação 61
Figura 39: Área de influência da embarcação para a ação do vento.....62
Figura 40: Isopletas da Velocidade do Vento 65
Figura 41: Coeficiente de Arrasto do Vento (Fonte: BSRA).....66
Figura 42: Áreas de influência da embarcação para a ação das correntes marítimas.....68
Figura 43: Coeficiente de arrasto em função do fator de forma h/D, ou seja, profundidade/calado da embarcação.....69
Figura 44: Geologia Local 71
Figura 45: Planta suporte das coordenadas das sondagens 72
Figura 46: Perfil das sondagens 73
Figura 47: Método Executivo - Estaca Raiz (Brasfond).....75
Figura 48: Exemplo de Perfuratriz Hidráulica (Fonte: Brasfond).....76
Figura 49: Metodologia Executiva - Broca com Drilling 78
Figura 50: Soldas Metálicas 79
Figura 51: Variação do valor de α em função de Su (kPa) 85
Figura 52: Curvas força-deslocamento de ensaios dinâmico e estático 89
Figura 53: Relação entre Dmx e Emx.....92
Figura 54: raios e espessura iniciais da estaca 94
Figura 55: Modelo Estrutura- Laje.....102
Figura 56: Modelo Estrutural Cais 102
Figura 57: Disposição das cargas estáticas segundo a NBR 7188:2013 104
Figura 58: Detalhe diagrama momento fletor (carga: peso próprio) 107
Figura 59: Detalhe diagrama de cortante (carga: peso próprio).....107
Figura 60: Detalhe do diagrama de torção (carga: peso próprio).....108
Figura 61: Detalhe do diagrama de momento fletor (carga: veículo) 108
Figura 62: Detalhe do diagrama de cortante (carga: veículo).....109
Figura 63: Detalhe do diagrama de torção (carga: veículo) 109
Figura 64: Detalhe do diagrama de momento fletor (carga: atracação) 110
Figura 65: Detalhe do diagrama de cortante (carga: atracação).....111
Figura 66: Detalhe do diagrama de torção (carga: atracação) 111
Figura 67: Detalhe do diagrama momento fletor (carga: amarração) 112
Figura 68: Detalhe do diagrama de cortante (carga: amarração) 112
Figura 69: Detalhe do diagrama de torção (carga: amarração).....113
Figura 70: Seção transversal da viga longitudinal 116
Figura 71: Área média da seção vazada equivalente.....120
Figura 72: Primeira fase construtiva.....122

Figura 73: Segunda fase construtiva 123
Figura 74: Terceira e última fase construtiva 124
Figura 75: Área considerada que produz carga na primeira fase 125
Figura 76: Modelo Estrutural da primeira etapa de análise 125
Figura 77: Diagrama de momento da primeira fase 126
Figura 78: Diagrama de cortante da primeira fase 126
Figura 79: Área considerada na segunda fase 128
Figura 81: Diagrama de momento segunda fase 129
Figura 82: Diagrama de cortante da segunda fase 129
Figura 83: Área resistente da terceira fase 132
Figura 84: Área média da seção vazada equivalente 135
Figura 87: Armação da VP5 143
Figura 88: Corte A-A da VP5 144
Figura 89: Corte BB da VP5 144
Figura 90: Locação das armaduras longitudinais N4/N5/N6/N7 145
Figura 91: Detalhe dos ganchos para içamento - VP5 145
Figura 93: Armadura de nós de pórticos no caso de momento negativo (LEONHARDT,1978) 147
Figura 97: Formato da Seção da Canaleta 155
Figura 98: Dados Geométricos - Canaleta 155
Figura 99: Esquema Caixa de Retenção 156
Figura 100: Estrutura típica de um pavimento de Peças pré-moldadas de concreto 159
Figura 101: Espessura necessária de base puramente granular (HBG) 162
Figura 102: Configuração caminhão 4C - Manual de Estudos de Tráfego do DNIT (2006) 163
Figura 103: Fatores de equivalência de carga USACE 165
Figura 104: Estruturas finais dos dimensionamentos PCA/84 especificações técnicas 166
Figura 105: Viga Benkelman 169
Figura 106: Viga Benkelman - DNER-ME 024/94 170
Figura 107: Ensaio viga Benkelman em campo 171
Figura 108: FWD 172
Figura 109: Visão geral LWD 173

Lista de tabelas:

Tabela 1: Valores recomendados pela ROM 2.0-11 para o coeficiente de configuração de atracação 46
Tabela 2: Tabela indicando a energia e a força absorvida pela defensa escolhida 52
Tabela 3: Determinação de coeficientes de segurança 53
Tabela 4: Ações na embarcação causadas pelas forças do vento 67
Tabela 5: Cargas de amarração mínimas de acordo com o deslocamento da embarcação 67
Tabela 6: Valores de k e α (Aoki e Velloso, 1975) 82
Tabela 7: Valores de F1 e F2 82
Tabela 8: Valores de C (Décourt e Quaresma, 1978) 83
Tabela 9: Valores de α 85
Tabela 10: Resultados do método Aoki Velloso 86
Tabela 11: Fórmulas dinâmicas generalizadas 91
Tabela 12: Características do martelo Junttan HHK 4A (catálogo Junttan) 92
Tabela 13: Referencias do Eurocode 3 94
Tabela 16: Combinações possíveis 106
Tabela 17: Momentos da seção crítica na envoltória 113
Tabela 18: Cortante da seção crítica na envoltória 114
Tabela 19: Torção da seção crítica na envoltória 114
Tabela 209: Armaduras 142
Tabela 211: Resultados dimensões - canaleta 155

Lista de Equações:

Equação 1: Equação das Chuvas..... 146
Equação 2: Fórmula de Kirpich..... 147
Equação 3: Cálculo da Vazão..... 148
Equação 4: Equação de Chezy.....150

1. INTRODUÇÃO

1.1 Contexto Hidroviário

Desde a Antiguidade, oceanos e rios desempenham papel crucial para a humanidade. Eles foram os propulsores da descoberta de novas civilizações, do crescimento de atividades comerciais e do avanço tecnológico.

Atualmente, deve-se destacar a importância do canal hidroviário para a importação e exportação a nível global, além do aprimoramento logístico de portos para atender aos avanços tecnológicos.

A competitividade do mundo globalizado estimula a busca pela redução de custos em todo processo de produção. Desta maneira, o custo de transporte, atrelado ao tempo de chegada da mercadoria ou matéria prima, deve ser otimizado para que o lucro final seja máximo.

Nesse contexto, os canais hidroviários possuem grande importância no transporte de carga, devido à elevada capacidade de carga e ao baixo custo da tonelada transportada. Além disso, é uma alternativa pouco agressiva ao meio ambiente (em comparação às demais), pela baixa emissão de poluentes e alta eficiência energética.

No cenário atual brasileiro, a atividade portuária está cada vez mais intensa. Segundo a SEP/PR (Secretaria de Portos da Presidência da República), em pesquisa realizada pela ANTAQ (Agência Nacional de Transportes Aquaviários), a atividade portuária brasileira cresceu 27,1% entre 2010 e 2014, conforme a Figura 1.

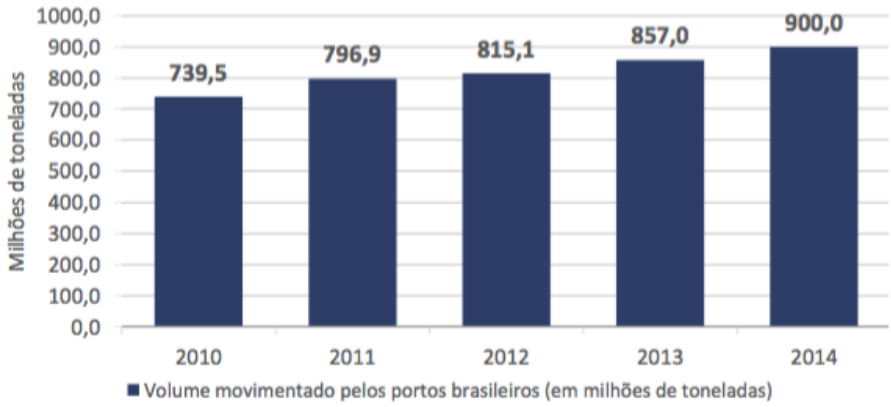


Figura 1: Gráfico da Evolução dos volumes movimentados pelos portos brasileiros (SEP/PR e ANTAQ)

Com isso, é extremamente importante para o país adequar-se às novas exigências de demanda portuária a fim de resolver o gargalo na infraestrutura nacional.

A função principal dos portos é o escoamento de toda mercadoria em conjunto com os diversos modais de transporte brasileiros. As hidrovias estão diretamente integradas ao sistema portuário, por causa da facilidade e da proximidade entre essas duas malhas de transporte nacional.

Segundo o Ministério dos Transportes, o Brasil possui uma rede hidroviária economicamente navegada, de aproximadamente, 22 mil km, com funções de transporte de passageiros e cargas. Pode-se observar a disposição hidroviária brasileira na Figura 2.

Figura 2: Principais Hidrovias brasileiras (Ministério dos Transportes)

Os portos exercem papel vital na rede logística de transporte do país. Segundo a SEP/PR, o setor portuário marítimo, entre 2010 e 2014, foi responsável por cerca de 95% das exportações brasileiras, seja pelos Portos Organizados ou pelos Terminais de Uso Privado (TUPs).

O país possui 37 portos públicos organizados (sob competência da SEP/PR), dos quais 18 são delegados a estados ou municípios e 19 são administrados pelas Companhias Docas,

cujo controle é exercido pelo Governo Federal. Pode-se observar a disposição dos portos brasileiros na Figura 3.

Figura 3: Localização dos Portos Públicos (SEP/PR)

1.2 Investimentos no Setor Portuário

A ineficiência logística é um dos principais problemas que afetam a economia brasileira de maneira geral. O principal modal de transporte brasileiro, atualmente, é o rodoviário, porém é uma alternativa custosa e que demanda tempo para seu transporte. Outras alternativas, como o transporte hidroviário, são opções para melhorar o escoamento logístico do país.

O setor portuário, um dos principais componentes do modal de transporte hidroviário, é um setor que necessita ser otimizado. Hoje em dia, são necessários diversos processos burocráticos para que uma carga seja liberada para entrar ou sair de um porto, o que gera atraso (acarretando em mais custos).

Uma proposta, dos chamados investimentos em inteligência portuária, para sanar este problema foi a criação do projeto “Porto sem Papel”, cujo objetivo é integrar, em apenas um meio de gestão, as informações e documentos necessários para agilizar as decisões e autorizações para atracação, operação e desatracação que ocorrem nos portos brasileiros. Este é apenas um exemplo do Plano Nacional de Logística Portuária(PNLP), que visa: a redefinição do arcabouço institucional, isto é, redução de entraves burocráticos e viabilização da divisão dos setores públicos e privados; a expansão da capacidade do sistema portuário nacional e, por fim, melhoria da eficiência de gestão.

1.3 Descrição do local

Com o contexto descrito no primeiro item deste trabalho, dado a importância do setor portuário para o desenvolvimento do Brasil, o grupo decidiu focar o estudo neste setor. Para isso, a proposta é um porto de manutenção para a travessia de passageiros entre Santos e Guarujá, onde ocorre um fluxo alto de passageiros que exercem sua profissão em uma cidade e residem na outra, na qual a intenção é adequar o porto, já existente, para a nova alternativa.

Para compreender a região é necessário acompanhar a história da evolução portuária do local. O primeiro serviço estável de ligação entre Santos e Guarujá era constituído, em 1893, por uma pequena linha férrea de 9km de comprimento (Tramway do Guarujá).

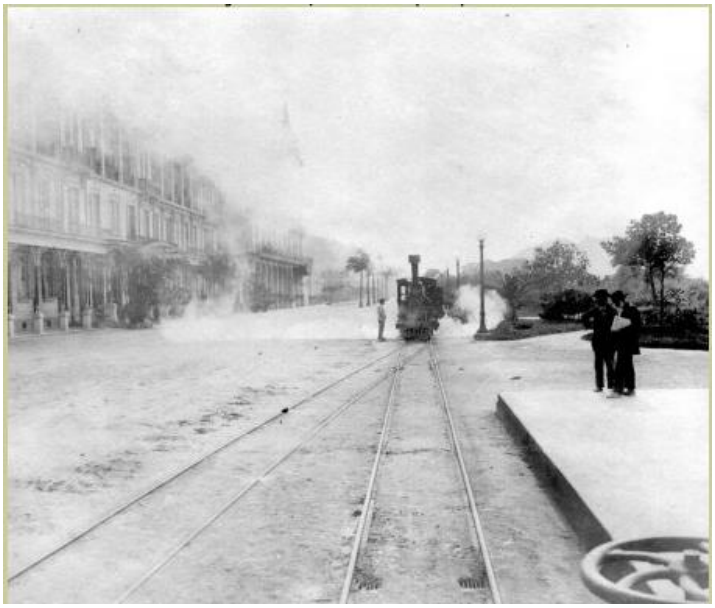


Figura 4: Linha Férrea Santos-Guarujá

No início do século XX, foi inaugurado o sistema por ferry-boats utilizado até hoje. A demanda, a partir deste ponto, seguiu o crescimento populacional e fez-se necessário aumentar a capacidade com a utilização de balsas com sistemas de propulsão mais potentes.

Em 1971, a capitania dos portos proibiu o transporte de pedestres nas balsas, originando a Itapema, a primeira lancha exclusiva de transporte de passageiros que operava entre a Ponta da Praia e o Guarujá.

Na década de 80, o controle do sistema foi transferido do Departamento Hidroviário para a DERSA, Desenvolvimento Rodoviário, e é executado por eles até hoje.

O porto em questão, controlado pela DERSA, localiza-se em Vicente de Carvalho, um distrito do município brasileiro do Guarujá, litoral do estado de São Paulo.

Figura 5: Mapa do local de implantação do porto

Atualmente, o distrito de Vicente de Carvalho abriga cerca de metade dos 308 mil habitantes do Guarujá.

A avenida Thiago Ferreira é o coração comercial do município, onde estão presentes mais de 400 estabelecimentos e, ao seu final, localiza-se a estação das barcas e catraias, por onde circulam, aproximadamente, 20 mil pessoas em direção ao sistema de travessia com destino à cidade de Santos, onde se localizam um dos maiores portos do mundo.

Figura 6: Avenida Thiago Ferreira

O distrito apresenta diversidade cultural, com forte presença de nordestinos, catarinenses e libaneses que se instalaram no comércio. Tem presença marcante de estrangeiros devido ao cais de Conceiçãozinha.

O distrito de Vicente de Carvalho possui papel econômico de extrema importância para a cidade, devido às atividades desenvolvidas nos terminais de contêineres e de fertilizantes, atrelados a uma atividade comercial considerada uma das mais fortes da região. Além disso, existe a possibilidade da implantação de um Aeroporto Civil Metropolitano na Base Aérea de Santos, situada em Vicente de Carvalho, o que potencializaria ainda mais o poder econômico do município.

Com isso, a melhoria para a travessia de passageiros na região terá impacto muito grande para Vicente de Carvalho e aumentará ainda mais sua capacidade econômica e poderá, juntamente com as novas possibilidades de mudança, propulsionar ainda mais a região. Abaixo, pode-se notar a localização do porto atual que servirá de base para a implantação do novo porto.

Figura 7: Localização do Porto

1.4 Justificativa do empreendimento

A proposta é a recuperação, melhoria e criação de dois cais no atracadouro de manutenção e estacionamento de embarcação para o terminal de passageiros entre Vicente de Carvalho, no Guarujá, e Santos.

A implementação deste projeto, reformando as atuais instalações do terminal portuário em Vicente de Carvalho, possibilitará às pessoas uma maneira rápida, fácil e segura para realizar esta travessia, já que facilitará e acelerará a manutenção das embarcações que abastecem a região.

Os estudos realizados pela Secretaria de Logística e Transporte (SLT) e complementados pelos estudos de impacto ambiental do Túnel de Santos-Guarujá (EIA-Túnel Santos-Guarujá) revelam as opções de trajeto existentes atualmente na região.

Por via terrestre, o trajeto contempla cerca de 50 km passando pelas rodovias Anchieta e Cônego Domenico Rangoni, conforme figura 8. Este trajeto dura, aproximadamente, 50 minutos.

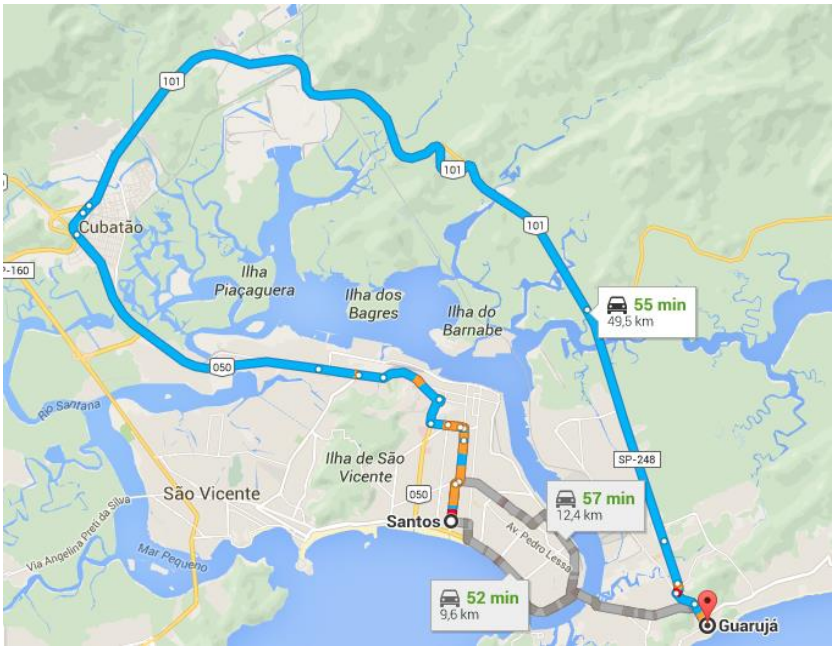


Figura 8: Trajeto Guarujá-Santos por via Terrestre

As outras opções são por meios de travessias marítimas, conforme representado na figura 9. A primeira delas é operada pela DERSA, entre a Ponta da Praia de Santos até a região de Santo Antônio no Guarujá, num trajeto de 300 metros, aproximadamente.

A segunda opção é por meio de catraias, entre Vicente de Carvalho e o Mercado Municipal em Santos.

Existe, também, a travessia por meio de barcas da região de Santa Cruz dos Navegantes, no Guarujá, até a Ponta da Praia, em Santos.

E, por último, também operada pela DERSA, existe a travessia por barcas para pedestres e ciclistas entre Vicente de Carvalho e a Praça da República no centro histórico de Santos, que será o foco principal deste projeto.

Figura 9: Opções Hidroviárias para a travessia Santos-Guarujá

No trajeto para Santos/ Vicente de Carvalho são estimadas médias diárias de 2.712 bicicletas e 15.593 pedestres, segundo a Dersa (dados de 2012). Esta trajetória é muito utilizada por moradores locais que trabalham nas regiões atendidas.

Existe uma necessidade muito grande de recuperação na área por conta do volume e demanda da utilização das embarcações.

Para tanto, além de readequar o atracadouro, como já mencionado, a intenção é redimensionar e readequar um dos berços de atracação já existentes no porto para que atenda às novas demandas criadas pela travessia de Vicente de Carvalho neste porto.

2. CONCEPÇÃO DA OBRA PORTUÁRIA

Para a realização das melhorias no porto já existente, em Vicente de Carvalho, é necessário estabelecer um planejamento de obra adequado e que atenda às condições da região.

Desta forma, este item do trabalho busca elucidar a concepção de obras portuárias sob o ponto de vista estrutural e construtivo. Este estudo exerce extrema importância já que estrutura, mesmo que incialmente, o projeto proposto.

A concepção das obras portuárias tem início com a determinação do local e da vocação do terminal a ser construído, já que estas características servirão de base para a

determinação das soluções escolhidas, quanto a sua acessibilidade, infraestrutura, meio ambiente, limitações e área de implantação. Além disso, é de extrema importância o conhecimento da embarcação que atracará para manutenção neste terminal, para que seja determinado o calado máximo, além das forças de atracação, amarração e de ondas.

Todos esses aspectos devem ser executados conforme as leis ambientais, já que, o meio ambiente deve ser respeitado em qualquer tipo de obra.

2.1 Localização e concepção geral

Em primeiro lugar, deve-se classificar a obra em questão em *onshore* ou *offshore*. A primeira refere-se às obras projetadas na costa, com fácil acesso via terrestre, como na figura 10 abaixo. Já, a segunda refere-se às obras construídas afastadas da costa, podendo ser em um terminal próximo à costa com uma ponte de acesso ou plataformas com acesso marítimo apenas, ilustradas na figura 11.

Figura 10: Terminal Portuário BTP em Santos, obra "onshore"

Figura 11: Terminal de Líquidos, Porto do Açu, obra offshore

A obra de Vicente de Carvalho, foco do estudo deste trabalho, é uma obra *offshore* (dada a característica do local estudado, por haver um canal de acesso ao mar), porém muito próxima a costa. Sua ligação com a costa é feita por uma ponte de acesso.

Como a obra é para a manutenção dos barcos que realizam o transporte de passageiros, é compreensível que a distância para a costa não seja muito grande, pois isso dificultaria qualquer necessidade de manutenção rápida. Além disso, a proximidade facilita a operação e controle por parte dos operários que trabalharão no porto.

Dado que a obra já foi devidamente classificada, deve-se, agora, determinar alguns aspectos fundamentais para a concepção da obra. Para tanto, as alternativas estruturais e construtivas escolhidas levam em consideração os seguintes aspectos:

- Vocação da obra (terminal de manutenção, terminal de passageiros, terminal de veículos, terminal de contêineres, terminal de granéis sólidos ou líquidos, etc);
- Solução de fundação adotada pela geotecnia através da análise das sondagens e dos resultados de batimetria/topografia da região;
- Tipo de embarcação (nível máximo e mínimo), utilização de rebocadores nas atracações, peso da embarcação máxima;
- As cargas atuantes na estrutura (permanentes, variáveis, ambientais e de construção);

A batimetria/topografia é o estudo realizado que permite ao engenheiro o acesso de informações como as curvas de nível da região costeira, garantindo-lhe, assim, maior conhecimento para o estudo e para as tomadas de decisão da obra portuária (píer e retroárea).

A partir dos dados fornecidos pela batimetria/topografia, é possível determinar qual o calado máximo disponível que o local suporta naturalmente. O calado disponível depende das condições de fundo do canal e é, geralmente, calculado como a profundidade mínima deste canal, no período de baixa maré (calado total) subtraída de 1,0m, utilizada como folga necessária (chamada de pé de piloto ou under keel clearence) entre o fundo do canal e a quilha do navio.

Esse estudo do calado mínimo disponível é um dos primeiros a serem realizados, pois caso o calado disponível não seja suficiente para o calado da embarcação, deve-se dragar a área do canal para que a condição seja atendida.

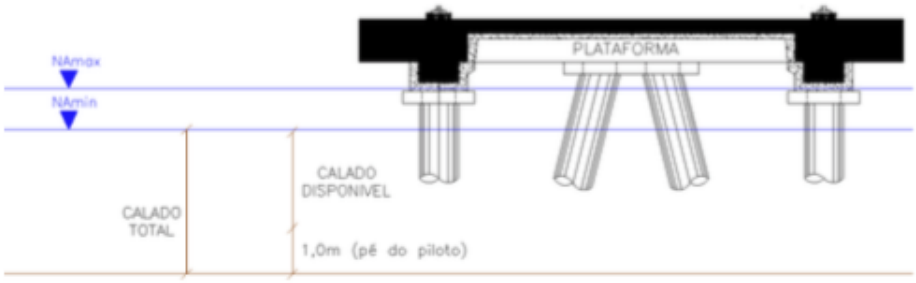


Figura 12: Calado disponível

Apesar de esquemática, a figura acima um exemplo de estacas inclinadas, condição não contemplada no projeto em questão. As estacas inclinadas são utilizadas para atender as solicitações com direções horizontais na estrutura. Como no projeto de Vicente de Carvalho os esforços horizontais são muito baixos, não serão utilizadas estacas inclinadas no projeto, fato que será melhor elucidado posteriormente.

Além da batimetria/topografia, alguns outros ensaios geotécnicos são fundamentais para a escolha do tipo de fundação. Entre eles estão as sondagens, sondagens rotativas, CPTU's, Vane Test. Com eles, o engenheiro passa a dispor de um grau de informações mais detalhadas e precisas sobre a região estudada, como profundidade das camadas de solo, localização da rocha sã, resistência ao cisalhamento, etc. Ao analisar essas informações, é possível determinar as alternativas de fundação e decidir a melhor delas, levando em conta o custo, a vocação da obra e a dificuldade de implantação.

Depois de decidir o tipo de fundação a ser implantada, deve-se determinar a capacidade de carga da estaca, parâmetro essencial para a definição de modulação da estrutura.

Como já mencionada, a outra característica crucial para a definição do tipo de estrutura é a vocação da obra, já que com ela determina-se as diferentes cargas atuantes na estrutura. Como a obra em questão é um terminal de manutenção de uma embarcação de passageiros, deve-se prever a embarcação cheia de passageiros (caso necessário atracação emergencial com os passageiros a bordo) para o dimensionamento das defensas e também o píer repleto de passageiros para o dimensionamento das estacas.

Os cálculos citados acima serão detalhados em suas respectivas categorias em tópicos deste trabalho.

Para completar o estudo preliminar da concepção portuária e mostrar sua complexidade, serão mostrados os estudos realizados para a obra de Vicente de Carvalho.

As obras portuárias, geralmente, são iniciadas após a escolha do tipo de fundação, determinado pela análise da batimetria e topografia da região, decidindo-se o arranjo estrutural das estacas. Na maioria das obras portuárias, utiliza-se um misto estacas verticais e estacas inclinadas, porém como a força horizontal no porto de Vicente de Carvalho é baixa, assim como sua deslocabilidade, só serão utilizadas estacas verticais.

Para a execução dos dois cais de atracação, serão utilizadas estacas tubulares metálicas com diâmetro de 70 cm, com reforço estrutural na ponta da estaca para que esta suporte os esforços associados à cravação. As estacas serão preenchidas com concreto armado no trecho superior com o bloco de fundação e serão melhor detalhadas no item sobre geotecnia.

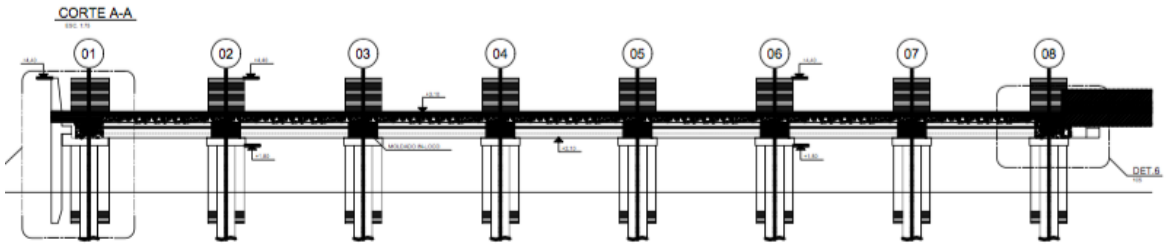


Figura 13: Vista frontal das Estacas

Além da geotecnia, outro aspecto importante na concepção de obras portuárias são as ações que solicitam o cais, ou seja, atracação, amarração e as ondas. Todas essas ações dependem da embarcação tipo, e dos níveis de água máximos e mínimos.

Para a atracação, a solução tomada é a utilização de defensas, que também serão melhor detalhadas posteriormente. No caso da amarração, deve-se prever a embarcação tipo, e calcular as forças necessárias para conseguir manter a embarcação junto ao cais.

2.2 Vocação

Um dos mais importantes aspectos das obras marítimas é a definição da vocação, muitas vezes ignorada. As obras marítimas podem ser divididas em: plataformas para exploração de petróleo, gás ou sal; para transporte de granéis líquidos ou sólidos; para manutenção de embarcações; transporte de passageiros; transporte de contêineres, entre outros. O trabalho, no porto de Vicente de Carvalho, irá focar no estudo de um terminal de manutenção.

Para isso, deve-se sempre pensar na segurança que os operários devem ter para que o embarque e desembarque seja feito da melhor maneira possível e sem riscos às pessoas. Portanto, deve-se pensar na largura do cais, para que seja possível que os operários executem suas funções da melhor maneira possível. No caso do terminal de Vicente de Carvalho, as embarcações atracarão em um dos dois cais disponíveis e caso haja necessidade serão encaminhadas pela lateral do porto para a área de manutenção propriamente dita.

Outra dimensão fundamental é o comprimento do cais de atracação, pois isto, aliado com a embarcação tipo, determina o espaçamento das defensas que garantem uma atracação sem danos à estrutura da embarcação e do cais.

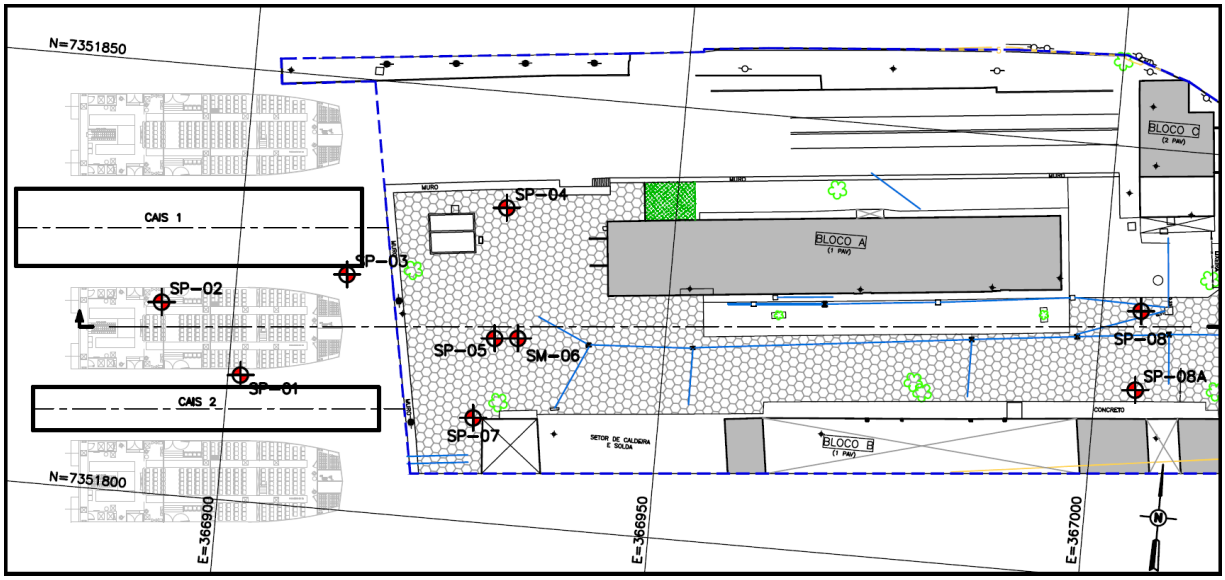


Figura 14: Cais de atracação

Os diferentes tipos de vocação condicionam a estruturação das obras portuárias. Por exemplo, os terminais portuários para contêineres possuem grande importância no transporte de carga do Brasil, sendo um dos mais importantes do país. O contêiner é uma unidade equivalente estabelecida, que é dividida em dois tipos: TEU (twenty feet equivalent unit) e o FEU (forty feet equivalent unit) que possui o dobro do comprimento do anterior, a comparação pode ser feita como na figura abaixo. As medidas e a uniformização ajudam na modulação e organização da carga no navio, de modo a obter máxima eficiência no carregamento deste e da retroárea também.

Figura 15: Comparação entre FEU e TEU, sendo o primeiro o dobro do comprimento

Os portos para contêineres exigem retroárea para armazenamento das unidades, que deve ser calculada segundo o número de berços e do tempo de estocagem da carga. Os equipamentos utilizados no local são transtêineres para movimentação da carga na retroárea, portêineres para carregamento e descarregamento da embarcação, caminhões, empilhadeiras, guindastes móveis que auxiliam na movimentação do contêiner da retroárea para o cais. A figura 16 mostra um exemplo de portos para contêires.

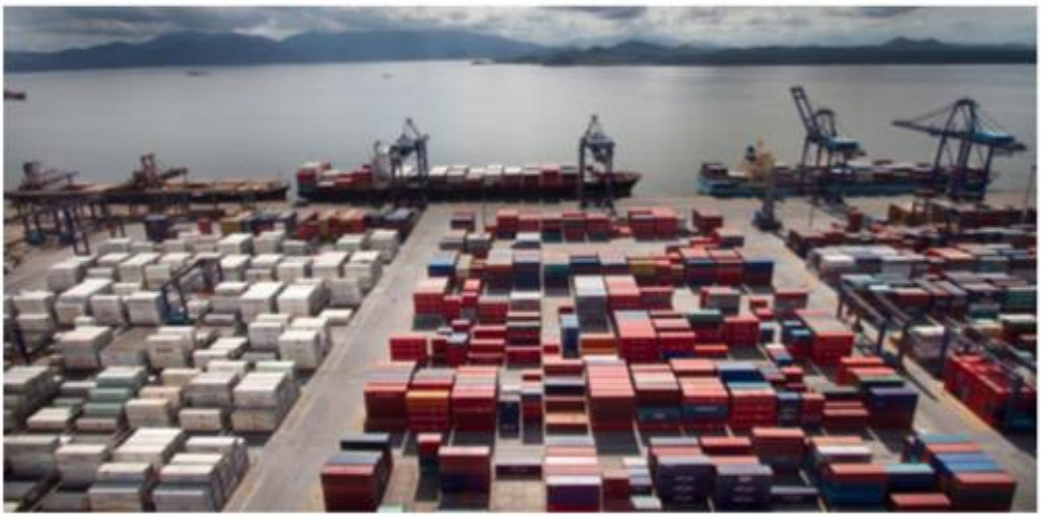


Figura 16: Terminal de Contêineres no porto de Paranaguá

Os portos para granéis líquidos são utilizados para comercialização de álcool, petróleo, gás, entre outros. Estes são em função dos tipos e volumes de granéis a serem operados, e exigem corredores específicos para *pipe-racks* e/ou *pipe way*s, além de corredores para manutenção. Neste caso, as embarcações são alimentadas com braços que abastecem ou descarregam utilizando os *pipe-racks* e/ou *pipe ways* para transportar o produto da área de tancagem para o navio, ou vice-versa.

Este tipo de terminal usualmente é feito com elementos discretos e é comum a utilização de cais com dois lados acostáveis, pois as estruturas são esbeltas e possuem pouco carregamento por parte dos equipamentos. A figura 17 mostra o terminal de Granéis Líquidos no Porto de Paranaguá.

Figura 17:Terminal de Granéis Líquidos do Porto de Paranaguá

Para mostrar a diferença gritante na concepção portuária devido à vocação, o último exemplo são as plataformas marítimas, cuja concepção depende muito do produto explorado, da geologia, dos equipamentos de exploração e mais alguns fatos peculiares. Os fatores hidrodinâmicos como ondas, ventos e níveis de água têm ainda mais importância neste tipo de obra.

Abaixo, mostra-se uma sequência de imagens que mostram a complexidade de uma obra de plataforma marítima.

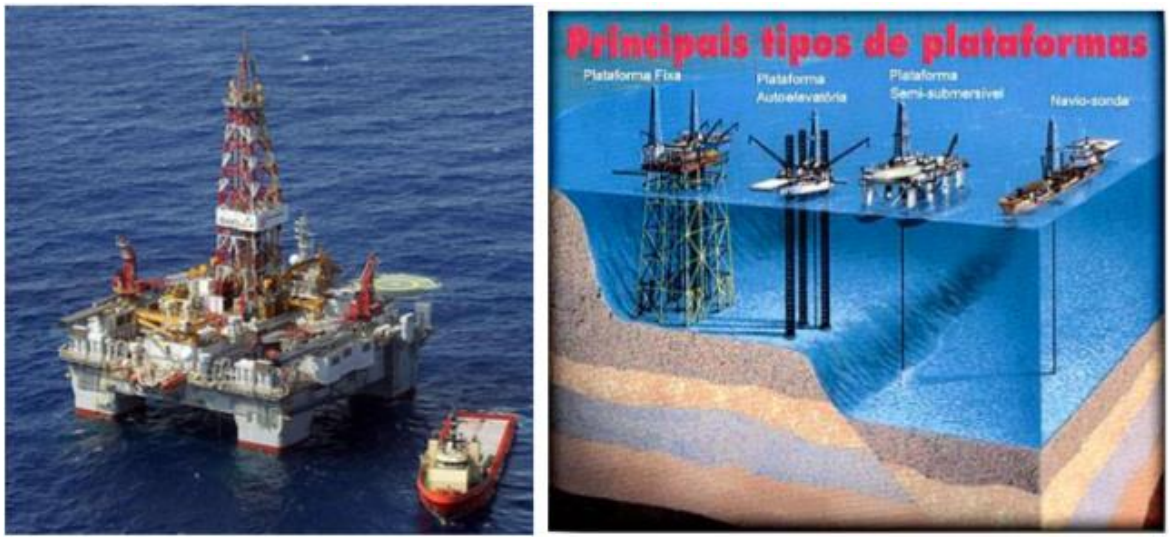


Figura 18: Plataforma de petróleo e seus tipos

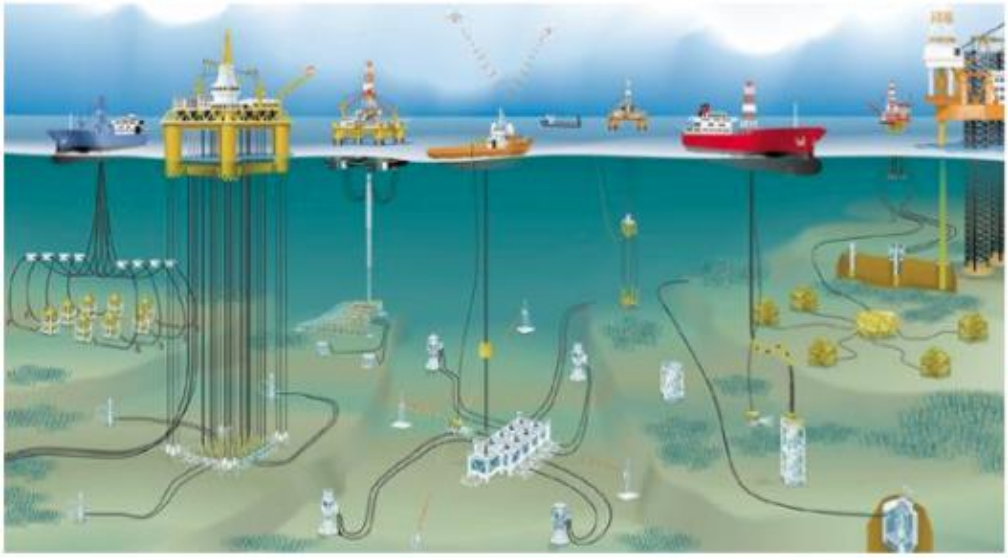


Figura 19: Concepção de uma plataforma de exploração de petróleo

2.3 Sequência construtiva

A obra em Vicente de Carvalho deve seguir um planejamento, que, por sua vez, se baseia em uma sequência construtiva que foi concebida e será detalhada mais a frente. A sequência construtiva leva em consideração, o tipo de estrutura, os prazos de execução de cada etapa da obra, a quantidade de operários disponíveis para realizar cada serviço, o material que será necessário e nos casos de obras portuárias deve levar em consideração todas as questões ambientais e possíveis intempéries. A seguir têm-se a sequência construtiva com breve explicação de cada uma das etapas previstas para o projeto:

2.3.1 Cravação das estacas:

Esta fase é a primeira e possui algumas subdivisões que devem ocorrer na seguinte ordem: cravação da camisa metálica; limpeza do interior da camisa metálica por procedimento "Air Lift"(retrolavagem por injeção de água pressurizada e saída de solo por outra tubulação); montagem da "gaiola de amarração" e concretagem da estaca com "tubo tremonha". A instalação da fundação está detalhada na seção 4.

2.3.2 Montagem da placa de "cabeça" da estaca:

Uma placa quadrangular e vazada circularmente no centro é encaixada no topo das estacas de forma a servir de suporte para as calhas pré moldadas longitudinais.

2.3.3 Montagem das vigas longitudinais(calhas):

As calhas pré-moldadas de concreto em seção "U" são posicionadas acima das placas de cabeça já posicionadas acima das estacas cravadas. As armaduras que irão ser posicionadas nas calhas devem ser colocadas e ocorre a 1.a concretagem in loco dentro da calha.

2.3.4 Montagem da pré-laje:

Com as duas vigas longitudinais do cais já concretadas, deve-se posicionar a pré-laje e as armaduras complementares, incluindo as armaduras de nó de pórtico que estão detalhadas na seção 8, que irão ser posicionadas acima da pré-laje.

2.3.5 Montagem das praças de defensas:

As praças de defensas devem ser encaixadas no espaço designado acima da placa de "cabeça" das estacas para receber posteriormente as defensas e servir como limitação lateral para a próxima concretagem. Ocorre então, a segunda concretagem in loco que solidariza a estrutura das calhas (vigas longitudinais), pré-laje, armaduras complementares e praça da defensa.

2.3.6 Montagem dos cabeços e defensas:

Após a última concretagem, restam apenas as montagens dos cabeços (fixados por meio de parafusos, com chumbador) e das defensas, como é explicado melhor nas seções de Ações de Amarração (seção 3.3.4.1) e Ações de Atracação (seção 3.3.4.2), respectivamente

2.4 Embarcações

O tipo de embarcação que irá atracar no cais é extremamente importante para a concepção do cais, já que esta embarcação será responsável por solicitar a estrutura do cais (especialmente as defensas) e será amarrada nos cabeços instalados no cais. Assim, é fundamental definir alguns parâmetros da embarcação tipo, representada na figura 20 abaixo.

Os parâmetros da embarcação tipo, necessários para a concepção portuária completa são:

- Calado (D): altura da linha de flutuação, a meio navio, sobre a quilha. Em suas duas posições fundamentais:
    - Embarcação *Full*: Carregamento total do navio, gerando, assim, o calado máximo;
    - Embarcação em lastro: Navio sem carregamento, apenas com o lastro que lhe garante estabilidade. Condição de calado mínimo.
- Borda livre: altura no casco do navio que permanece acima do nível d`água. Possui as mesmas posições fundamentais que o calado: Embarcação *Full* e Embarcação em lastro.
- Boca (B): é a largura do casco da embarcação, medida a meio navio e na altura da linha de carga máxima. Usualmente, esta medida varia entre um décimo e um sétimo do comprimento total da embarcação.
- Comprimento: apresenta três variações importantes no dimensionamento:
    - Comprimento entre perpendiculares (Lpp): é o comprimento entre as tangentes da curva inferior no casco da traseira e da frente da embarcação;
    - Comprimento entre a linha d`água (Lwi): comprimento entre os pontos de linha d`água da traseira e da frente da embarcação;
    - Comprimento total (Loa): é o comprimento máximo do navio entre os pontos extremos da traseira e da frente da embarcação.

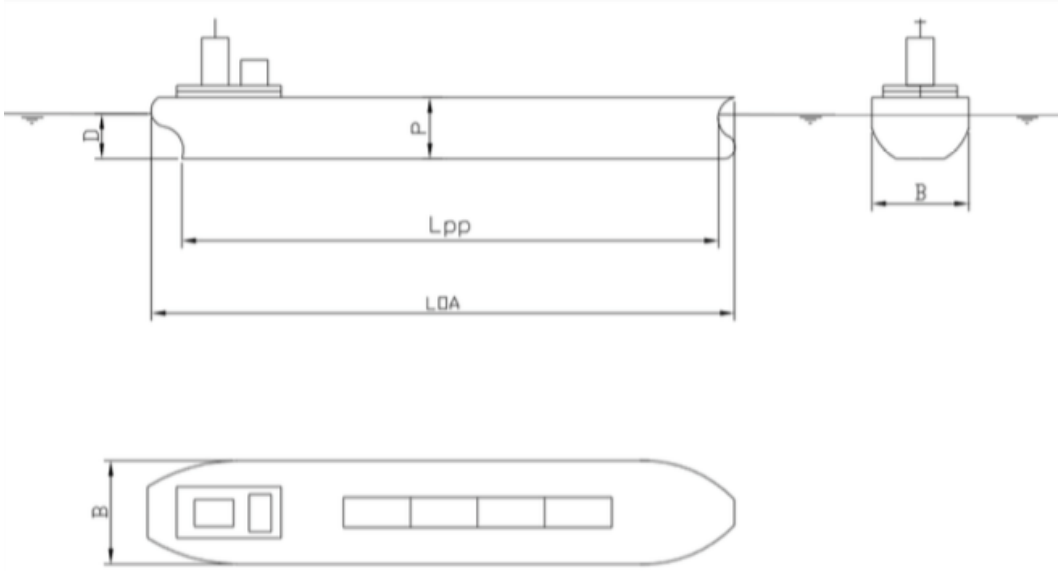


Figura 20: Dimensões de uma embarcação

Com esses aspectos, tem-se a concepção geral para a construção do terminal portuário desejado. Deve-se adicionar a isto, outros aspectos relativos à retroárea, como pavimento de acesso, acessibilidade, entre outros.

3. AÇÕES INCIDENTES NA ESTRUTURA

As ações sobre uma estrutura de acostagem são classificadas, de acordo com a norma espanhola *Recomendaciones de Obras Marítimas (ROM 2.0-11 - Acciones en ele proyecto de obras maritimas y portuárias*), em três tipos:

- Por sua variação no tempo: cargas permanentes, cargas variáveis, cargas acidentais.
- Por sua variação no espaço: cargas fixas, cargas móveis.
- Pela resposta da estrutura à solicitação: cargas estáticas, cargas dinâmicas.

3.1 Ações e sua variação no tempo

3.1.1 Cargas Permanentes

São essencialmente gravitacionais, que atuam sobre a estrutura durante toda sua vida útil, sendo constantes em posição e magnitude; ou não constantes de variação lenta ou desprezível em comparação a seu valor médio.

As cargas permanentes são divididas em peso próprio (dos elementos estruturais) e cargas mortas (peso próprio de elementos não estruturais).

3.1.2 Cargas Variáveis

São cargas externas à obra em si, cuja magnitude e/ou posição é variável ao longo do tempo de forma frequente ou contínua, sendo que essa variação não é desprezível em comparação a seu valor médio.

As cargas variáveis são divididas em cargas hidráulicas, associadas a níveis d'água, lastros, lençol freático; cargas do terreno (geotécnicas), como empuxos de solo; cargas variáveis de operação, como sobrecargas de equipamentos e instalações de manipulação de mercadorias, sobrecargas de tráfego e de operação das embarcações; cargas meio ambientais, como vento, corrente, marés e demais variações do nível das águas, ressacas, pressão atmosférica, temperatura do ar e da água, precipitações, gelo, efeitos sísmicos; cargas de deformação, como cargas de protensão, térmicas, reológicas, por movimentos impostos; e cargas de construção, específicas para estaleiros.

3.1.3 Cargas Acidentais

São cargas de caráter fortuito ou anormal que podem surgir como resultado de um acidente, mau uso, por condições do meio ambiente ou de trabalho excepcionais.

Podem ser consideradas como ações de caráter variável com poucas probabilidades de atuação, ou que apresentam pequenas durações de aplicação ao longo da vida útil da estrutura, mas se produzidas, seu efeito pode ser significativo para a segurança da mesma. São consideradas cargas acidentais: provas de carga; inundações devidas à ruptura de canalizações ou depósitos; falhas nos sistemas de drenagem e controle de supressões; elevações no 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; sobrecargas devidas à operação

excepcional de embarcações; ressacas; ações produzidas por condições meio ambientais extremas, como furacões, temporais e tormentas; explosões e fogo.

3.2 Ações e sua variação no espaço

3.2.1 Cargas fixas

São aquelas cuja posição de atuação sobre a estrutura está definida de forma não ambígua por meio de um só parâmetro.

3.2.2 Cargas Móveis

São aquelas que, dentro dos limites dados, podem se movimentar sobre a estrutura.

3.3 Pela resposta da estrutura à solicitação

3.3.1 Cargas estáticas

São aquelas cuja atuação não acarreta o surgimento de acelerações significativas sobre os elementos estruturais.

3.3.2 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 frequências, que atuam de forma cíclica sobre a estrutura num intervalo de tempo específico.

Neste projeto será adotada a classificação de ações quanto à sua variação no tempo, como apresentado a seguir:

3.3.3 Cargas Permanentes

Para o peso próprio das peças estruturais, adotou-se o peso específico do concreto de 2,5 tf/m³. Já como sobrecarga, o valor adotado a pedido da DERSA foi de 1 tf/m².

3.3.4 Cargas Variáveis

3.3.4.1 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 esta.

Os sistemas de defensas são destinados a funcionar como um amortecedor para absorver ou dissipar a energia do impacto do navio, sem causar danos permanentes para o navio ou o equipamento costeiro.

A força de atracação é calculada a partir da energia cinética da embarcação no instante em que atraca sobre as defensas. Estas absorvem parte da energia cinética da embarcação através da deformação das defensas, e a outra parte é transferida à estrutura do píer.

Para a determinação das forças induzidas sobre a estrutura em virtude da atracação, adotou-se como norma de referência a norma espanhola *ROM.*

Tipos de atracação

Segundo a ROM, existem quatro tipos de atracação:

- Atracação frontal, onde o barco é atracado pela proa ou pela popa.
- Atracação lateral que o barco é atracado bombordo ou estibordo.
- Atracação por aproximação longitudinal, que a manobra acontece na direção sensivelmente paralela ao plano longitudinal do barco.
- Atracação por aproximação transversal, em que a manobra é feita na direção sensivelmente perpendicular ao plano longitudinal do barco.

No projeto vamos estudar a atracação longitudinal, onde é formado um pequeno ângulo entre o plano longitudinal da embarcação e do cais.

Energia absorvida pelo sistema de atracação (E)

A parte da energia cinética armazenada pela embarcação que é absorvida pelo sistema de atracação (estrutura e defensas) é dada a partir do momento em que a embarcação entra em contato com o sistema, até que ele alcance a sua maior deformação.

Para conseguir determinar essa energia devesse utilizar algumas simplificações.

A primeira simplificação é que o movimento de aproximação do barco até o cais será de translação simples, sem rotação. A segunda simplificação é que o momento de máxima deformação, no ponto de contato entre o atraque e a embarcação não haverá deslizamento relativo, e produzirá apenas uma rotação do ponto de contato. E a terceira simplificação é que a ação produzida pelos rebocadores, ventos, correntes entre outros são desconsideráveis em comparação com a reação dos atraques que têm impactos muito grandes.

Com essas hipóteses, a energia de atracação dependerá de alguns fatores: energia cinética criada durante a atracação, a excentricidade do movimento, a geometria do barco, a configuração geométrica do atraque e as relações tensão/deformação do barco, da estrutura resistente e do sistema de defensa.

Assim, 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.

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 a seguir tem-se uma ilustração dessas dimensões:

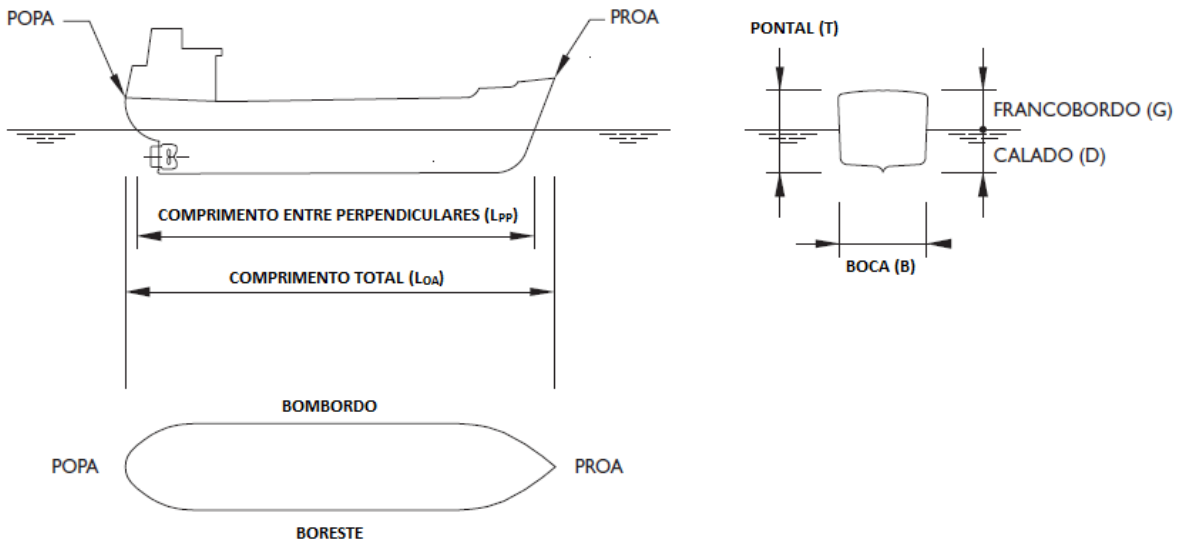


Figura 21: Dimensões básicas de uma embarcação (Adaptada da ROM 2.0 – 11)

L_{OA}: comprimento total da embarcação

L_{PP}: comprimento entre perpendiculares da embarcação

B: boca da embarcação, equivalente à largura da embarcação

P: pontal da embarcação, equivalente à altura da embarcação

D: calado a plena carga da embarcação, equivalente à altura submersa na situação em que a embarcação se encontra plenamente carregada

$D_{MÌN}$: calado em lastro da embarcação, equivalente à altura submersa na situação em que a embarcação se encontra completamente carregada.

Neste projeto, de acordo com a embarcação adotada, temos os seguintes parâmetros:

$$L_{OA} = 31{,}50\ m$$

$$L_{PP} = 26{,}95\ m$$

$$B = 9{,}50\ m$$

$$P = 2{,}85\ m$$

$$D = 2{,}29\ m$$

Quanto à capacidade de carga da embarcação, os parâmetros utilizados são:

- DWT (*Deadweight tonnage)*: Porte bruto ou toneladas de peso morto (TPM); é a capacidade de carga que um navio pode transportar. No projeto:

$$DWT = 370\ passageiros \times 0{,}08 \frac{tf}{passageiro} = 29{,}6\ tf$$

- Deslocamento: peso da massa deslocada pelo navio a plena carga. No projeto:

$$\Delta = (3 + 3) \times 2{,}29 \times 31{,}50$$

$$\Delta = 432{,}81\ tf$$

Tendo essas características definidas, pode-se então determinar a força de atracação da embarcação sobre a estrutura.

Neste projeto serão adotadas duas situações: atracação contra uma única praça de defensa, chamada atracação oblíqua; e atracação com a embarcação paralela ao píer, de forma que todas as praças de defensas sejam solicitadas concomitantemente, chamada atracação perpendicular.

Primeiramente deve-se determinar a energia cinética desenvolvida pela embarcação durante a atracação, a energia cinética característica, calculada pela seguinte expressão retirada da ROM:

$$E = \frac{1}{2g} \times C_M \times \Delta \times {V_B}^2$$

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 de atracação da velocidade de aproximação da embarcação no momento do impacto (em m/s).

$$\Delta = 432{,}81\ tf$$

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

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

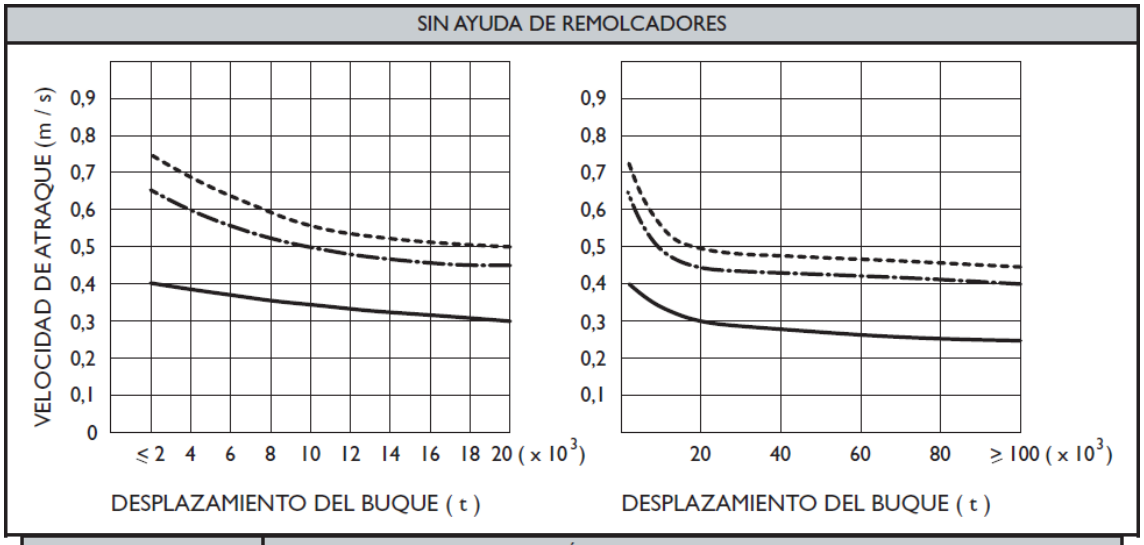
$$C_M = 1 + 2 \times \frac{D}{B}$$

Onde:

D: calado da embarcação (m);

B: boca da embarcação (m).

Para determinação da componente normal da velocidade de aproximação da embarcação sem ajuda de rebocadores, a ROM 2.0 – 11 recomenda usar ao valores representativos apresentados nos gráficos abaixo:



	CONDICIONES CLIMÁTICAS DURANTE LA MANIOBRA DE ATRAQUE				
	FAVORABLES (———)	MODERADAS (—·—·—)		DESFAVORABLES (- - - - -)	
Velocidad Viento ($V_{v,1\ min}$)	< 17 m/s	≥ 17 m/s	< 17 m/s	≥ 17 m/s	Cualquier valor
Velocidad corriente ($V_{C,10\ min}$)	< 1 m/s	< 1 m/s	≥ 1 m/s	≥ 1 m/s	Cualquier valor
Altura de ola o de la onda generada por buques en tránsito (H_s o $H_{b,max}$)	< 2 m para Δ ≥ 3000 t < 1 m para Δ < 3000 t	< 2 m para Δ ≥ 3000 t < 1 m para Δ < 3000 t		< 2 m para Δ ≥ 3000 t < 1 m para Δ < 3000 t	≥ 2 m para Δ ≥ 3000 t ≥ 1 m para Δ < 3000 t

Notas

$V_{v,1\ min}$: Velocidad del viento en el emplazamiento correspondiente a 10 m de altura y ráfaga de 1 minuto.

$V_{C,10\ min}$: Velocidad de la corriente en el emplazamiento en superficie, obtenida como el valor medio en un periodo de medición de 10 minutos.

H_s : Altura de ola significante en el emplazamiento y en presencia de la obra.

$H_{b,max}$: Altura de la onda máxima generada por buques en tránsito en el emplazamiento y en presencia de la obra.

Figura 22: Valores representativos da componente normal das velocidades de aproximação da embarcação no momento do impacto (Vb) (adaptada da ROM 2.0 – 11)

No projeto em questão, o deslocamento da embarcação é menor que 2000 t e as condições climáticas locais são consideradas favoráveis.

Portanto:

$$C_M = 1 + 2 \times \frac{2{,}29}{9{,}50} = 1{,}48$$

$$V_B = 0{,}2\ m/s$$

Assim, pode-se calcular a energia cinética característica:

$$E = \frac{1}{2g} \times C_M \times \Delta \times {V_B}^2 = \frac{1}{2 \times 9{,}81} \times 1{,}48 \times 432{,}81 \times (0{,}2)^2$$

$$E = 1{,}31\ tf.m$$

Tendo a energia cinética característica, parte-se então para a determinação da energia absorvida pelo sistema de atracação. Tanto para o caso de atracação oblíqua quanto para atracação paralela, a obtenção da energia cinética absorvida é obtida multiplicando-se seu valor característico por um fator f, definido por uma série de coeficientes. No caso da atracação paralela, divide-se o valor obtido pela quantidade de defensas contra as quais ocorre a atracação:

$$E_f = f \times E$$

$$E_n = \frac{f \times E}{n}$$

Onde:

E_f: energia cinética absorvida pelo sistema na atracação oblíqua (tf.m);

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

E: energia cinética característica;

f: um conjunto de coeficientes, definidos a seguir:

$$f = C_E \times C_G \times C_C \times C_S$$

Onde:

C_E: coeficiente de excentricidade

C_G: coeficiente geométrico da embarcação

C_C: coeficiente de configuração de atracação

C_S: coeficiente de rigidez do sistema de atracação

Como definir cada coeficiente:

- 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:

$$C_E = \frac{k^2 + a^2 \times cos^2 y}{k^2 + a^2}$$

Onde:

C_E: coeficiente de excentricidade (adimensional);

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

a: distância entre o ponto de impacto e o centro de gravidade da embarcação (em metros); 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 a seguir, extraída da ROM, tem-se os parâmetros empregados na determinação do coeficiente de excentricidade:

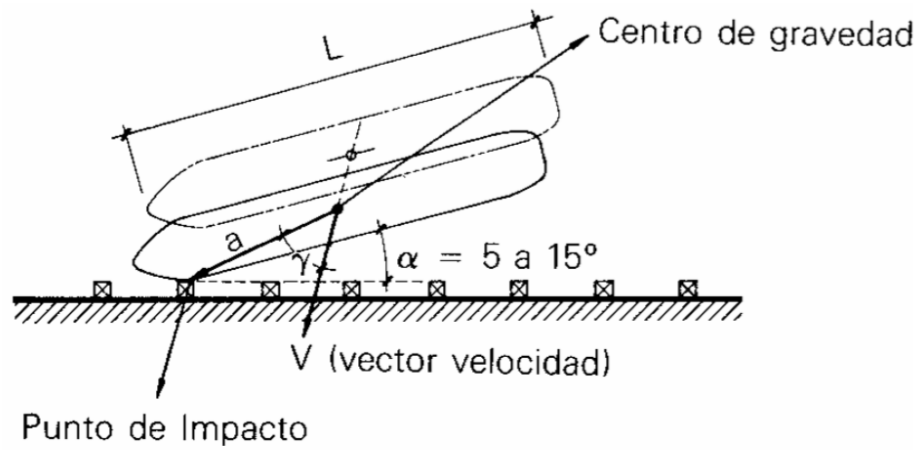


Figura 23: Parâmetros para determinação do coeficiente de excentricidade (ROM 2.0-11)

- O raio de giro poderá ser aproximado pela função:

$$k = (0{,}19 \times C_b + 0{,}11) \times L_{OA}$$

Onde:

k: raio de giro da embarcação (em m);

C_b: coeficiente de bloco (adimensional);

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

C_b é calculado por:

$$C_b = \frac{\Delta}{L_{pp} \times B \times D \times \gamma_w}$$

Onde:

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);

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

Por definições de projeto, tem-se que:

$$L_{OA} = 31{,}50\ m$$
$$\Delta = 432{,}81\ tf$$
$$L_{PP} = 25{,}95\ m$$
$$B = 9{,}50\ m$$
$$D = 2{,}29\ m$$
$$\gamma_w = 1{,}0\ tf/m^3$$

Assim, tem-se que:

$$C_b = \frac{\Delta}{L_{pp} \times B \times D \times \gamma_w} = \frac{432{,}81}{25{,}95 \times 9{,}50 \times 2{,}29 \times 1{,}0}$$

$$C_b = 0{,}77$$

E então:

$$k = (0{,}19 \times C_b + 0{,}11) \times L_{OA} = (0{,}19 \times 0{,}77 + 0{,}11) \times 31{,}50$$
$$k = 8{,}07\ m$$

- Distância entre o ponto de impacto e o centro de gravidade:

Para o caso de atracação oblíqua contra uma praça de defensa, seguindo a recomendação da ROM para atracações sobre sistemas contínuos de defensas, será adotado um valor de 25% do comprimento total da embarcação (L_{OA}). Assim sendo, temos:

$$a = 0{,}25 \times L_{OA} = 0{,}25 \times 31{,}50$$
$$a = 7{,}88\ m$$

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

$$a = 0\ m$$

Quanto ao ângulo formado entre a linha que une o ponto de contato ao centro de gravidade da embarcação e o vetor velocidade, em condições normais a norma sugere que se adote um valor entre 70 e 80º. Como se trata de uma manobra sem total controle, será adotado:

$$\gamma = 70°$$

E para o caso de atracação paralela:

$$\gamma = 0°$$

Definidos todos os parâmetros necessários, pode-se determinar o coeficiente de excentricidade em ambos os casos.

Atracação oblíqua:

$$C_E = \frac{k^2 + a^2 \times cos^2 y}{k^2 + a^2} = \frac{8{,}07^2 + 7{,}88^2 \times cos^2 70°}{8{,}07^2 + 7{,}88^2}$$

$$C_E = 0{,}57$$

- Atracação paralela:

$$C_E = \frac{k^2 + a^2 \times cos^2 y}{k^2 + a^2} = \frac{8{,}07^2 + 0^2 \times cos^2 0°}{8{,}07^2 + 0^2}$$

$$C_E = 1{,}0$$

- Coeficiente geométrico (C_G):

O Coeficiente geométrico depende do ponto de contato do barco com o sistema de defensa. Os valores recomendados são $C_G = 0{,}95$ quando o ponto de impacto ocorre na parte curva do barco, ou $C_G = 1$ quando o impacto ocorre na parte reta do barco. Portanto:

$$C_G = 1{,}0$$

- Coeficiente de configuração de atracação (C_C)

O coeficiente de atracação depende do tipo de estrutura de atracação. Essas estruturas podem ser descontínuas, maciças ou semi-maciças. Além disso, depende do método de atracação, que poder ser transversal, e longitudinal por Proa ou Popa, e longitudinal lateral. No caso deste projeto temos uma atracação longitudinal por proa, e a estrutura é maciça (fibra de vidro). Para determinarmos esse coeficiente utilizamos a tabela de valores abaixo:

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	1,00
	Atraque Lateral	1,00	0,90	0,80
NOTA: Para el atraque en zonas angulosas o en esquina se considerará estructura diáfana, (p.e. en los extremos de un muelle de gravedad macizo.)				

Tabela 1: Valores recomendados pela ROM 2.0-11 para o coeficiente de configuração de atracação

A tabela apesar de indicar um coeficiente de 0,8, por segurança foi adotado um coeficiente de 0,9.

$$C_C = 0{,}9$$

- Coeficiente de rigidez (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. Quanto mais rígido for o sistema de atracação, menor será seu coeficiente de rigidez. Ele depende da estrutura e material do sistema de atracação.

Este sistema pode ser muito rígido, como os construídos por defensas de madeira que ficam presas em toda sua longitude e, neste caso, o coeficiente de rigidez será de C_S = 0,50. Para estruturas muito flexíveis pode-se adotar um coeficiente de C_S =1,00. Geralmente para garantir a segurança do barco, se projeta o sistema de atracação para absorver aproximadamente 90% da energia de atracação. Segundo a norma, se não houver especificação e informações podemos adotar C_S =1,00 para sistemas flexíveis e 1,00 < C_S < 0,90 para sistemas rígidos.

Para a definição de sistemas rígidos, deve-se avaliar as deformações das defensas. Se houver uma deformação maior de 0,15 m (~6”), o sistema é classificado como flexível. Se a deformação for inferior a esse valor, o sistema é classificado como rígido.

No projeto em questão, foi adotado um sistema flexível tendo em vista a segurança estrutural da plataforma operacional e, então:

$$C_S = 1{,}0$$

Determinados todos os coeficientes necessários, pode-se determinar a energia absolvida pelo sistema de atracação em ambos os casos (atracação oblíqua e paralela)

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

$$E_F = E \times C_E \times C_G \times C_C \times C_S = 1{,}31 \times 0{,}57 \times 0{,}9 \times 0{,}9 \times 1{,}0$$
$$E_F = 0{,}60\ tf.m$$

Para atracação paralela contra sete praças de defensa (valor adotado no projeto), tem-se então:

$$E_n = \frac{E \times C_E \times C_G \times C_C \times C_S}{n} = \frac{1{,}31 \times 1{,}0 \times 1{,}0 \times 0{,}9 \times 1{,}0}{7}$$

$$E_n = 0{,}17\ tf.m$$

Dimensionamento da defensa:

As defensas são objetos elastoméricos que protegem a estrutura do cais, absorvendo parte da energia de atracação. Essa absorção de energia faz com que ela se deforme conforme o material que ela é produzida (podendo ser de material rígido ou flexível). Em função dessa energia absorvia é definida a força gerada pela manobra sobre o cais.

Procuram-se os tipos de defensa de algumas empresas como Bridgestone, Sumitomo e a Trelleborg. Além das opções de fabricantes, tivemos que procurar formas de defensas disponíveis, como as do tipo lambda, tipo pi, cilíndricas, cônicas e a Arch.

Nas figuras a seguir tem-se exemplos dessas opções:

Figura 24: Defensas Cilíndricas (Trelleborg)

Figura 25: Defensas Cônicas (Trelleborg)

Figura 26: Defensas Arch (Trelleborg)

Figura 27: Defensa tipo Pi (Sumitomo)

Figura 28: Defensa tipo Lambda (Sumitomo)

Para encontrar uma defensa adequada ao projeto, tem que ser usado como base a energia absorvida calculada anteriormente, e utilizar os dados dos catálogos dos fornecedores. Além disso, usa-se como base que uma defensa adequada é aquela que deforma cerca de 50% segundo as especificações do fabricante e absorve 100% da energia transferida ao sistema de atracação.

Após a determinação da defensa e este ponto ótimo de operação, podemos definir a força de atracação observando as curvas de desempenho fornecidas também no catálogo.

Para este projeto, opta-se pelo emprego da defensa AN Super Arch Fender HR300 do fabricante Trelleborg.

Dimensões da defensa:

Body Dimensions SAN / SANP								Weight (kg/m)	
H	A	B	W	F	D	P	Q	SAN	SANP
SAN/SANP 150	105	240	300	105	24	24	48	37	44
SAN/SANP 200	140	320	400	140	24	28	56	61	70
SAN/SANP 250	175	410	500	175	25	28	56	90	102
SAN/SANP 300	210	480	600	210	30	34	68	135	154
SAN/SANP 400	285	670	800	280	35	40	80	252	288
SAN/SANP 500	355	840	1000	350	40	46	92	363	409
SAN/SANP 600	425	1010	1200	420	45	52	104	543	607
SAN/SANP 800	565	1340	1600	560	50	60	120	931	1028
SAN/SANP 1000	710	1680	2000	700	60	60	120	1495	1633

[Units: mm, kg/m]

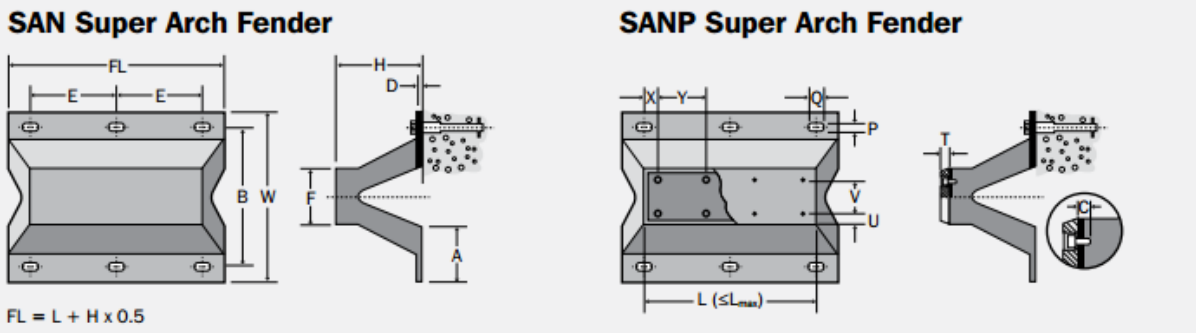


Figura 29: Dimensões da defensa

A curva de performance da defensa é representada abaixo:

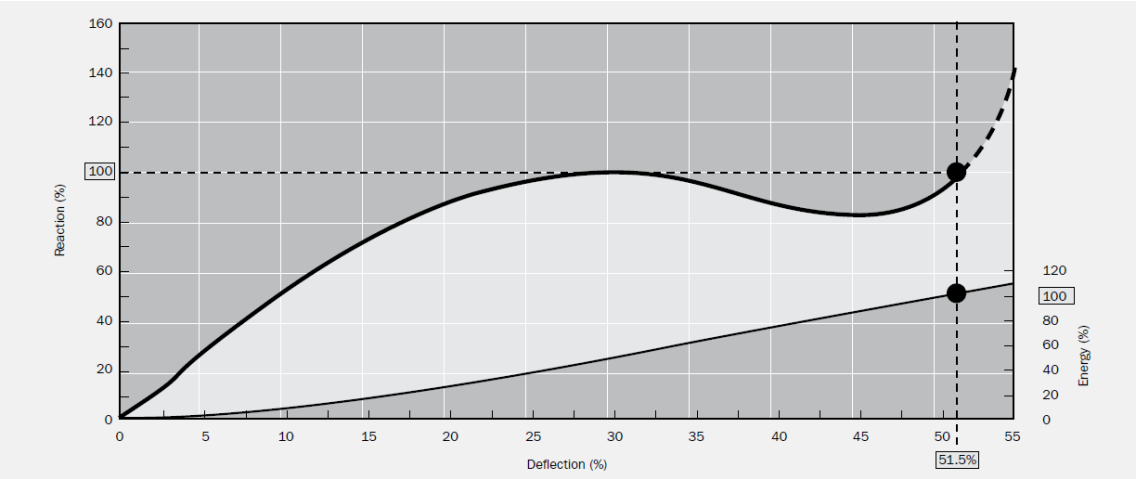


Figura 30: Curva de performance da defensa

Na curva acima, a linha contínua de baixo representa a reação da defensa em temos percentuais em função da deformação do sistema. Já a linha contínua de cima expressa uma força em porcentagem em função também a deformação do sistema. A energia absorvida

corresponde à área abaixo da linha continua e acima do eixo das abscissas, do lado direito do eixo das ordenadas e a esquerda da linha da deformação imposta à defensa.

Para a determinação dos valores, utiliza-se a tabela de performance característica da defensa a cada um metro, para apenas uma defensa.

			E 2.1	E 2.2	E 2.3	E 2.4	E 2.5	E 2.6	E 2.7	E 2.8	E 2.9	E 3.0
150	CV	E	8.2	8.4	8.6	8.8	9.0	9.2	9.4	9.6	9.8	10.0
		R	124.6	128.2	131.8	135.4	139.0	142.6	146.2	149.8	153.4	157.0
	RPD	E_R	9.8	10.1	10.3	10.6	10.8	11.0	11.3	11.5	11.8	12.0
		R_R	149.5	153.8	158.2	162.5	166.8	171.1	175.4	179.8	184.1	188.4
200	CV	E	14.4	14.8	15.2	15.6	16.0	16.4	16.8	17.2	17.6	18.0
		R	166.8	171.6	176.4	181.2	186.0	190.8	195.6	200.4	205.2	210.0
	RPD	E_R	17.3	17.8	18.2	18.7	19.2	19.7	20.2	20.6	21.1	21.6
		R_R	200.2	205.9	211.7	217.4	223.2	229.0	234.7	240.5	246.2	252.0
250	CV	E	21.4	21.8	22.2	22.6	23.0	24.0	25.0	26.0	27.0	28.0
		R	208.0	214.0	220.0	226.0	232.0	238.0	244.0	250.0	256.0	262.0
	RPD	E_R	25.5	25.9	26.4	26.9	27.4	28.6	29.8	30.9	32.1	33.3
		R_R	247.5	254.7	261.8	268.9	276.1	283.2	290.4	297.5	304.6	311.8
300	CV	E	31.8	32.6	33.4	34.2	35.0	36.0	37.0	38.0	39.0	40.0
		R	250.2	257.4	264.6	271.8	279.0	286.0	293.0	300.0	307.0	314.0
	RPD	E_R	37.5	38.5	39.4	40.4	41.3	42.5	43.7	44.8	46.0	47.2
		R_R	295.2	303.7	312.2	320.7	329.2	337.5	345.7	354.0	362.3	370.5
400	CV	E	55.6	57.2	58.8	60.4	62.0	63.6	65.2	66.8	68.4	70.0
		R	333.4	342.8	352.2	361.6	371.0	380.6	390.2	399.8	409.4	419.0
	RPD	E_R	65.1	66.9	68.8	70.7	72.5	74.4	76.3	78.2	80.0	81.9
		R_R	390.1	401.1	412.1	423.1	434.1	445.3	456.5	467.8	479.0	490.2
500	CV	E	87.6	90.2	92.8	95.4	98.0	100.4	102.8	105.2	107.6	110.0
		R	416.8	428.6	440.4	452.2	464.0	476.0	488.0	500.0	512.0	524.0
	RPD	E_R	101.2	104.2	107.2	110.2	113.2	116.0	118.7	121.5	124.3	127.1
		R_R	481.4	495.0	508.7	522.3	535.9	549.8	563.6	577.5	591.4	605.2

***Note:**

1. CV: performance data at slow speed constant velocity (2-8 cm/min) compression at 23 ±5°C temperature and 0° compression angle.
2. RPD: Rated performance data, in accordance with PIANC with initial high speed berthing velocity 0.15 m/s.
   RPD = CV (performance) x VF (velocity factor for Natural and Synthetic rubber blend) x TF (temperature factor) x AF (angle factor).
   RPD is reported at 23 ±5°C temperature and 0° compression angle, therefore TF = 1, AF = 1.

Tabela 2: Tabela indicando a energia e a força absorvida pela defensa escolhida

Para a determinação da energia absorvida de projeto, é necessário multiplicar a energia característica calculada anteriormente por um fator de segurança que é determinado pela seguinte forma:

$$FS = \gamma_{fi,1} * \gamma_{fi,2} * \gamma_{fi,3} * \gamma_{fi,4}$$

Para a determinação desses fatores, foi utilizada a tabela a seguir retirada da ROM:

$\gamma_{fi,1}$		$\gamma_{fi,2}$		$\gamma_{fi,3}$		$\gamma_{fi,4}$	
Desplazamiento del buque		Medios auxiliares en la maniobra		Valor representativo de la velocidad de aproximación en condiciones normales		Frecuencia de llegadas de buques al atraque	
≤ 85.000 t	> 85.000 t	Sin remolcadores	Con remolcadores	≤ 0,1 m/s	> 0,1 m/s	Alta (> 300 escalas/año)	Baja (≤ 300 escalas/año)
1,50	1,25	1,25	1,00	1,20	1,00	1,15	1,00

Tabela 3: Determinação de coeficientes de segurança

Portanto os dados escolhidos foram:

$\gamma_{fi,1}$= 1,5

$\gamma_{fi,2}$= 1,25

$\gamma_{fi,3}$= 1,0

$\gamma_{fi,4}$= 1,15

$$FS = 1{,}5 * 1{,}25 * 1 * 1{,}15 = 2{,}15625$$

Então a energia de projeto será:

$$E_d = E_k * FS = 0{,}6 * 2{,}15625 = 1{,}29\ tf.m$$

Sabendo que a defensa acionada diretamente absorve 70 % da energia total. Assim, chamando de E_R a energia nominal tem-se:

$$E_R = E_d * 70\% = 1{,}29 * 0{,}70 = 0{,}903\ tf.m$$

Segundo a tabela a defensa consegue absorver 92,8 kN.m, gerando uma força de 44,04 tf, que é adequada para o projeto. Tem-se, portanto uma força de atracação atuante sobre uma praça de defensa de:

$$F_{ATRAC} = 44{,}04\ tf$$

Posicionamento e quantidades de defensas:

Para determinar o posicionamento da defensa e suas quantidades, foram levados em conta os casos críticos de posicionamento. Os piores casos são com a embarcação em lastro e com o nível d'água máximo, e o com a embarcação carregada e com o nível d'água mínimo. Nestes casos teremos a embarcação posicionada na maior altura e na menor altura respectivamente.

Como o carregamento da embarcação varia cerca de 28,8 toneladas (370 pessoas, de 80kg cada), podemos considerar que o deslocamento da posição é uma relação entre volume deslocado e área média da embarcação.

As 28,8 toneladas de carga representam 28,8 toneladas de água deslocada. Considerando a densidade da água de 1g/ml, temos o deslocamento de 28800 litros de água, ou seja, 28,8 m³. Sabemos que a área da superfície da embarcação é de aproximadamente 90 m², totalizando então uma variação de deslocamento da posição devido à carga de 0,32 m.

Já em relação ao nível d'água, os desenhos em AutoCad a seguir mostram essa variação:

Nível d'água máximo, mínimo e médio:

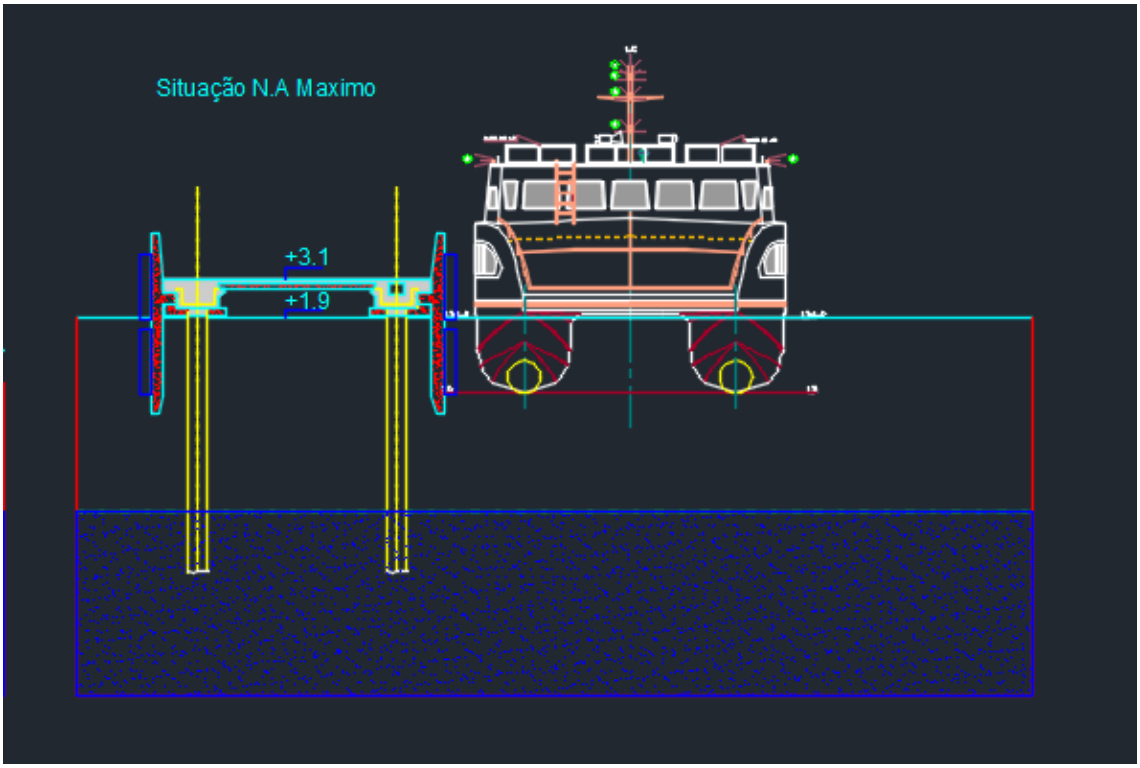


Figura 31: Situação de máxima N.A.

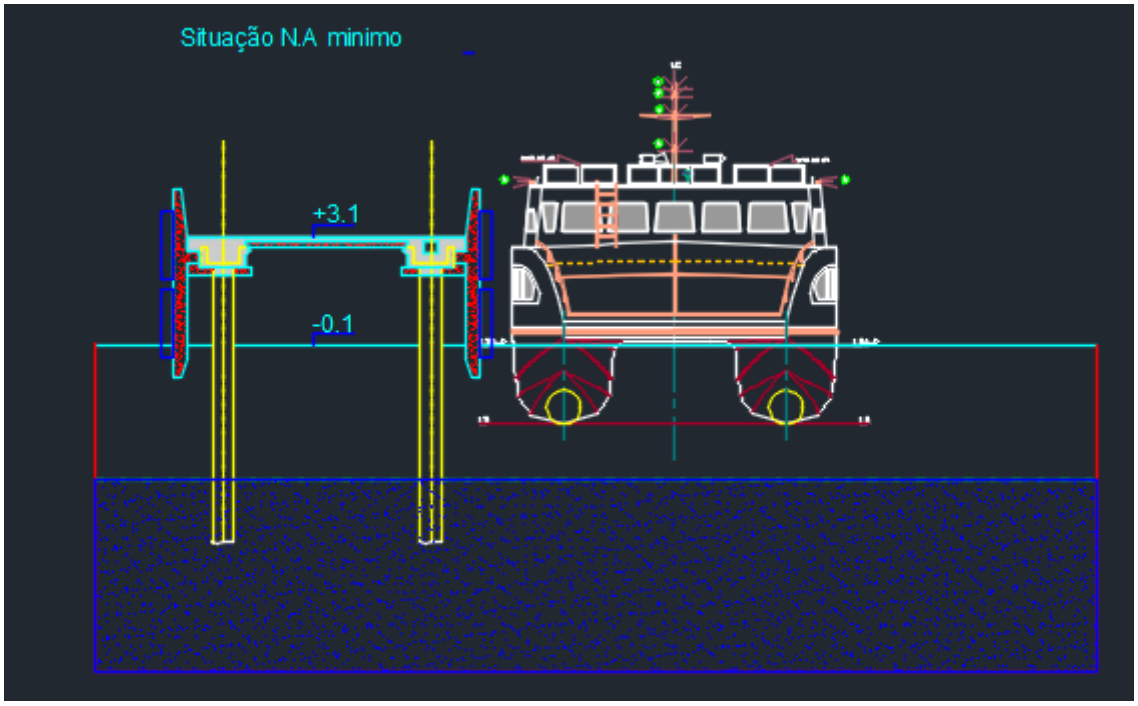


Figura 32: Situação de mínimo N.A.

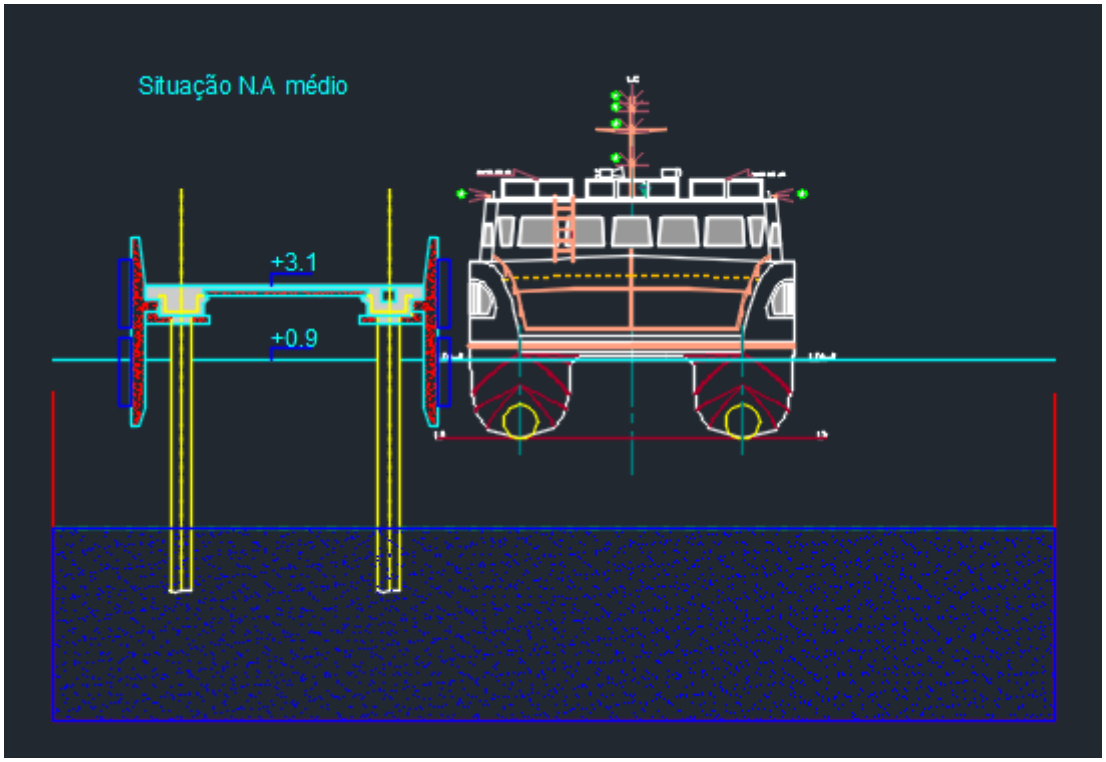


Figura 33: Situação de médio N.A.

Essas figuras nos mostram que a variação da posição da embarcação devido ao nível d'água é de 2,0 metros.

Portanto tem-se nos piores casos, um delta total de aproximadamente 2,32m. Neste caso pode-se escolher uma defensa que tenha mais de 2,32m de altura ou pode-se escolher duas defensas de no mínimo 1,16 m de altura. Como a defensa escolhida tem no máximo uma altura de 3,5 metros, colocam-se duas defensas de 1,5 metros cada.

Para o posicionamento correto das defensas, é necessária uma distância mínima de 15% do comprimento do barco, segundo a norma ROM. Como o comprimento é de 31,5 m, tem que ter um espaçamento mínimo de defensas de 4,73m. Opta-se por um espaçamento de 5,25 m garantindo a segurança e obtendo as defensas pelo eixo longitudinal do cais.

3.3.4.2 Forças de Amarração

Caracterização das Forças de Amarração

Para que se possa dimensionar a estrutura que vai resistir às forças de amarração, é necessário, previamente, discorrer sobre o conceito de amarração.

É fundamental que um navio esteja amarrado ao cais de maneira adequada para que as operações de embarque e desembarque, sejam estas de pessoas ou cargas, ocorram com segurança, sem que o navio se movimente de maneira excessiva, impossibilitando ou reduzindo a eficiência destas operações. Pode-se observar a situação descrita na figura abaixo.

Figura 34: Embarcação amarrada ao cais

Ao amarrar a embarcação nos cabeços de amarração, localizados no cais, busca-se restringir o movimento desta em todos as direções e sentidos possíveis, além da rotação em cada um dos eixos. Esses eixos recebem nomes específicos que estão exemplificados na figura abaixo 35.

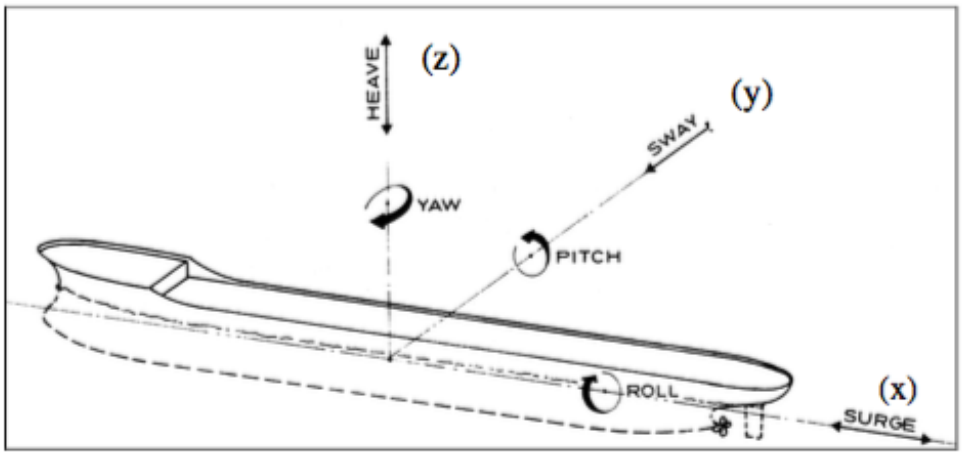


Figura 35: Movimentos possíveis de uma embarcação

Os possíveis movimentos que o navio pode sofrer são estes:

- *Surge* (deslocamento): Deslocamento ao longo do eixo longitudinal;
- *Sway* (abatimento): Deslocamento ao longo do eixo transversal;
- *Heave* (arfagem): Deslocamento ao longo do eixo vertical;
- *Yaw* (caturro): Rotação em torno do eixo vertical;
- *Pitch* (cabeceio): Rotação em torno do eixo transversal;
- *Roll* (*b*alanço); Rotação em torno do eixo longitudinal;

Enquanto os movimentos *Heave*, *Roll* e *Pitch* são característicos da restauração de forças gravitacionais, os movimentos *Surge*, *Yaw* e *Sway* são restauradores de forças como as de amarração. São estes últimos movimentos que devem-se limitar para que a operação de embarque e desembarque seja eficiente.

O estudo dos agentes condicionantes destes movimentos possibilita tomada de medidas necessárias para limitá-los. Entre estes agentes, os principais são o vento, as correntes, as ressacas, a ressonância por fenômenos de ondas longas, as marés, o tipo de amarração realizada, o fluxo e refluxo de água, a massa de água deslocada pela passagem de outras embarcações e, por último, as operações de carregamento e descarregamento das embarcações.

A técnica adotada para limitar os movimentos citados é a utilização de três tipos de cabos que são combinados de diferentes maneiras, dependendo da solicitação atuante. Os

cabos são diferenciados pela maneira à qual eles trabalham quando a embarcação está amarrada ao píer. A estrutura de amarração está mostrada na figura 36 abaixo.

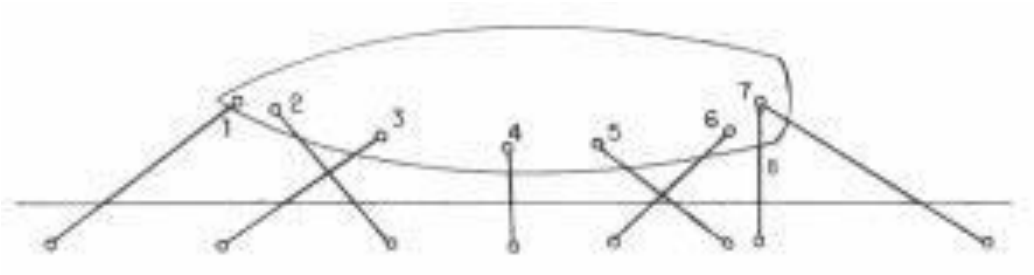


Figura 36: Cabos de amarração

Na figura mostrada, pode-se notar a estrutura de amarração de uma embarcação. Os cabos de número 1 e 7 são chamados de cabos lançantes, cuja função é resistir aos esforços longitudinais e, além disso, são eles um dos fatores determinantes para a definição do tamanho do cais pois não podem ficar curtos. Os cabos representados pelos números 4 e 8 são chamados de transversais ou traveses e servem para resistir aos esforços transversais. Já os cabos representados pelos números 2, 3, 5 e 6 são chamados de springs, e servem para complementar a resposta dos cabos lançantes aos esforços longitudinais e dos cabos traveses aos esforços transversais.

Após o entendimento dos cabos de amarração, deve-se entender o local no qual eles são amarrados no cais. Os cabeços, geralmente metálicos, são o local no qual os cabos são amarrados no cais. Além disso, eles servem para proteger estruturalmente o cais, dado que quando a força de amarração é maior do que aquela resistida pelo cabeço, este se rompe e a embarcação fica à deriva, deixando o cais protegido.

Para casos cujas forças de amarração são muito altas, utiliza-se um sistema chamado de quick-release, cuja funcionalidade envolve um dispositivo de rápida liberação automática das embarcações ao atingir-se um valor de solicitação próximo do valor máximo de resistência, fazendo com que a embarcação fique à deriva antes de o cabeço romper.

Figura 37: Exemplos de Cabeço

Fatores que influenciam as forças de amarração

Para avaliar os esforços causados pelas forças de amarração é necessário entender melhor a influência do vento e da corrente de água, já que estes são os dois principais fatores que influenciam na determinação desta força.

Para tanto, será utilizado como base a *British Ship Research Association* (BSRA), norma britânica, já que não existe uma norma brasileira com mesmo grau de detalhes quanto a britânica neste assunto.

Vento

Para mensurar a influência do vento, tem-se a seguinte equação:

$$R_{AA} = C_{DW}.A_L.V_R^2.10^{-3}$$

Onde:

C_{DW}: Coeficiente de arrasto para o vento, obtido através do tipo de navio considerado;

A_L: Área da embarcação emersa projetada no plano longitudinal (em m2);

V_R: Velocidade horizontal do vento (em m/s);

R_{AA}: Força resultante do vento;

No caso de nossa embarcação-tipo, temos que as forças de vento e corrente irão incidir longitudinalmente sobre a embarcação. Com isso, determinamos o ângulo de incidência como sendo 0°. De acordo com a figura 38 abaixo, temos que, em lastro, $C_{DW} = 0{,}45\,.\,10^{-3}$, e com a embarcação carregada, $C_{DW} = 0{,}60\,.\,10^{-3}$ para o caso de o vento incidir na direção longitudinal da embarcação. Para a direção totalmente transversal, tem-se que $C_{DW} = 2{,}50\,.\,10^{-3}$ para condição em lastro, e para a condição carregada, $C_{DW} = 2{,}25\,.\,10^{-3}$.

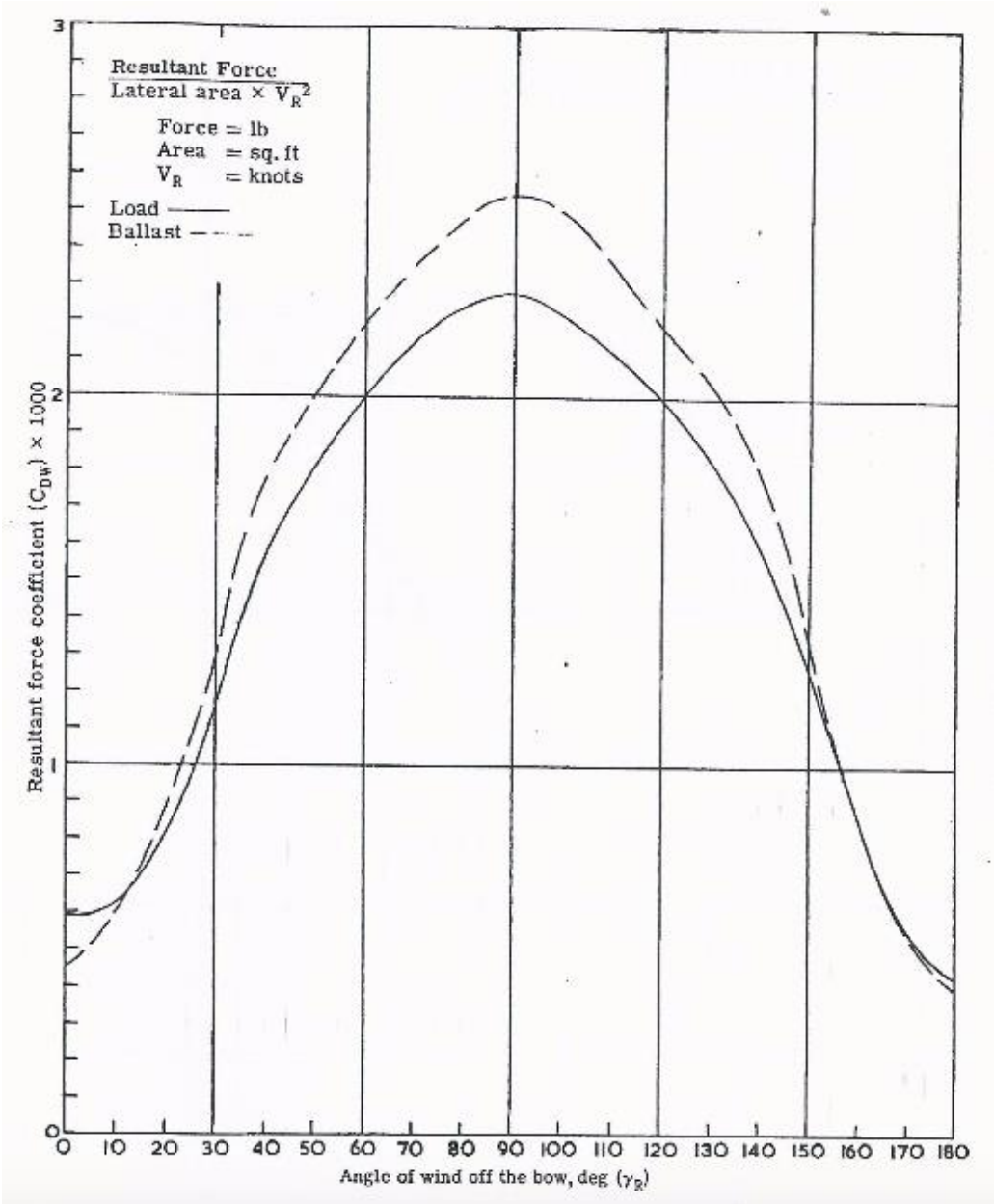


Figura 38: Determinação do coeficiente Cdw de acordo com o ângulo de incidência do vento sobre a embarcação

Para calcular a área emersa longitudinal, vale a seguinte formulação:

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

E, para a área emersa transversal, tem-se:

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

Onde:

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

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

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

B : boca da embarcação (m);

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

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

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

A formulação acima leva em consideração a área de influência que será atingida pelo vento, conforme pode-se ver na Figura 39 abaixo.

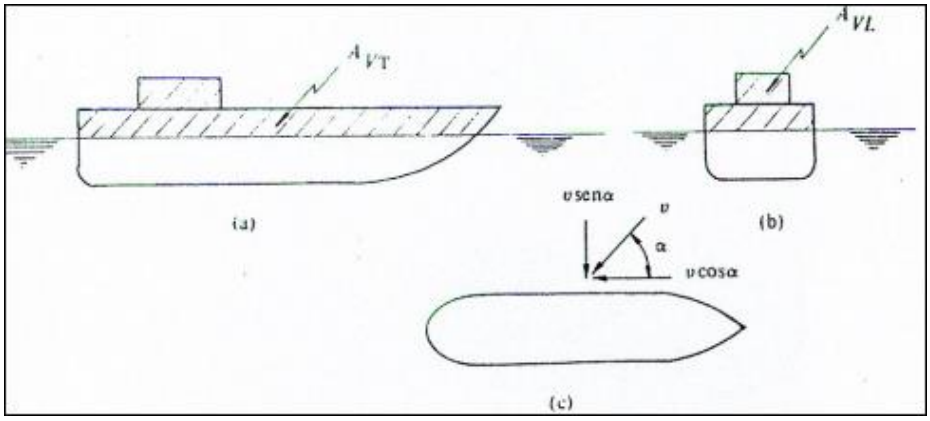


Figura 39: Área de influência da embarcação para a ação do vento

Das definições de projeto, tem-se que:

$$L_{PP} = 26{,}95\ m$$

$$B = 9{,}50\ m$$

$$h_L = 3{,}50\, m$$

$$h_T = 3{,}50\, m$$

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

$$G = P - D = 2{,}85 - 2{,}29 = 0{,}56\, m$$

E, para embarcação em lastro, tem-se:

$$G = P - D_{MÍN} = 2{,}85 - 1{,}00 = 1{,}85\, m$$

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

$$A_{V,L} = L_{PP}.(G + h_L) = 26{,}95.(0{,}56 + 3{,}50) = 109{,}4\, m^2$$

$$A_{V,T} = B.(G + h_T) = 9{,}50.(0{,}56 + 3{,}50) = 38{,}6\, m^2$$

Para a embarcação em lastro, tem-se as seguintes áreas:

$$A_{V,L} = L_{PP}.(G + h_L) = 26{,}95.(1{,}85 + 3{,}50) = 144{,}2\, m^2$$

$$A_{V,T} = B.(G + h_T) = 9{,}50.(1{,}85 + 3{,}50) = 50{,}8\, m^2$$

A equação $R_{AA} = C_{DW}.A_L.V_R^2.10^{-3}$ que foi enunciada há pouco é a geral, mas vale dizer que ela é válida para o vento sob um ângulo β, do qual pode-se decompor em direções longitudinais e transversais:

$$F_{TW} = R_{AA}.sen\beta$$

No qual, FTW é a componente transversal da força do vento. Além disso, para a proa ou popa do navio, ou seja, apenas um lado do navio tem-se:

$$f_{TW} = \frac{F_{TW}}{2}$$

Já, para a componente longitudinal da força do vento, tem-se que:

$$F_{LW} = R_{AA}.cos\beta$$

Para completar a influência do vento, deve-se considerar o momento gerado pelas forças de vento já descritas e pode ser escrito por:

$$M_{AA} = C_{MW}.A_L.V_R^2.L_{OA}.10^{-3}$$

Onde:

C_{MW}: Coeficiente de momento para o vento;

L_{OA}: Como já descrito na parte de atracação, comprimento total da embarcação;

Com isso, pode-se calcular a força transversal causada pelo momento:

$$f_{MW} = 1{,}04.\frac{M_{AA}}{L_{OA}}$$

Desta maneira, a força total transversal pode ser escrita como:

$$f_W = A_L.V_R^2.10^{-3}.(\frac{C_{DW}sen\beta}{2} \pm 0{,}104C_{MW})$$

Após o equacionamento da influência do vento nas forças de amarração, deve-se determinar alguns dados da região.

Segundo a NBR6123, pode-se determinar a velocidade do vento na região de Santos, de acordo com as isopletas das velocidades do vento. Com isso, a velocidade máxima no porto de Santos, para um período de retorno de 50 anos, pode ser aproximada por v=40m/s, ou, aproximadamente, v=144km/h, de acordo com a Figura 40 abaixo.

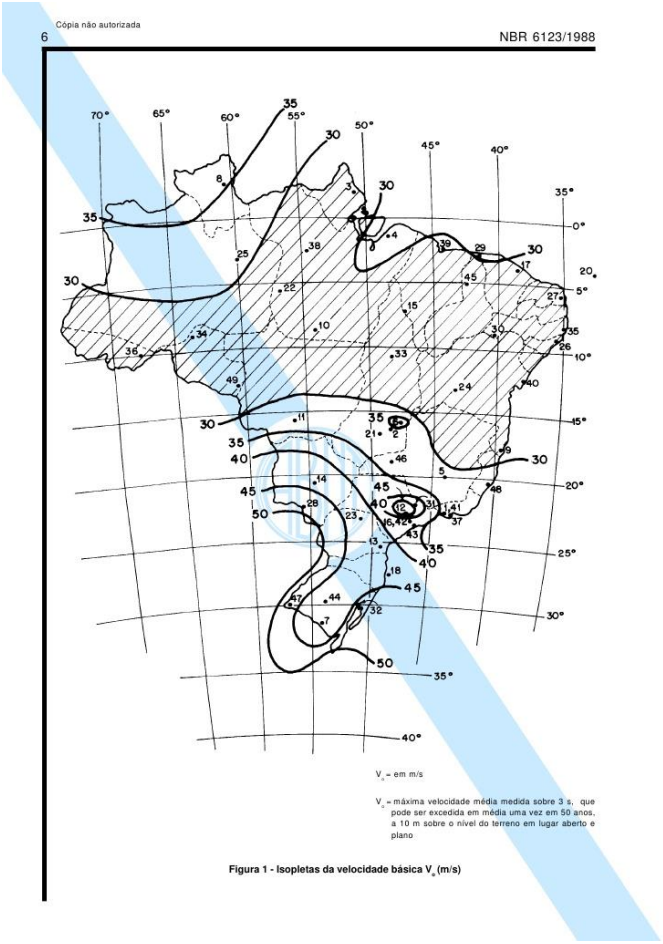


Figura 40: Isopletas da Velocidade do Vento

A partir desta velocidade, e, por determinação da ROM 2.0.11, deve-se utilizar como velocidade máxima 22m/s, já que, caso esta velocidade seja atingida, a embarcação é liberada do cais (seus cabos são desamarrados), pois esta velocidade induz uma vibração na embarcação que pode chegar a romper a defensa e, assim, colidir com o cais, danificando a mesma.

Para a definição do coeficiente de arrasto, deve-se considerar a pior situação possível, ou seja, tanto a velocidade quanto a corrente no sentido longitudinal, ou seja, o ângulo de ataque (γr) do vento e da corrente é igual a 90º. Além disso, considera-se a embarcação em lastro.

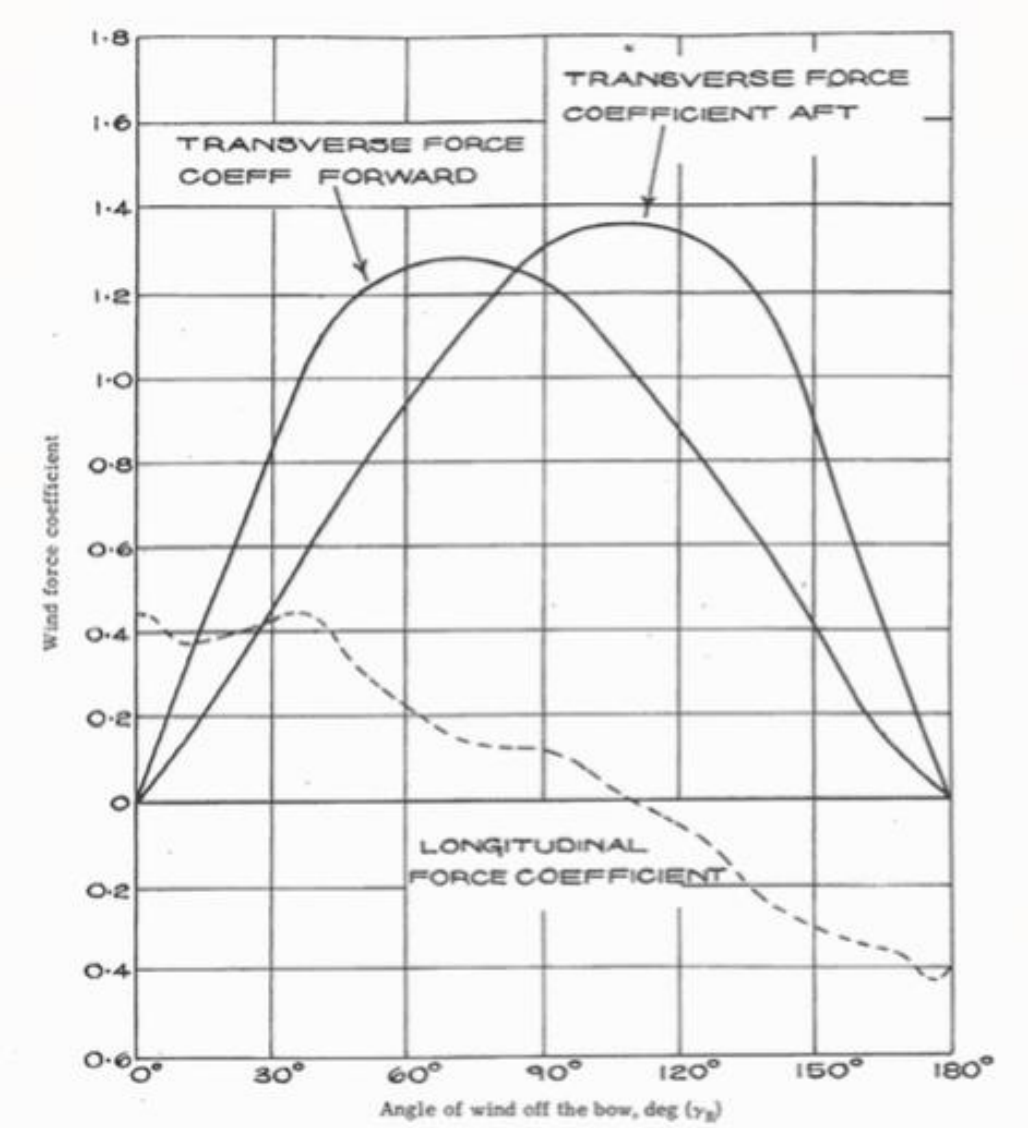


Figura 41: Coeficiente de Arrasto do Vento (Fonte: BSRA)

Desta maneira, utilizando o gráfico presente na BSRA (British Ship Research Association), mostrado abaixo, é possível a obtenção do coeficiente de arrasto.

Assim, tem-se:

1) Força transversal: $F_{TW} = R_{AA}.sen\beta$=0
2) Força longitudinal: $F_{LW} = C_{DW}.A_L.V_R{}^2.10^{-3}.cos\beta$

É considerado que o vento irá incidir longitudinalmente e perpendicularmente para que sejam considerados os casos críticos. Sendo assim, as forças devido ao vento que irão incidir sobre a embarcação estão na Tabela 4 abaixo.

	Embarcação carregada	Embarcação em lastro
Av,l(m2)	109,4	144,2
Av,t(m2)	38,6	50,8
Cdw,l	0,0006	0,00045
Cdw,t	0,00225	0,0025
Fv,l	1,44	1,43
Fv,t	1,91	2,80

Tabela 4: Ações na embarcação causadas pelas forças do vento

Como temos uma embarcação-tipo de deslocamento muito baixo, esta gera forças de atracação pelo vento também baixas. Sendo assim, utiliza-se as forças mínimas de atracação, definidas pelo ROM 2.0-11, que estão na tabela a seguir:

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			

Tabela 5: Cargas de amarração mínimas de acordo com o deslocamento da embarcação

Seguindo ainda recomendação da ROM 2.0-11, o valor da força para a direção longitudinal é 50% do valor da força para a direção transversal, portanto será prevista a instalação de cabeços para amarração com capacidade máxima de 10tf.

Para calcular o momento resultante da ação do vento aplicado sobre o eixo vertical que passa pelo centro de gravidade da embarcação ($M_{V,CG}$), temos a fórmula a seguir:

$$M_{V.CG} = F_V \,.\, C_E \,.\, L_{OA} \,,$$

Sendo:

$F_V = 10\ tf$ a força responsável pelo momento;

$C_E = 0{,}25$ o coeficiente de excentricidade; e

$L_{OA} = 31{,}50\ m$ o comprimento total da embarcação;

Portanto:

$$M_{V.CG} = 10\ .\ 0{,}25\ .\ 31{,}50\ =\ 78{,}75\ tf.m$$

Correntes de água

Diferentemente das forças devido ao vento, as forças devidas às correntes marítimas atuam sob a parte submersa da embarcação, mas também solicita as amarras, como se pode ver na Figura 42 abaixo.

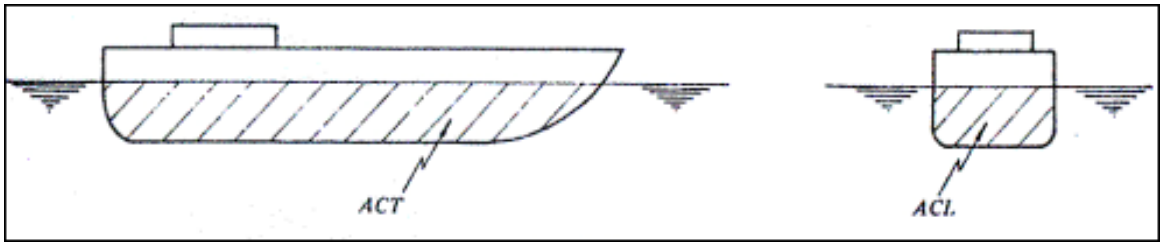


Figura 42: Áreas de influência da embarcação para a ação das correntes marítimas

Para as correntes, utiliza-se o mesmo raciocínio que foi utilizado no caso dos ventos, porém os coeficientes de força de corrente e de momento de corrente são:

$$C_{DC} = \frac{R_C}{L_{WL}.T.{V_C}^2}$$

$$C_{MC} = \frac{M_C}{{L_{WL}}^2.T.{V_C}^2}$$

Onde:

C_{DC}: Coeficiente de arrasto para corrente;

C_{MC}: Coeficiente de momento para corrente;

V_C: Velocidade da corrente (em m/s);

$L_{WL} = 1{,}02.26{,}95 = 27{,}49\,m$: Comprimento de água é assumido como 2% maior do que o comprimento entre perpendiculares (L_{PP}) (em m);

R_C: Força Resultante devido a corrente;

M_C: Momento Resultante devido a corrente; e

T: Calado da embarcação (em m);

Com essas duas premissas, e utilizando o mesmo ângulo β que fora utilizado no caso do vento, tem-se:

$$f_C = L_{WL}.{V_C}^2.(\frac{C_{DC}.sen\beta}{2} \pm 1{,}02.C_{MC})$$

Para determinar o coeficiente de arrasto transversal, utiliza-se o gráfico da Figura 43 abaixo:

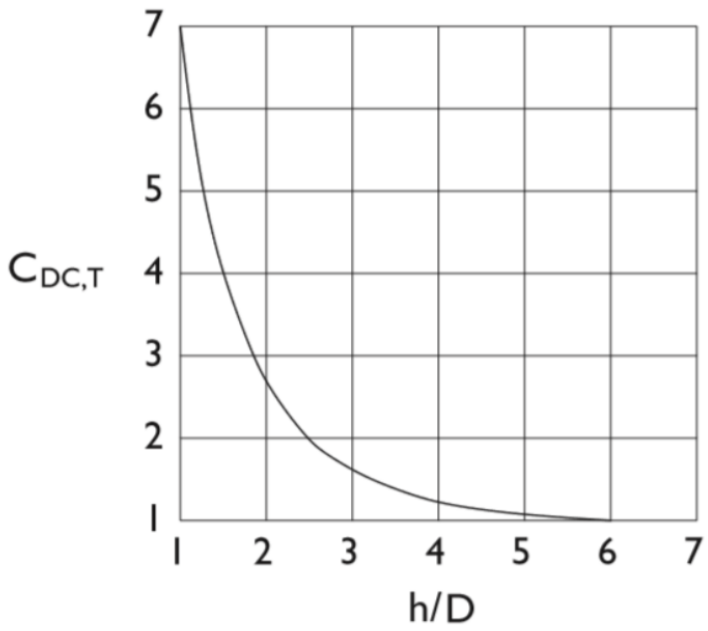


Figura 43: Coeficiente de arrasto em função do fator de forma h/D, ou seja, profundidade/calado da embarcação

No caso da nossa embarcação-tipo, temos que $h/D = 9{,}50/2{,}29 = 4{,}15$, o que implica que $C_{DC,T} = 0{,}25$ de acordo com o gráfico.

Enquanto isso, o fator de forma longitudinal é função da geometria da embarcação. Segundo recomendação da norma ROM 2.0-11, adota-se $C_{CL} = 1{,}0$.

Para o ângulo de incidência das correntes marítimas, considera-se $\beta = 0°$, conforme indicação, de modo a tornar $sen\beta = 0$ e $cos\beta = 1$.

A velocidade de corrente será considerada como 1m/s para a componente longitudinal e como 0,5m/s para a componente transversal, características da região da baixada santista.

Sendo assim, pode-se determinar a força total longitudinal, onde f_C é a força transversal em uma das extremidades da embarcação, devido a corrente, como sendo:

$$F_{LC} = L_{WL}.T.{V_C}^2.(\frac{C_{DC}cos\beta}{2})$$

$$F_{LC,T} = 27{,}49.26{,}95.0{,}5^2.(\frac{1.1}{2}) = \ 370{,}4\ tf$$

$$F_{LC,L} = 27{,}49.26{,}95.1^2.(\frac{1.1}{2}) = \ 92{,}6\ tf$$

4. FUNDAÇÃO

4.1 Estudo fundações

4.1.1 Geotécnica local

Para que possa ser feita a escolha da fundação, é necessário fazer um estudo inicial para saber o tipo do terreno, a topografia e as particularidades do local para que as escolhas se adequem e se adaptem ao meio.

A bacia de Santos possui um vasto conteúdo de estudos geotécnicos, que ajudam no histórico e caracterização do local.

A geologia estuarina da região de Santos/Guarujá, onde pretende-se realizar o atracadouro de Vicente de Carvalho, está representada na figura abaixo

Figura 44: Geologia Local

Um dos principais estudos da geologia local é resultado de um trabalho realizado por Faiçal Massad. Nele, analisa-se o litoral de São Paulo, formado por planícies sedimentares localizadas entre a Serra do Mar e a costa. Essas planícies foram formadas a milhares de anos e são decorrentes de ciclos de sedimentações e erosões.

Os registros indicam que na fase de glaciação houve um rebaixamento significativo do nível do mar, o que levou a ocorrências de ressecamentos nos solos mais superficiais, rebaixamentos do nível freático e até erosões. Ao final dessa fase, o nível do mar voltou a subir o que gerou novas sedimentações. Além da variação do nível do mar houve também deposição temporária e localizada de dunas de areias.

Com a mudança de nível marítimo, pode-se perceber dois tipos de solo, o posterior ao rebaixamento do nível do mar e aqueles que se formaram após a volta do nível do mar. Além disso, pode-se definir dois tipos de granulometria, que caracterizam as areias e as argilas siltosas. Sabe-se que as argilas podem ter comportamentos muito distintos, e suas camadas não são bem definidas, então é necessário fazer uma pesquisa mais localizada, na região da obra para se obter informações mais concretas.

Para essa pesquisa, foram feitos 8 sondagens para descobrir os SPTs (Standard Penetration Test) da região, cujo posicionamento está explicitado abaixo:

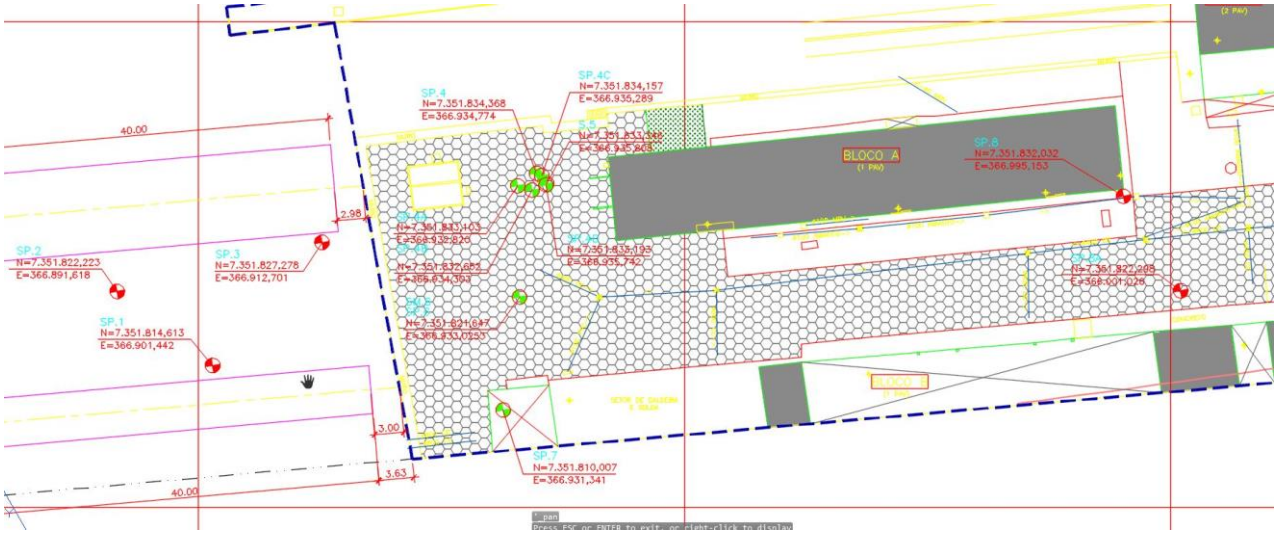


Figura 45: Planta suporte das coordenadas das sondagens

Após o estudo de sondagens é possível observar de maneira mais criteriosa os tipos de solo presentes no local. Segue um exemplo de sondagem na parte com água e na parte terrestre:

Sondagem na água: ponto 3(as sondagens estão nos anexos 4 e 5)

Sondagem na terra: ponto 4(as sondagens estão nos anexos 6, 7, 8, 9, 10, 11)

4.1.2 Possibilidades para a fundação

Com os ensaios de SPTs feitos, percebe-se a existência de uma camada rochosa em uma profundidade inferior a 30 metros, o que inviabiliza alguns tipos mais comuns de fundações.

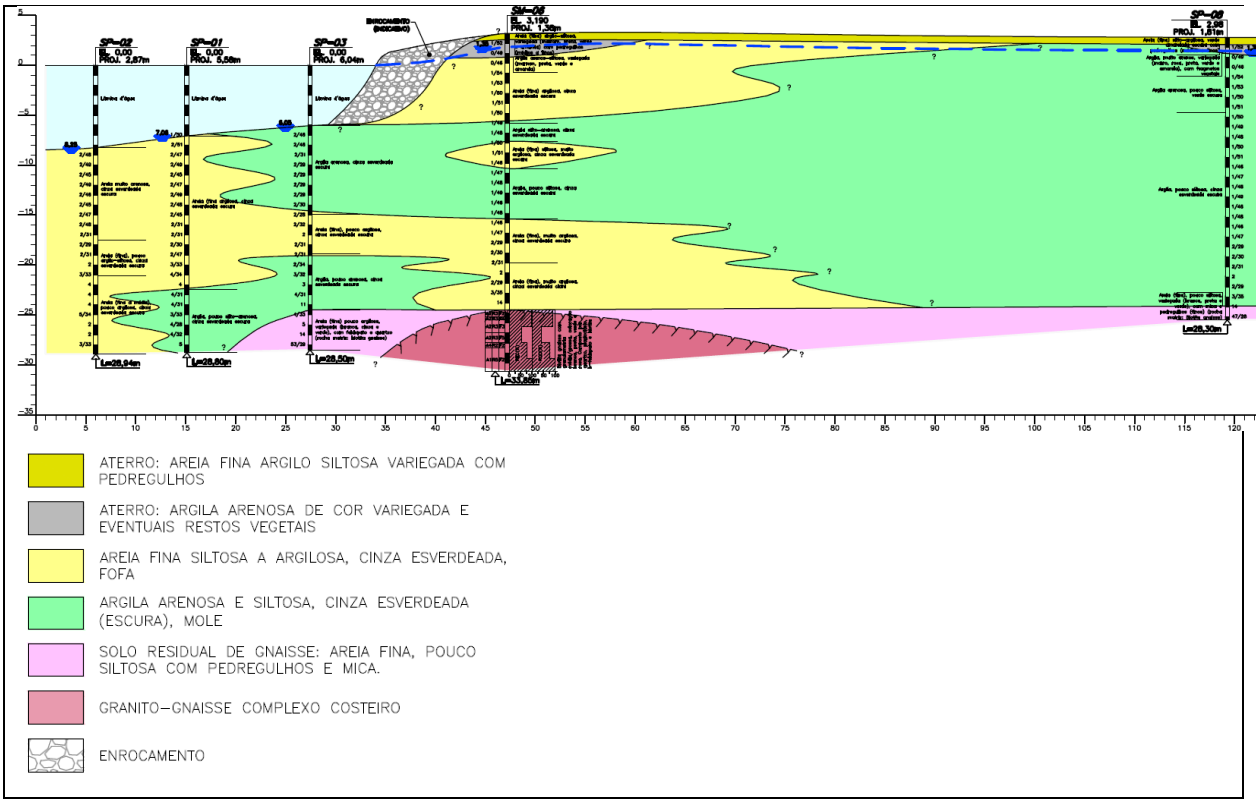


Figura 46: Perfil das sondagens

Com isso, são propostas três soluções:

4.1.2.1 Estaca Raiz

Uma das possíveis alternativas para a fundação local seria a utilização de Estacas Raiz. Este tipo de fundação, segundo a NBR 6122/2010, é uma estaca moldada “in loco”, cuja perfuração é integralmente revestida em solo, através de módulos metálicos que são acoplados e rosqueados à medida que a perfuração é realizada, sendo sua recuperação realizada após a injeção.

A metodologia executiva desta alternativa é a seguinte:

<u>Perfuração</u>

A perfuração é realizada por meio de rotação com revestimento contínuo do furo e auxílio de um fluído de circulação que, na maioria das vezes, é a água.

Os detritos da perfuração são trazidos (extraídos) à superfície pelo fluído de circulação, de forma a limpar a área de perfuração.

Conforme a perfuração atinge cotas mais profundas, são acoplados revestimentos metálicos que são ligados entre si por juntas rosqueadas, de forma a garantir a execução da perfuração.

No caso de a perfuração encontrar rochas, como é o caso do terminal de Vicente de Carvalho, que pode ser observado pelas sondagens, deve-se realizar a perfuração com auxílio de martelo de fundo a roto-percussão, até a cota de projeto.

Colocação da Armadura

Finalizada a perfuração, inicia-se o processo de colocação da armadura no interior do revestimento. Deve-se determinar a cota das armaduras e controlar, cuidadosamente, sua execução.

Concretagem

O tubo de concretagem é introduzido até o fundo da coluna de perfuração e, através dele, é lançada a argamassa de cimento. A argamassa, lançada de baixo para cima, garante que o fluido de perfuração seja substituído pela própria argamassa. Além disso, deve-se controlar a primeira injeção de concreto (chamada, usualmente, de “borra”), para que esta não permaneça na estaca, devido a sua menor resistência.

Durante a concretagem, o furo permanece o tempo inteiro revestido, o que confere maior segurança à operação.

Extração da coluna

Uma vez que o tubo de perfuração esteja totalmente preenchido, procede-se a extração da coluna de perfuração, ao mesmo tempo que se aplica ar comprimido, caso as condições do terreno exijam.

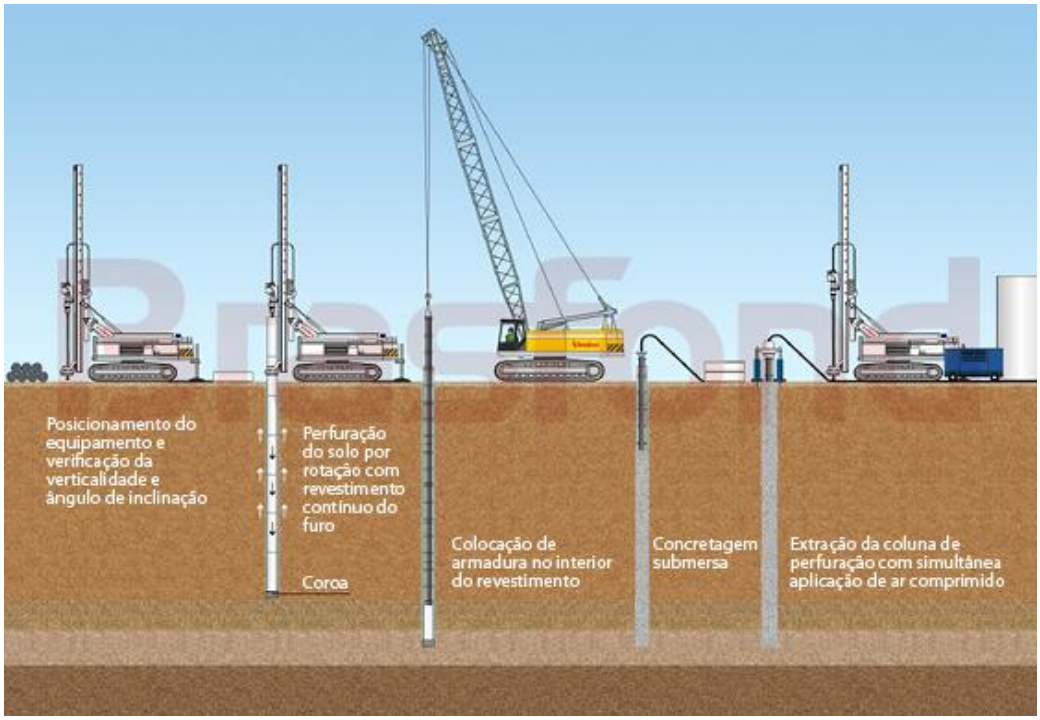


Figura 47: Método Executivo - Estaca Raiz (Brasfond)

Para a obra em estudo, ou seja, um reforço de cais de atracação a estaca raiz é muito aconselhada, devido ao ganho de resistência que seria adquirida pela ponta ao penetrar na rocha, porém a diferença de diâmetros entre o tubo e o revestimento metálico é um fator condicionante para este tipo de fundação, o que pode gerar problemas para a obra estudada pois pode danificar muito a ponta da estaca quando esta entrar em contato com a rocha.

4.1.2.2 Broca tipo “Wirth”

A segunda solução possível seria utilizar uma fundação de broca com sistema de “drilling” e com isso, seria possível obter uma capacidade de carga que respeitasse as condições necessárias a implementação da fundação.

Neste tipo de fundação, a escavação é totalmente revestida por camisa metálica. Além disso, é necessário utilizar uma perfuratriz hidráulica com circulação reversa para que os detritos resultantes do processo possam ser transportados até a superfície.

A perfuratriz consegue penetrar no solo, principalmente, na rocha matriz, através da mesa rotatória que lhe confere torque suficiente para penetrar a rocha sã.

A metodologia deste tipo de fundação é a seguinte:

Cravação da camisa metálica

O processo inicia-se com a cravação da camisa metálica no solo. Este processo é realizado através de um martelo hidráulico ou vibratório. Na situação estudada, a preferência seria pelo martelo hidráulico.

Escavação do solo/rocha

Finalizada a cravação da camisa metálica, deve-se instalar a perfuratriz hidráulica no local e a composição de escavação, dotada de “bits” especiais para a rocha e circulação reversa.

Como já mencionado, a perfuração é realizada através do torque da mesa giratória da perfuratriz que permite a escavação da rocha matriz.

Figura 48: Exemplo de Perfuratriz Hidráulica (Fonte: Brasfond)

Nesta etapa, é importante inspecionar o material retirado do solo para verificar se ele coincide ao material indicado pelas sondagens.

Limpeza da escavação com “air lift”

Quando a cota de assentamento da estaca é atingida, inicia-se a limpeza da camisa metálica pelo processo de desarenação ou pela troca de fluído de perfuração. No caso estudado, a limpeza é feita pela troca de fluído da camisa metálica.

Colocação da armadura

Após a limpeza, deve-se introduzir as gaiolas de armadura pré-fabricadas, por meio de um guindaste auxiliar.

Concretagem

Por último, realiza-se a concretagem da estaca em questão. Esta concretagem, por razões óbvias, é submersa. Além disso, ela é realizada de baixo para cima, ou seja, introduz-se um tubo no fim do furo e, a partir deste, o concreto é lançado. É importante a eliminação da “borra” do concreto, já que esta prejudicaria a resistência da estaca, deixando-a com uma falha localizada.

A seguir, mostra-se a metodologia executiva completa desta alternativa.

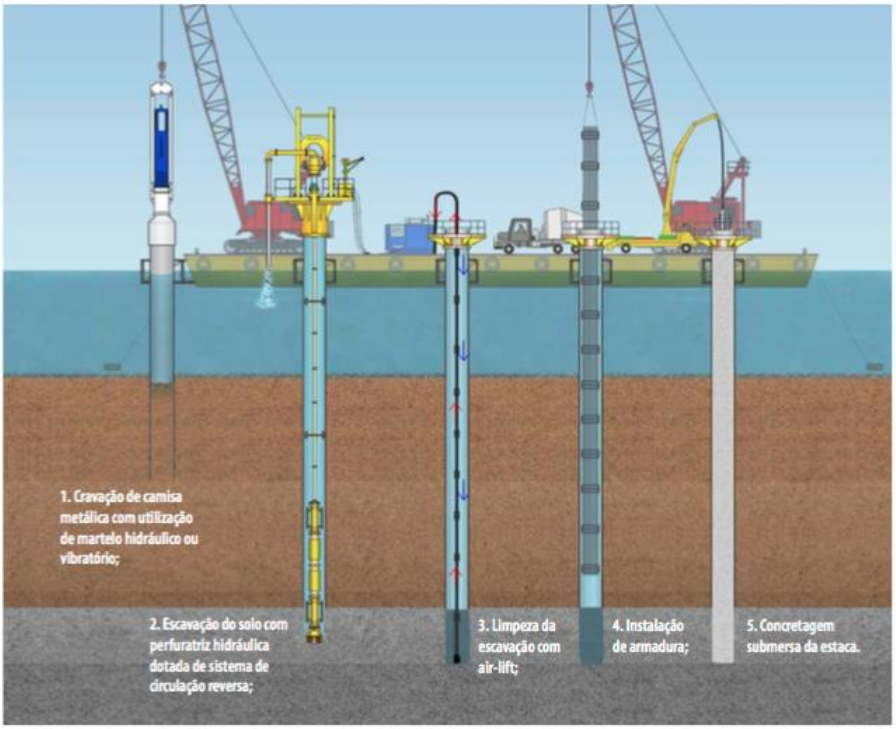


Figura 49: Metodologia Executiva - Broca com Drilling

4.1.2.3 Estaca tubada

A terceira solução é a estaca tubada cujo nome decorre do fato de a concretagem ocorrer dentro de um tubo. A utilização desta solução é muito frequente em obras marítimas.

Esta solução tem uma metodologia executiva muito similar à da broca tipo Wirth, descrita no item 4.1.2.2, a diferença marcante entre as duas está no fato de a Estaca Tubada possuir um sistema de perfuração que envolve uma percussão rotativa.

No caso particular da obra estudada, a estaca será revestida por uma camisa reforçada de aço. Esse reforço é feito com uma dupla camada de aço, fazendo com que a espessura dobre, como na figura abaixo.

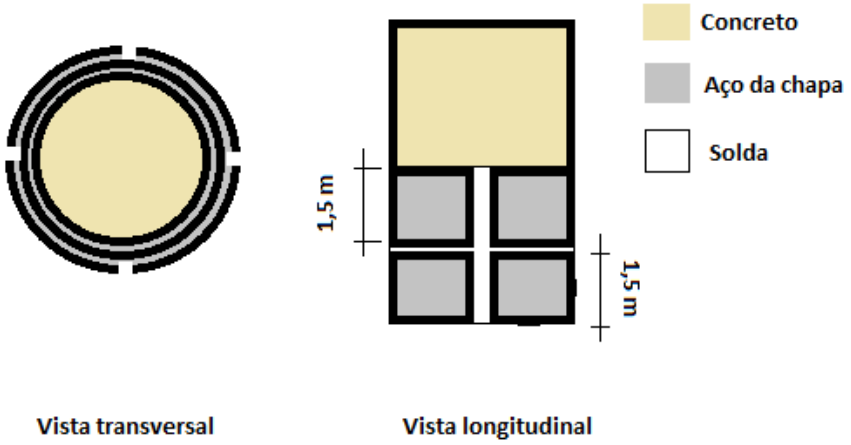


Figura 50: Soldas Metálicas

A segunda chapa de aço é separada em duas chapas na vertical com 1,5 m de comprimento cada, além disso, elas são soldadas horizontalmente para transmitir os esforços.

Nesta solução temos duas opções, fazer com que a concreto desça até a ponta da estaca (ponta fechada), e neste caso podemos considerar que nossa área de contato é a área da seção transversal inteira da nossa estaca mais a espessura da nossa camisa reforçada de 25 mm de espessura. Ou podemos considerar apenas o concreto até certa altura, cravando com a ponta aberta. Essa decisão será tomada após serem aplicados os métodos de Aoki & Velloso e Décourt & Quaresma, para decidir a tensão entre a estaca e a rocha. Se for optado por fazer com a ponta aberta, após a montagem dos esforços na estaca, e ter feito o diagrama de momento, poderemos decidir qual a altura exata dessa concretagem

A Metodologia desse tipo de estaca será:

Cravação da camisa metálica

O processo inicia-se com a cravação da camisa metálica no solo. Este processo é realizado através de um martelo hidráulico ou vibratório. Na situação estudada, a preferência seria pelo martelo hidráulico.

Perfuração solo/rocha

Finalizada a cravação da camisa metálica, deve-se instalar a perfuratriz hidráulica no local e a composição de escavação, dotada de “bits” especiais para a rocha e circulação reversa, semelhante a alternativa de broca, já comentada.

A perfuração em si é o diferencial em relação a alternativa da broca. Neste caso, além de possuir uma mesa giratória que gera torque e com isso consegue perfurar o solo, existe um mecanismo que exerce um esforço vertical no solo, possibilitado a percussão. Assim, o sistema é uma percussão rotativa.

A perfuração ocorrerá até a cota na qual a camisa metálica possa resistir sozinha à corrosão, segundo as normas brasileiras, como será descrito posteriormente.

Limpeza da escavação com “air lift”

Quando a cota de assentamento da estaca é atingida, inicia-se a limpeza da camisa metálica pelo processo de desarenação ou pela troca de fluído de perfuração. No caso estudado, a limpeza é feita pela troca de fluído da camisa metálica.

Colocação da armadura

Após a limpeza, deve-se introduzir as gaiolas de armadura pré-fabricadas, por meio de um guindaste auxiliar.

Concretagem

Por último, realiza-se a concretagem da estaca em questão. Esta concretagem, por razões óbvias, é submersa. Além disso, ela é realizada de baixo para cima, ou seja, introduz-se um tubo no fim do furo e, a partir deste, o concreto é lançado. É importante a eliminação da “borra” do concreto, já que esta prejudicaria a resistência da estaca, deixando-a com uma falha localizada.

4.1.3 Critérios de projeto adotados

- Fator de segurança mínimo para fundação em estacas, de acordo com a NBR 6122 - ¨Projeto e execução de fundações¨, igual a 2,0;

- Consideração da ponta na capacidade de carga das estacas, admitindo-se a transferência dos esforços apenas pela área de aço na seção transversal da estaca.

4.1.4 Dimensionamento

As estacas a serem utilizadas no projeto são as estacas tubadas (descritas na seção 4.1.2.3) e terão as seguintes características:

- Máximas cargas de trabalho à compressão das estacas = 1100 kN;
- Estacas metálicas ASTM A-36, φ=70cm (e=12,5mm/25,0mm) parcialmente preenchidas com concreto armado em seu trecho superior. O preenchimento é realizado *a posteriori*, após a cravação das estacas;

4.1.4.1 Estudo da Capacidade de Carga

A estimativa de capacidade de carga das estacas foi estudada através dos métodos propostos por Aoki & Velloso, Décourt & Quaresma e o método "estático teórico".

Método Aoki-Velloso

"A metodologia proposta por Aoki & Velloso (1975) foi desenvolvido a partir de um estudo comparativo estre resultados de provas de carga em estacas e de SPT. O método pode ser utilizado tanto com dados do SPT como do ensaio CPT." (Velloso e Lopes – Vol. II – p.115). No projeto em questão não se dispõe de ensaio do tipo CPT e, portanto, utiliza-se as informações obtidas no ensaio SPT para estimar a capacidade de carga das estacas. A expressão da capacidade de carga da estaca pode ser escrita relacionando a resistência de ponta e o atrito lateral da estaca com resultados do SPT como:

$$Q_{ult} = A.q_{p,ult} + U.\sum \tau_{l,ult}.\Delta l = A.\frac{k.N}{F1} + U.\sum \frac{\propto.k.N}{F2}.\Delta l$$

Os valores de k e α adotados por Aoki e Velloso (1975) constam na tabela abaixo:

Tipo de solo	k(kgf/cm²)	α(%)
Areia	10,0	1,4
Areia siltosa	8,0	2,0
Areia silto-argilosa	7,0	2,4
Areia argilo-siltosa	5,0	2,8
Areia argilosa	6,0	3,0
Silte arenoso	5,5	2,2
Silte areno-argiloso	4,5	2,8
Silte	4,0	3,0
Silte argilo-arenoso	2,5	3,0
Silte argiloso	2,3	3,4
Argila arenosa	3,5	2,4
Argila areno-siltosa	3,0	2,8
Argila silto-arenosa	3,3	3,0
Argila siltosa	2,2	4,0
Argila	2,0	6,0

Tabela 6: Valores de k e α (Aoki e Velloso, 1975)

Os valores de F1 e F2 foram obtidos a partir da retro-análise de resultados de provas de carga em estacas e estão apresentados na tabela abaixo:

Tipo de Estaca	F1	F2
Franki	2,5	5
Metálica	1,75	3,5
Pré moldada de concreto	1,75	3,5
Escavada	3	6

Tabela 7: Valores de F1 e F2

Nos anos 70, quando o método foi proposto, estavam sendo introduzidas as estacas tipo raiz e não se executavam ainda estacas tipo hélice. Posteriormente foram feitas avaliações do método para esses novos tipos de estacas. Os valores de F1=2,0 e F2=4,0 conduziram a

uma estimativa razoável, ligeiramente conservativa, das estacas tanto raiz, como hélice e Omega.

Método Décourt-Quaresma (Segunda Versão – 1982)

O método apresenta as seguintes características:

- Resistência de Ponta

Toma-se como valor de N a média entre o valor correspondente à ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior. A resistência de ponta em tf/m² é dada por:

$$q_{p,ul} = C.N$$

Em que o C é dado na tabela:

Tipo de Solo	**C(tf/m²)**
Argilas	12
Siltes argilosos (alteração de rocha)	20
Siltes arenosos (alteração de rocha)	25
Areias	40

Tabela 8: Valores de C (Décourt e Quaresma, 1978)

- Atrito lateral

A resistência lateral, em tf/m², é dada por:

$$\tau_{l,ult} = \frac{\overline{N}}{3} + l$$

Onde $\overline{N}$ é o valor médio do N_{SPT} ao longo do fuste.

Na determinação de $\overline{N}$, os valores de N menores que 3 devem ser considerados iguais a 3 e maiores que 50 devem ser considerados iguais a 50.

Método teórico estático

Nos métodos teóricos, a capacidade de carga é calculada por fórmulas que avaliam a capacidade de carga da estaca através da mobilização da resistência ao cisalhamento do solo. O método estático admite o equilíbrio entre a carga aplicada, o peso próprio da estaca e a resistência oferecida pelo solo. Este equilíbrio se expressa como:

$$Q_{ult} + W = Q_{p,ult} + Q_{l,ult}$$

Onde:

Q_{ult}: capacidade de carga (total) da estaca;

W: peso próprio da estaca;

$Q_{p,ult}$: capacidade de carga da ponta ou base;

$Q_{l,ult}$: capacidade de carga.

Na maioria das situações, o peso próprio da estaca é desprezível face às cargas envolvidas.

A equação acima pode ser reescrita em função das resistências unitárias:

$$Q_{ult} = A_b . q_{p,ult} + U . \int_0^L \tau_{l,ult} . dz = A_b . \frac{k.N}{F1} + U . \sum \tau_{l,ult} . \Delta l$$

Para o caso específico do atracadouro foram adotados os seguintes parâmetros de cálculo:

Ab: área de ponta ou base da estaca = área da seção transversal de aço (e = 20mm);

$q_{p,ult}$: resistência de ponta (unitária), assumida como sendo igual à resistência à compressão da rocha, adotada igual a 30MPa;

U: perímetro da estaca;

$\tau_{l,ult}$: resistência lateral (unitária);

Δ: trecho do comprimento da estaca ao qual $\tau_{l,ult}$ se aplica.

Para determinação da capacidade de carga através do método teórico utilizaram-se as seguintes proposições para atrito lateral e ponta.

- Atrito Lateral ($\tau_{l,ult}$):

$$\tau_{l,ult} = \propto . S_u \text{ (kPa)}$$

Alpha factors	Reference
$\alpha = 1.0$ ($S_u \leq 25$ kN/m²)	API (1984)
$\alpha = 0.5$ ($S_u \geq 70$ kN/m²)	
Linear variation in between	Semple and Bigden (1984)
$\alpha = 1.0$ ($S_u \leq 35$ kN/m²)	
$\alpha = 0.5$ ($S_u \geq 80$ kN/m²)	
Linear variation in between	
Length factor applies for $L/d > 5$	

Tabela 9: Valores de α

O valor de α pode ser estimado a partir da Tabela 8. No gráfico abaixo são estabelecidos valores limites para α em função da resistência não drenada do solo (S_u), admitindo-se para valores intermediários variação linear entre os valores limites de α.

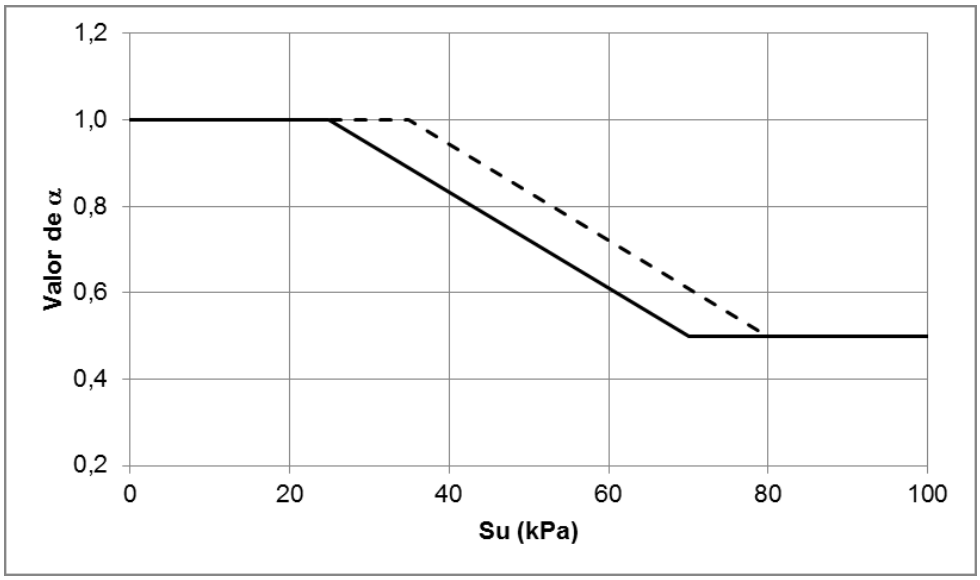


Figura 51: Variação do valor de α em função de Su (kPa)

Segundo classificação proposta por Massad(2009), os solos argilosos locais podem ser classificados como Sedimentos Fluvio-Lagunares (SFL), com N_{SPT} entre 0 e 4, resistência não drenada entre 10kPa e 60kPa e adesão lateral em estacas de 20kPa a 30kPa.

Em função das correlações para estimativa da adesão lateral das estacas e da faixa de valores apresentada em Massad (2009), adotou-se adesão lateral igual a 25kPa para verificação da capacidade de carga das estacas.

Capacidade de Carga das Estacas

A partir do perfil do subsolo no local da implantação do atracadouro obtido pelas sondagens, os solos sedimentares sobrejacentes ao maciço rochoso devem apresentar atrito lateral relativamente baixo e a capacidade de carga das estacas deverá ser garantida pela resistência de ponta da estaca.

Portanto, a capacidade de carga requerida somente será atingida quando a ponta das estacas se apoiar sobre o maciço rochoso. Assim, o comprimento das estacas será definido pela posição do topo rochoso, ou seja, as estacas serão cravadas até que o topo do maciço seja atingido.

O método de Aoki & Velloso foi o que apresentou melhores resultados para o solo da região, e foi o método escolhido para verificar se a capacidade de carga requerida para as estacas seria atendida para a estaca escolhida. Os resultados obtidos foram (tabelas completas em anexo):

Sondagem	Qadm (kN)
SP-01	1657
SP-02	1646
SP-03	1760

Tabela 10: Resultados do método Aoki Velloso

A resistência de ponta calculada a partir método foi considerada baixa, e esta foi recalculada a partir do Critério de Resistência de Mohr-Coulomb, conforme a segir:

- Mohr-Coulomb:

Este critério é utilizado para materiais não resistentes à tração, e fornece as condições de resistência num determinado ponto de uma estrutura em que atuam tensões em mais de um plano. A reta média experimental adotada foi proposta pelo Professor T. Langendonck e tem a seguinte equação:

$$f_u = \sigma_c + 5 \times \sigma_{confinamento}$$

Onde:

f_u: tensão última admissível;

σ_c: tensão na rocha (adotada; σ_c= 20 MPa);

$\sigma_{confinamento}$: tensão de confinamento, dada pela tensão de expansão na rocha.

A partir do coeficiente de Poisson da rocha, adotado υ=0,2, pode-se determinar a tensão de confinamento:

$$\sigma_{confinamento} = \sigma_c \times \upsilon = 20 \times 0{,}2 = 4\ MPa$$

Portanto, a tensão última é:

$$f_u \leq 20 + 5 \times 4 \leq 40\ kPa$$

Assim, a carga última é:

$$R_u = fu \times 2\pi R \times e$$

$$\boldsymbol{R_u \leq 40 \times 2 \times \pi \times 0{,}35 \times 0{,}025 = 2199\ kN}$$

A partir dos resultados obtidos nas análises apresentadas, é bastante provável que a capacidade requerida para as estacas (1100kN) será atingida, tendo-se em vista que a cravação das estacas será controlada.

Para verificar se o comportamento das estacas é compatível com as previsões efetuadas e atendimento à capacidade de carga requerida, é fundamental que sejam realizados ensaios de carregamento dinâmico logo no início da execução das estacas.

Caso a capacidade de carga requerida não seja atendida nesses ensaios, um reforço de fundação executado internamente às estacas tubulares deverá ser previsto.

4.1.4.2 Cravabilidade

Os estudos de cravabilidade têm como objetivo verificar principalmente as tensões de compressão e tração que potencialmente se desenvolverão ao longo da estaca durante sua cravação, que poderiam indicar a potencial ocorrência de danos nas estacas. A análise a seguir foi feita com base nos fundamentos do Método S+D (Nelson Aoki).

Método S+D:

Princípio de Hamilton da Conservação de Energia

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

A expressão abaixo é aplicada no intervalo de tempo da cravação (t1-t2), onde t1 é o instante em que o martelo crava a estaca e t2 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).

$$\int_{t1}^{t2} \delta(T - V)dt + \int_{t1}^{t2} \delta(W_{NC})dt = 0$$

Fórmula Dinâmica (S+D)

A Figura 52 apresenta as curvas força-deslocamento correspondente a um golpe do martelo de peso (W) caindo de uma altura (H) sobre o sistema estaca-solo.

As curvas são de carga-deslocamento correspondentes ao ensaio dinâmico (vermelha), ensaio estático real (azul) e estático simplificado do modelo de Smith (1960), no trecho de compressão.

A reação estática vale “R” e a reação dinâmica “R_d” sendo a diferença igual entre elas igual a “J_s.R.v” para um deslocamento máximo “D_{mx}” com parcelas de deslocamento elástico “K” e permanente “S” (nega).

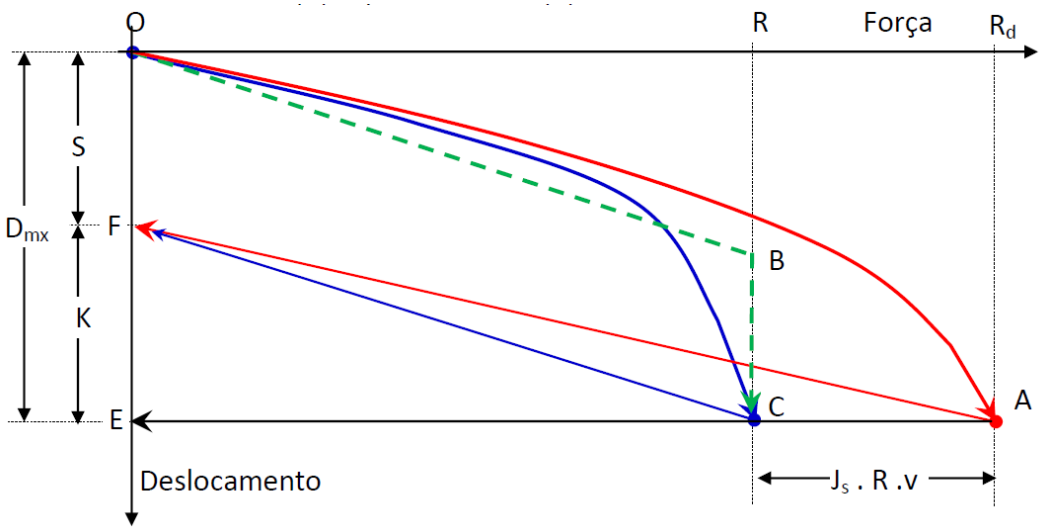


Figura 52: Curvas força-deslocamento de ensaios dinâmico e estático

Os segmentos de figura representam:

- OA e AF: curvas de carregamento e descarregamento, respectivamente, do ensaio dinâmico;

- OC e CF: curvas de carregamento e descarregamento, respectivamente, do ensaio estático;

- OB e BC: curvas de carregamento e descarregamento, respectivamente, do ensaio estático de mesma energia potencial de deformação do modelo de Smith;

As áreas da figura representam:

- OACEFO: energia cinética total (T) aplicada no ensaio dinâmico do evento do impacto do martelo sobre o sistema estaca-solo;

- OCEFO: energia potencial de deformação (V) no ensaio estático sobre o sistema estaca-solo;

- OBCEFO: energia potencial de deformação (V) do modelo de Smith no ensaio estático sobre o sistema estaca-solo;

- OAFO: trabalho das forças não conservativas (W_{nc}) do ensaio dinâmico;

- AEFA: energia de deformação elástica (V_e) no evento impacto do martelo sobre o sistema estaca-solo do ensaio dinâmico;

- OCFO: trabalho das forças não conservativas (W_{nc}) do ensaio estático;

- CEFC: energia de deformação elástica (V_e) no evento impacto do martelo sobre o sistema estaca-solo do ensaio estático;

O deslocamento permanente “S” é devido à ação das forças de reação não conservativas que se dissipam na forma de trabalho conforme a expressão do princípio de Hamilton.

O deslocamento elástico “K” é devido à ação das forças de reação conservativas e é composto por duas parcelas: uma devida à deformações elásticas do fuste e outra à deformação elástica do solo sob a ponta.

A energia potencial de deformação “V” do modelo de Smith no ensaio estático sobre o sistema estaca-solo vale:

$$V = V_e + W_{nc}$$

O valor da reação estática pode ser determinado por:

$$R = \frac{V_e + W_{nc}}{S + K/_2}$$

Ou:

$$R = 2\frac{V_e + W_{nc}}{S + D_{mx}}$$

Onde:

$$V = \eta_1 . \eta_2 . W . H$$

η_1: eficiência do martelo

η_2: eficiência do sistema de amortecimento

A fórmula da reação elástica pode ser generalizada para a fórmula denominada (S+D):

$$R = \zeta \times \frac{V_e + W_{nc}}{S + D_{mx}}$$

Onde ζ é um fator variável com a magnitude e natureza das forças de reação na faixa de valores de 1 a 2.

Neste projeto, foi considerado que as forças de ação/reação do solo sob a ponta e ao longo do fuste é de predominância de forças conservativas e as fórmulas dinâmicas e valores de ζ podem ser encontrados na tabela abaixo:

Forças de reação	T	V	W_{nc}	V_e	D_{mx}	K	S	R	R	ζ
Conserv.+ não conserv.	e_fxWxH	V_e+W_{nc}	W_{nc}	V_e	S+K	K	S	ζx(V_e+W_{nc})/(S+D_{mx})	(V_e+W_{nc})/(S+K/2)	2
Não conservativa	e_fxWxH	W_{nc}	W_{nc}	0	S	0	S	ζx(W_{nc})/(2xS)	(W_{nc})/(S)	1
Conservativa	e_fxWxH	V_e	0	V_e	K	K	0	ζxVe/(D_{mx})	(V_e)/(K/2)	2

Tabela 11: Fórmulas dinâmicas generalizadas

Na ausência de monitoração dinâmica, a resistência estática R mobilizada em qualquer golpe do martelo de peso W e altura de queda H pode ser simplificadamente determinada pela fórmula (S+D):

$$R_{mx} = \zeta \times \frac{E_{mx}}{S + D_{mx}}$$

Onde:

R_{mx}: resistência estática mobilizada;

$E_{mx} = \eta_1 . \eta_2 . W . H$

S: parcela permanente do deslocamento;

D_{mx}: deslocamento máximo da seção instrumentada.

A determinação do deslocamento máximo D_{mx} é feita segundo a relação entre a energia E_{mx} e o deslocamento D_{mx} no final da cravação de uma estaca:

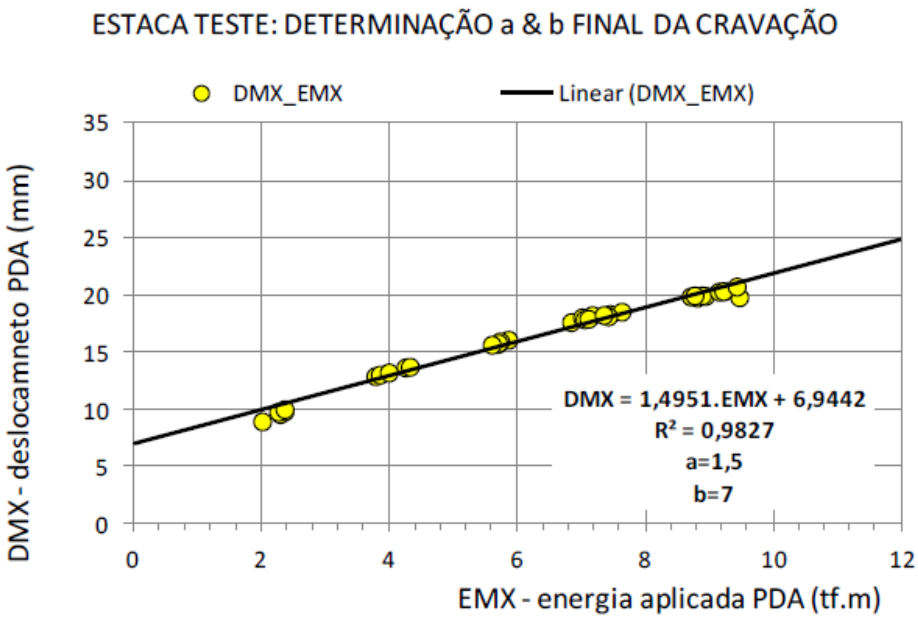


Figura 53: Relação entre Dmx e Emx

No projeto em questão, foram adotados os seguintes parâmetros:

O martelo escolhido foi o Junttan HH 4A, com as características mostradas abaixo:

JUNTTAN HHK 4A			
Max. energy		47 kNm	34 718 ft-lb
Max drop height		1,2 m	3.94 ft
Blows per minute		40 – 100	40 – 100
Ram weight		4 000 kg	8 818 lb
Total weight	including A-type drive cap	7 100 kg	15 653 lb
Oil flow		304 l/min	80 gpm
Operating pressure		141 bar	2 045 psi
Theoretical power output		71 kW	97 hp
Hoses			
	– pressure line	38 mm	1 ½ inch
	– return line	38 mm	1 ½ inch
Drive cap housing (std)	Ø:	650 mm	25.6 inch
Drive cap types	A-type:	for metal tubes	for metal tubes
	B-type:	for concrete piles	for concrete piles
Drive cap max. inner diameter	A-type:	Ø 620 mm	23.6 inch
	B-type:	□ 370 x 370	14.6 x 14.6
Larger drive cap diameters available on special request			
Suitable Piling Rigs		PMx20 – PMx25, PM23, PM25H	PMx20 – PMx25, PM23, PM25H
Suitable Powerpacks		10XCU, 15CCU – 30CCU	10XCU, 15CCU – 30CCU

Tabela 12: Características do martelo Junttan HHK 4A (catálogo Junttan)

W = 4000 kg

H = 0,6 m

$\zeta = 2$

S = 3mm

η_1= 0,9

η_2 = 1

Como sistema de amortecimento foi adotado o coxim de madeira com espessura adequada para evitar excesso de repique (~15 cm).

Portanto:

$$Emx = \eta_1 \times \eta_2 \times W \times H = 0{,}9 \times 1 \times 4 \times 0{,}6 = 2{,}16\ ton.m$$

$$Dmx = 1{,}5 \times Emx + 7 = 10{,}24\ mm$$

$$R_{mx} = \zeta \times \frac{E_{mx}}{S + D_{mx}} = 2 \times \frac{2160}{3 + 10{,}24} = 326{,}28\ ton$$

Temos que a carga de trabalho da estaca: $P_{trabalho}$ = 110 tf

Portanto: $2 \times P_{trabalho} < R_{mx}$

4.1.4.3 Corrosão

O contato da estaca com água, ou solo pode causar grandes danificações na estrutura externa da fundação, podendo gerar redução na espessura da estaca, e, portanto alterando os parâmetros de resistência da mesma.

Segundo o Eurocode, essa perda de espessura é determinada pelo tempo em anos que levamos em consideração, ou seja, depende da idade de vida útil do projeto. Além disso, essa corrosão pode varia conforme o material que está em contato com a estaca, se é um solo agressivo, ou água doce, ou água do mar e até na parte de ondas e respingos.

No projeto analisa-se o pior caso da estaca, em que ela está em contato com a água do mar, e a vida útil da estrutura é de aproximadamente 50 anos (definido por norma).

Neste ano, segundo a tabela abaixo, se perceber que a perda na espessura durante os 50 anos é de 1,75 milímetros.

Referência: Eurocode 3: Projeto das estruturas de aço
Part 5: Estacas (ENV 1993-5)

Perda de espessura (mm)

Tempo (Anos)	5 anos	25 anos	50 anos	75 anos	100 anos
Solo	0.00	0.30	0.60	0.90	1.20
Água fresca	0.15	0.55	0.90	1.15	1.40
Água do mar	0.25	0.90	1.75	2.60	3.50
Zona de onda	0.55	1.90	3.75	5.60	7.50

Tabela 13: Referencias do Eurocode 3

Essa alteração de espessura influencia na área de contato entre estaca e solo. Como havia sido mostrado antes, a espessura da chapa era de 12,5 milímetros, ou seja, após 50 anos sua nova espessura será de 10,75 milímetros.

Neste caso, verifica-se as tensões na seção anelar metálica ao longo do tempo.

Verificação das tensões aos 50 anos

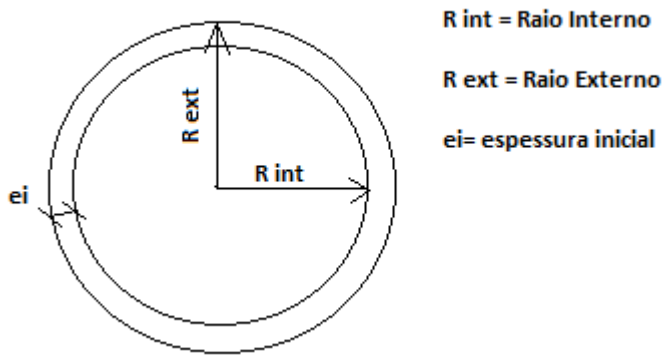


Figura 54: raios e espessura iniciais da estaca

Sabe-se que inicialmente tem-se:

$$R\ int, i = 687{,}5\ mm$$

$$R\ ext, i = 700\ mm$$

$$e_i = 12{,}5\ mm$$

E 50 anos depois tem-se:

$$e_{50} = 10{,}75\ mm$$

$$R_{ext,50} = 697{,}25\ mm$$

$$R_{int,50} = 687{,}5\ mm$$

Com essa mudança de raio, vamos ter uma variação de área. Para garantir a verificação sabe-se que:

$$\sigma_{adm} \geq \frac{Força\ aplicada}{Área}$$

Então,

$$Área\ \geq \frac{1100}{38778}$$

$$Área \geq 0{,}028 m^2$$

Como a área após cinquenta anos é de 0,04241 m², então após os cinquentas anos e a corrosão, não haverá problema no futuro, e não será necessário concretar a estaca até a sua ponta.

5. ANÁLISE ESTRUTURAL

Neste capítulo, serão descritos assuntos referentes ao projeto estrutural no atracadouro de manutenção e estacionamento de embarcação para o terminal de passageiros entre Vicente de Carvalho, no Guarujá, e Santos. Para o desenvolvimento desse estudo foram utilizados os resultados do programa de cálculo estrutural, o STRAP 2010, que foram obtidos pela equipe de projeto da empresa EGT Engenharia e foram adotados algumas simplificações e adaptações que serão exploradas a seguir.

5.1 Concepção do modelo computacional

5.1.1 Objeto de estudo estrutural

Definiu-se inicialmente que a peça estrutural a ser analisada seria a viga longitudinal, por ser uma peça principal para distribuição de cargas da estrutura. Além disso, se considera o faseamento construtivo da peça, que se mostra algo de suma importância no momento da análise estrutural.

5.1.2 Interação solo-estrutura: Modelo de Winkler

As estacas do cais foram modeladas como barras apoiadas na ponta e ligadas por molas horizontais, espaçadas de 1 metro ao longo do comprimento embutido. Essas molas vão simular o efeito entre a interação do solo na estrutura, isto é, a rigidez horizontal que o solo confere a ela.

Os coeficientes de rigidez horizontal das molas foram determinados a partir da equação a seguir, que leva em consideração o módulo de elasticidade do solo, o diâmetro da estaca utilizada e o espaçamento já mencionado entre as molas.

$$K_{mola} = K_{H,solo} * \emptyset_{estaca} * E * 2$$

Onde,

$$K_{H,solo} = \frac{E_{solo}}{\emptyset_{estaca}}$$

$$E = Espaçamento\ das\ molas \approx 1m$$

A análise do solo será feita a partir de um furo, separando o solo em camadas diferentes. As camadas foram escolhidas pelas diferenças de solos presentes e pela proximidade do NSPT de cada camada. Para essa análise foi utilizado o furo SP-02 (anexos 12 e 13).

As características dos solos foram obtidas de estudos feitos pela Universidade Federal de Minas Gerias (UFMG), com os seguintes resultados expressos na tabela abaixo:

Areias e Solos Arenosos					
Compacidade	**γ (t/m³)**	**C (t/m²)**	**ϕ °**	**E (t/m²)**	**ν**
Fofa	1,6	0	25 - 30	100 - 500	
Pouco Compacta	1,8	0	30 - 35	500 - 1400	
Medianamente Compacta	1,9	0	35 - 40	1400 - 4000	0,3 a 0,4
Compacta	2,0	0	40 - 45	4000 - 7000	
Muito Compacta	> 2,0	0	> 45	> 7000	
Argilas e Solos Argilosos					
Consistência	**γ (t/m³)**	**C (t/m²)**	**ϕ °**	**E' (t/m²)**	**ν**
Muito Mole	1,3	0 - 1,2	0	30 - 120	
Mole	1,5	1,2 - 2,5	0	120 - 280	
Média	1,7	2,5 - 5,0	0	280 - 500	0,4 a 0,5
Rija	1,9	5,0 - 15,0	0	500 - 1500	
Dura	> 2,0	> 15,0	0	> 1500	

Valores UFMG fls. 47

Tabela 14: Características do solo

Este furo é composto das seguintes camadas:

- Camada 1: Argila muito arenosa

SPT = 1

ɣ = 1,3 t/m³

E_s =120 tf/m²

$h_{máx}$ =-8,25 m

$h_{mín}$ =-17,50 m

$$K_{H,solo\ 1} = \frac{120}{0{,}70} = 171{,}4\ t/m^3$$

$$K_{mola\ 1} = 171{,}4 * \ 0{,}70 * 1 * 2 = 240\ t/m^3$$

- Camada 2: Areia fina, pouco argilo-siltosa

SPT = 2

ɣ = 1,6 t/m³

100≤ E_s ≤500, E_s=350 tf/m²

$h_{máx}$ =-17,50 m

$h_{mín}$ =21,10 m

$$K_{H,solo\ 2} = \frac{350}{0{,}70} = 500\ t/m^3$$

$$K_{mola\ 2} = 500 * \ 0{,}70 * 1 * 2 = 700\ t/m^3$$

- Camada 3: Areia fina a média, pouco argilosa

SPT = 4,5

ɣ = 1,8 t/m³

500≤ E_s ≤1400, E_s=500 tf/m²

$h_{máx}$ =-21,10 m

$h_{mín}$ =-26 m

$$K_{H,solo\ 3} = \frac{500}{0{,}70} = 714{,}3\ t/m^3$$

$$K_{mola\ 3} = 714{,}3 * \ 0{,}70 * 1 * 2 = 1000\ t/m^3$$

- Camada 4: Areia fina a média, pouco argilosa

SPT = 2,5

ɣ = 1,6 t/m³

100≤ E_s ≤500, E_s=400 tf/m²

$h_{máx}$ =-26 m

$h_{mín}$ = -28,94 m

$$K_{H,solo\ 4} = \frac{400}{0{,}70} = 571{,}4\ t/m^3$$

$$K_{mola\ 4} = 571{,}4 * \ 0{,}70 * 1 * 2 = 800\ t/m^3$$

Com os coeficientes de rigidez horizontais das molas determinados, o modelo matemático propõe que, para a análise dos deslocamentos de cada mola, deve-se realizar uma série de combinações de esforços, que serão discutidas no próximo capítulo.

Leva-se também em consideração que o modelo toma como premissa que a força gerada pela mola deverá ser menor que o empuxo passivo aplicado pelo solo. Para conhecer as maiores possíveis forças realizadas em casa camada tem-se que:

$$F_{mola} \leq \ E_p * \emptyset * E$$

Então, para cada camada o empuxo passivo, vale:

- Camada 1:

$$E_p = \ \gamma_{sub} * h * K_p \ + 2 * c * \sqrt{K_p}$$

$$\gamma_{sub,1} = 0{,}3\ ton/m^3$$

$$h_1 = 9{,}25\ m$$

$$K_p = \tan^2\left(45 - \frac{0}{2}\right) = 0{,}5$$

$$c = 0{,}6\ ton/m^2$$

$$E_p = \ 0{,}3 * 9{,}25 * 1 \ + 2 * 0{,}6 * \sqrt{0{,}5} = 3{,}62\ ton/m^2$$

Portanto,

$$F_{mola} \leq \ E_p * 0{,}7 * 1$$

$$F_{mola} \leq \ 2{,}53\ ton/m^2$$

- Camada 2:

$$E_p = \gamma_{sub} * h * K_p + 2 * c * \sqrt{K_p}$$

$$\gamma_{sub,2} = 0{,}6h_2 = 3{,}6m$$

$$K_p = \tan^2(45 - \frac{25}{2}) = 0{,}4$$

$$c = 0$$

$$E_p = 0{,}6 * 3{,}6 * 0{,}4 = 0{,}87\ ton/m^2$$

Portanto,

$$F_{mola} \leq E_p * 0{,}7 * 1$$

$$F_{mola} \leq 0{,}61 \frac{ton}{m^2}$$

- Camada 3:

$$E_p = \gamma_{sub} * h * K_p + 2 * c * \sqrt{K_p}$$

$$\gamma_{sub,3} = 0{,}8$$

$$h_3 = 4{,}9m$$

$$K_p = \tan^2\left(45 - \frac{30}{2}\right) = 0{,}33$$

$$c = 1$$

$$E_p = 0{,}8 * 4{,}9 * 5{,}83 + 2 * 1 * \sqrt{0{,}33} = 24{,}00 \frac{ton}{m^2}$$

Portanto,

$$F_{mola} \leq E_p * 0{,}7 * 1$$

$$F_{mola} \leq 16{,}81 \frac{ton}{m^2}$$

- Camada 4:

$$E_p = \gamma_{sub} * h * K_p + 2 * c * \sqrt{K_p}$$

$$\gamma_{sub,4} = 0{,}7$$

$$h_4 = 2{,}94\ m$$

$$K_p = \tan^2(45 - \frac{28}{2}) = 0{,}36$$

$$c = 0{,}5$$

$$E_p = 0{,}7 * 2{,}94 * 0{,}26 + 2 * 0{,}5 * \sqrt{0{,}36} = 1{,}13\ ton/m^2$$

Portanto,

$$F_{mola} \leq E_p * 0{,}7 * 1$$

$$F_{mola} \leq 0{,}80\ ton/m^2$$

O modelo matemático analisa a interação entre solo e estrutura. Se o deslocamento da estrutura for muito grande, fazendo com que a força de reação da mola seja superior ao empuxo passivo, o programa adapta-se considerando que a melhor forma de analisar a situação é supondo que a força que o solo exerce na estrutura é igual ao empuxo passivo.

5.1.3 Modelo espacial

Para analisar a interação entre os elementos estruturais adotados (estacas, vigas e lajes) deve-se dispor de um modelo que simule, da melhor maneira possível, a transmissão dos esforços nas diferentes direções e sentidos. A modelagem escolhida, assim como a vinculação dos elementos deve ser desenvolvida a partir do conhecimento do caminhamento dos carregamentos, que devem representar, de forma mais fiel possível, a realidade.

A partir disso, adotou-se um sistema nos quais as vigas se aproximam de barras prismáticas e as lajes se comportem como elementos de placa.

Com essas considerações e a utilização do programa STRAP, tem-se os seguintes modelos para o cais estudado:

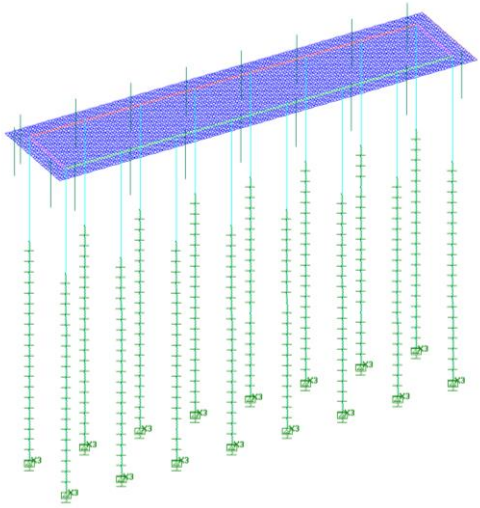


Figura 55: Modelo Estrutura- Laje

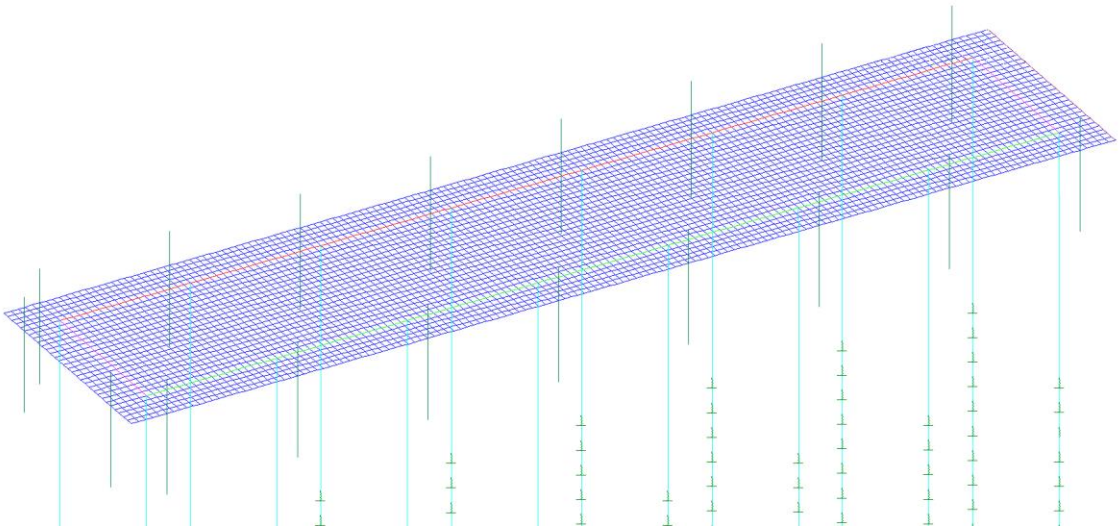


Figura 56: Modelo Estrutural Cais

5.2 Carregamentos

Neste capitulo serão descritos os carregamentos que foram considerados para o dimensionamento da estrutura e de que maneira eles foram aplicados no modelo espacial.

5.2.1 Peso próprio

Foi considerado o peso próprio das peças estruturais, lajes e vigas. Ele foi modelado como carga distribuída sobre as peças. Para isso adotou-se o peso específico do concreto armado no valor de 2,5 tf/m³.

5.2.2 Sobrecarga

A sobrecarga foi adotada conforme o projetista estipulou, no valor de 1,0tf/m² em todo o cais.

5.2.3 Atracação

A força da atracação será proveniente da defensa escolhida na análise das ações incidentes sobre a estrutura. A defensa foi escolhida a partir da energia de atracação calculada, e, como visto anteriormente no capítulo 3, a defensa adotada pode gerar até 44 tf.

Porém, por questão de adaptação, a escolha da defensa do projetista, que está calculada para receber uma atracação paralela, é a AN550 com comprimento de 1,5 metros do mesmo fabricante, Trelleborg. Esta defensa pode transmitir uma força de até 28,4 tf.

5.2.4 Amarração Descrição do local

Para a determinação da força de amarração, conforme também visto anteriormente, foram consideradas as cargas geradas pela maré e pelos ventos. Como a força gerada era

menor que a força mínima que a ROM 02-11 estabelece para cabeços mínimos, foi adotada a força mínima de 10 tf.

5.2.5 Tandem

Segundo a norma NBR 7188:2013, deve-se considera que a carga móvel típica é o TB-249, que tem um peso total de 240kN. O equipamento possui seis rodas. A carga ficará distribuída igualmente pelas rodas, contabilizando 40 kN por roda. Considerando uma área de 18m² de ocupação, com uma carga distribuída constate p=4,0 kN/m². A disposição das cargas estática para esse veículo é:

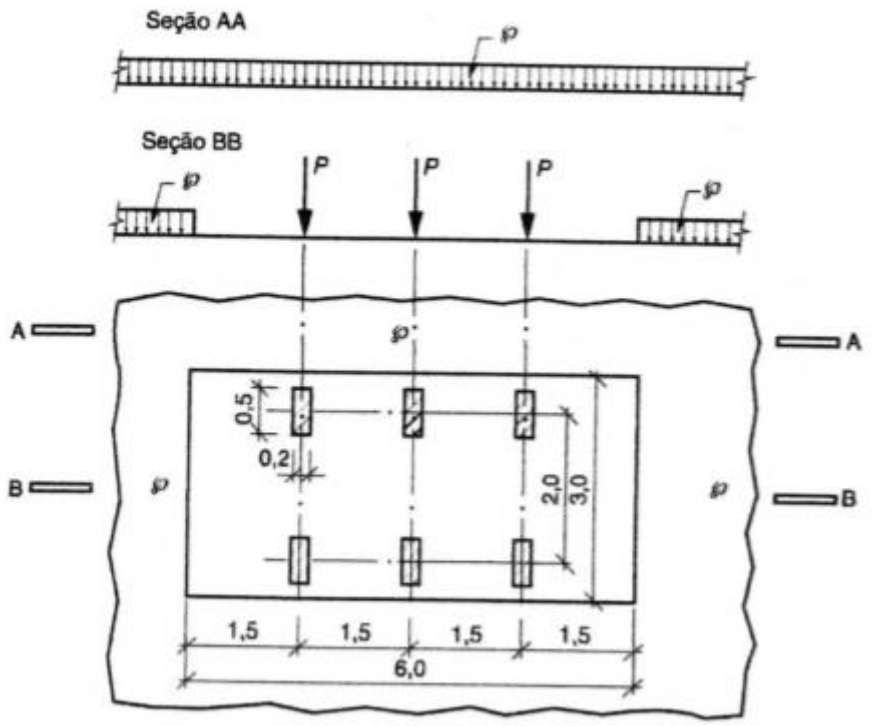


Figura 57: Disposição das cargas estáticas segundo a NBR 7188:2013

5.2.6 Variação da temperatura

A variação da temperatura pode ser representada pela retração e pela variação de temperatura axial. Como existe uma complexidade para a determinação desses valores, adotou-se os valores sugeridos pelo projetista:

Para a variação axial: T=$\pm$15 °C

Para a retração: T=-6°C

5.3 Resultados

Após a análise das cargas que atuam na estrutura, deve-se fazer as combinações de esforços, a fim de obter as envoltórias máximas e mínimas. Além disso, para obter os esforços de cálculo, utiliza-se uma ponderação com os coeficientes sugeridos pelas normas NBR 8681 e NBR 9782. Esses coeficientes são adotados para as combinações ELU feitas.

Carregamentos	Coeficientes	
Peso Próprio	γ_{fg}	1,35
Sobre carga	γ_{fq}	1,5
Atracação	$\gamma_{fatracação}$	1,5
Veículo	$\gamma_{ftandem}$	1,5
Amarração	$\gamma_{famarração}$	1,4

Tabela 15: Coeficiente para combinações ELU

Tendo estes coeficientes, foram calculadas todas as combinações de ações possíveis e, foi adotada a combinação mais crítica para o dimensionamento. Quando necessário utiliza-se um coeficiente de 80% de probabilidade das ações ocorrerem ao mesmo tempo.

As combinações foram feitas tanto para os diagramas de momento, quanto para a cortante:

Combinações - Armadura longitudinal
PesoPróprio*1,5 + Tandem*1,5 + Atracação*1,5*0,8
PesoPróprio*1,5 + Tandem*1,5*0,8 + Amarração*1,4
PesoPróprio*1,5 + Amarração*1,4 + Atracação*1,5*0,8
PesoPróprio*1,5 + Atracação*1,5 + Tandem*1,5*0,8
Combinações - Armadura Cisalhamento
PesoPróprio*1,5 + Tandem*1,5 + Atracação*1,5*0,8
PesoPróprio*1,5 + Tandem*1,5*0,8 + Amarração*1,4
PesoPróprio*1,5 + Amarração*1,4 + Atracação*1,5*0,8
PesoPróprio*1,5 + Atracação*1,5 + Tandem*1,5*0,8

Tabela 16: Combinações possíveis

No projeto em questão, foram desprezadas as forças normais, por apresentar valores muito baixos, pois as forças de atracação são muito baixas.

5.4 Diagramas de esforços solicitantes e envoltórias

Para analisar as possíveis combinações, é necessário verificar os diagramas dos esforços solicitantes, para obtenção dos diagramas envoltórios.

Como será feito o dimensionamento apenas da viga longitudinal, os diagramas apresentados pertencem a ela:

5.4.1 Viga longitudinal

5.4.1.1 Peso próprio

- Diagrama de momento fletor:

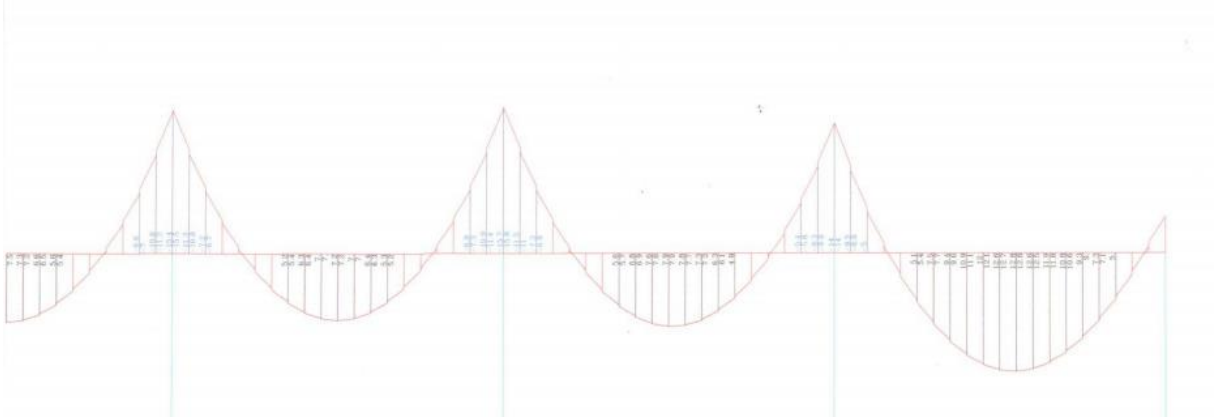


Figura 58: Detalhe diagrama momento fletor (carga: peso próprio)

- Diagrama de força cortante:

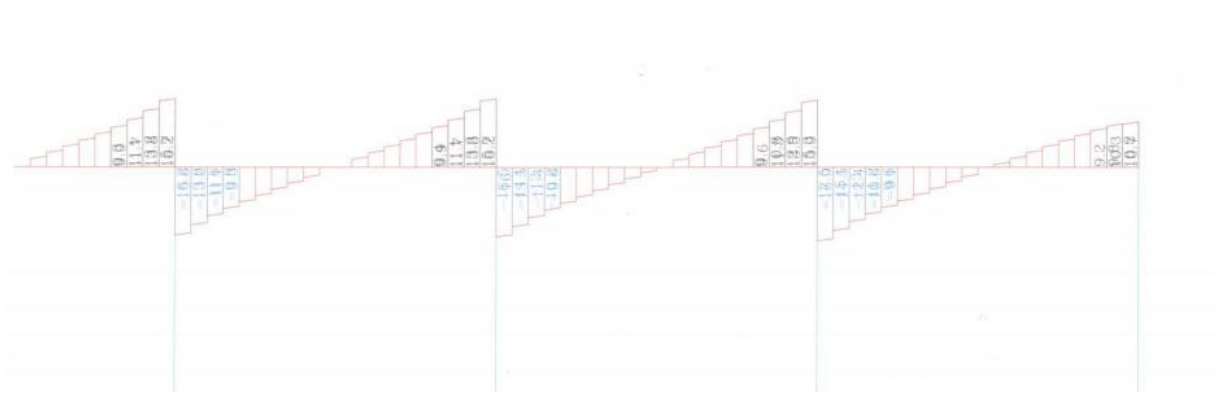


Figura 59: Detalhe diagrama de cortante (carga: peso próprio)

- Diagrama do momento torsor:

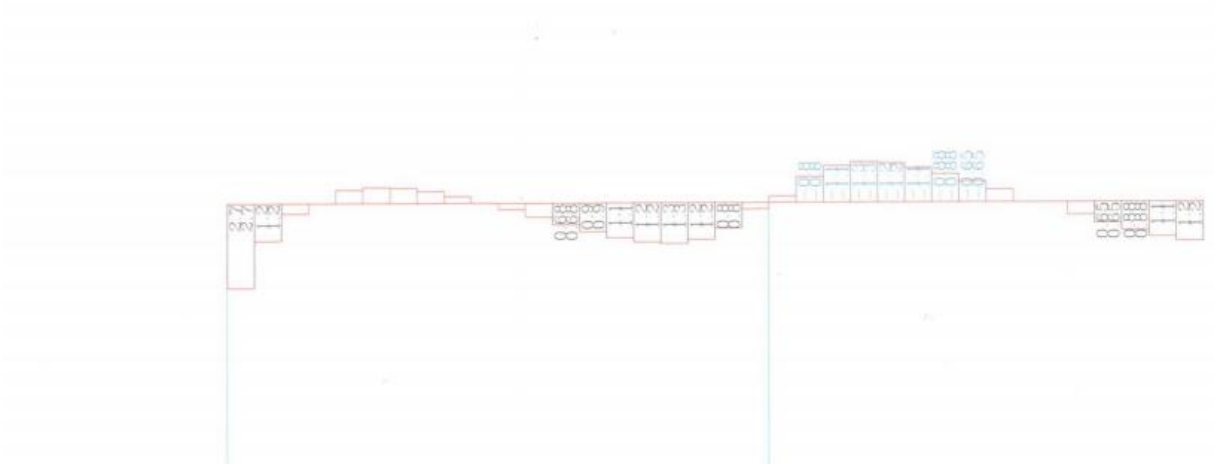


Figura 60: Detalhe do diagrama de torção (carga: peso próprio)

5.4.1.2 Tandem

- Diagrama de momento fletor:

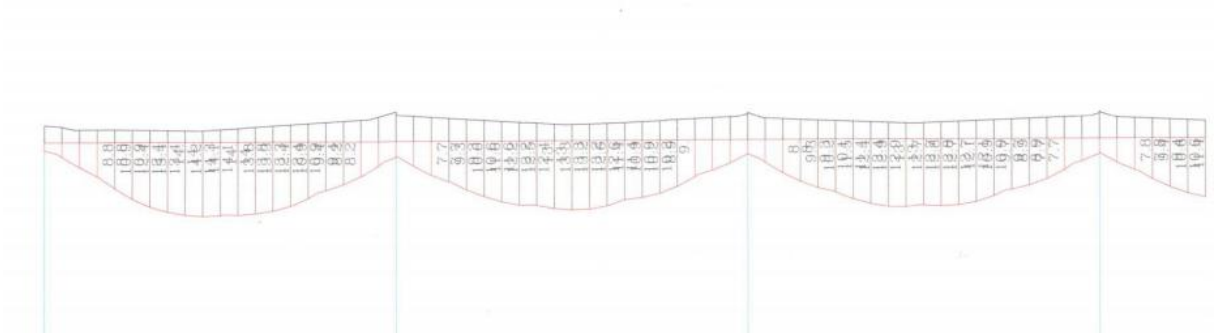


Figura 61: Detalhe do diagrama de momento fletor (carga: veículo)

- Diagrama de força cortante:

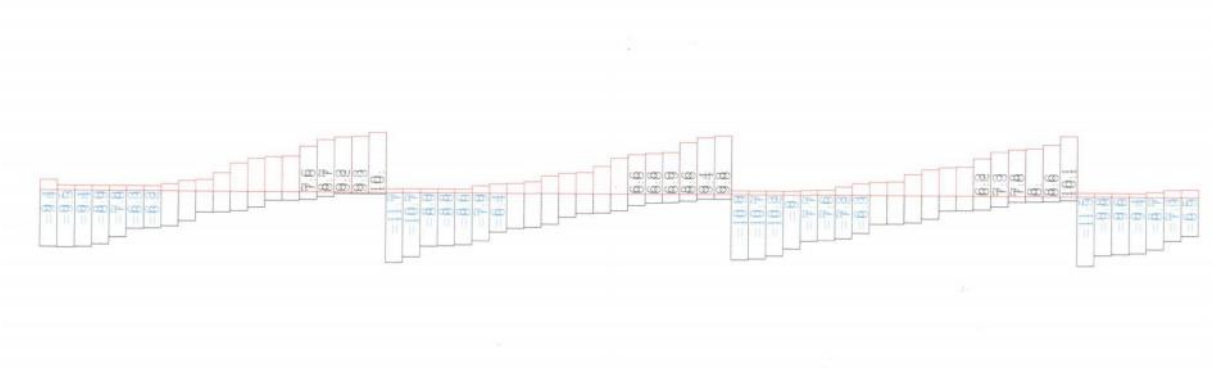


Figura 62: Detalhe do diagrama de cortante (carga: veículo)

- Diagrama do momento torsor:

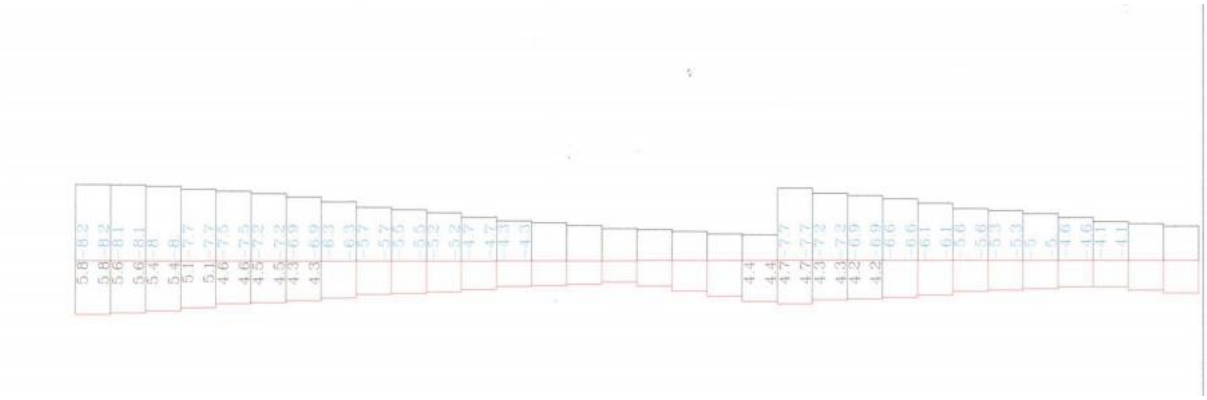


Figura 63: Detalhe do diagrama de torção (carga: veículo)

5.4.1.3 Atracação

- Diagrama de momento fletor:

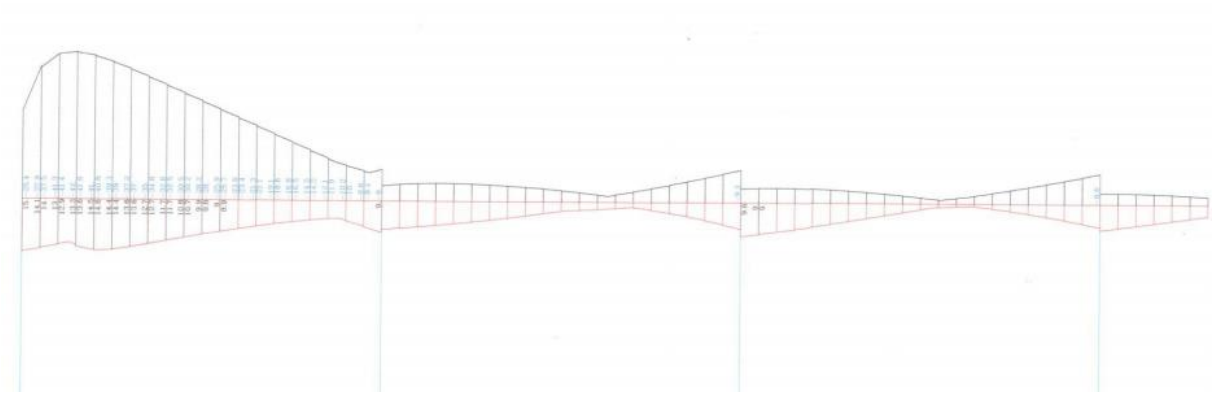


Figura 64: Detalhe do diagrama de momento fletor (carga: atracação)

- Diagrama de força cortante:

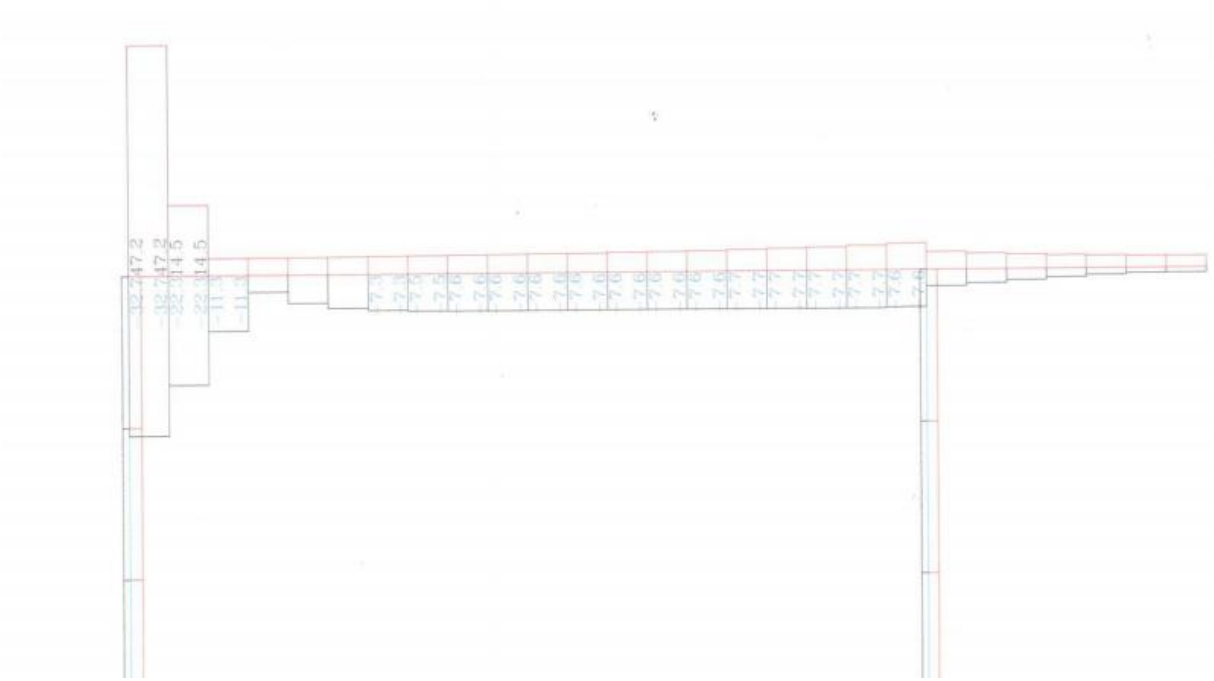


Figura 65: Detalhe do diagrama de cortante (carga: atracação)

- Diagrama do momento torsor:

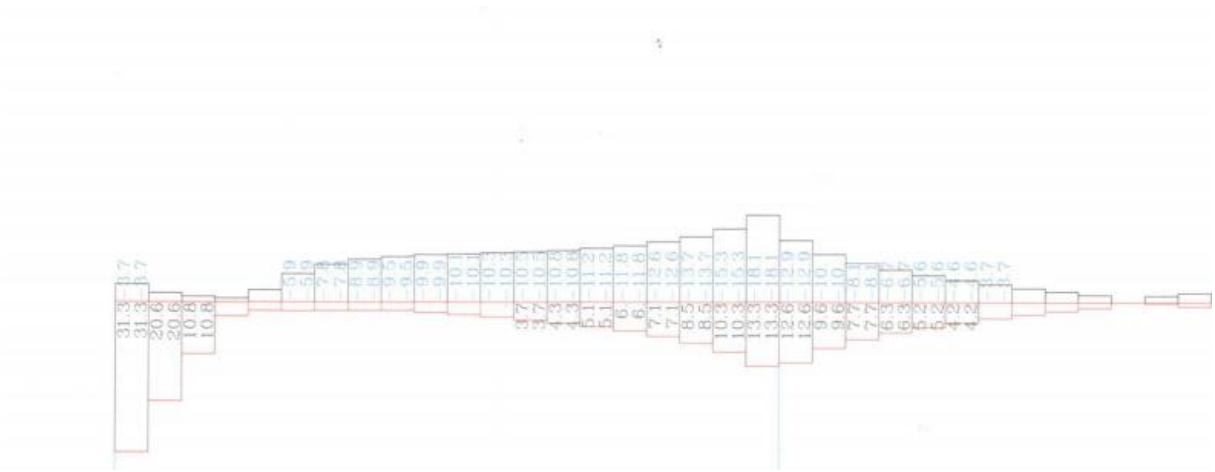


Figura 66: Detalhe do diagrama de torção (carga: atracação)

5.4.1.4 Amarração

- Diagrama de momento fletor:

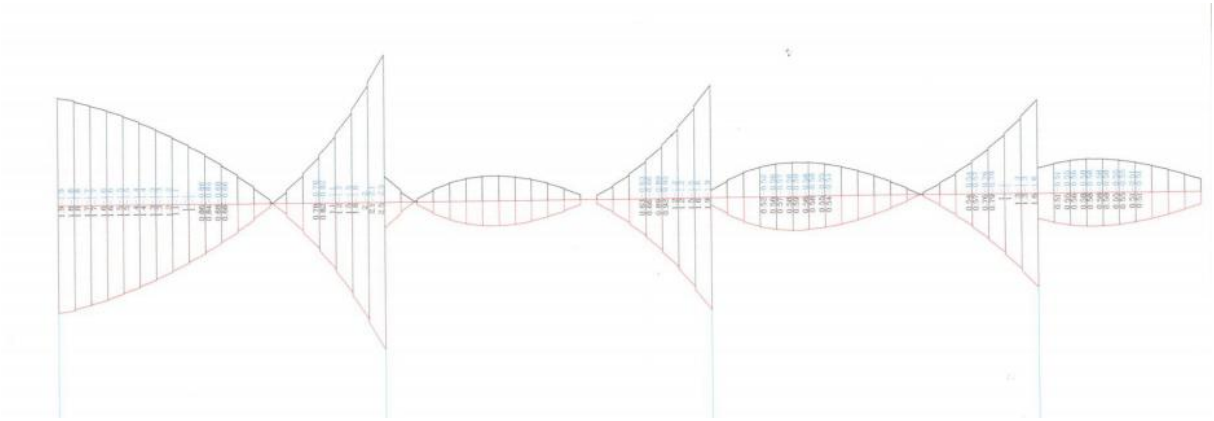


Figura 67: Detalhe do diagrama momento fletor (carga: amarração)

- Diagrama de força cortante:

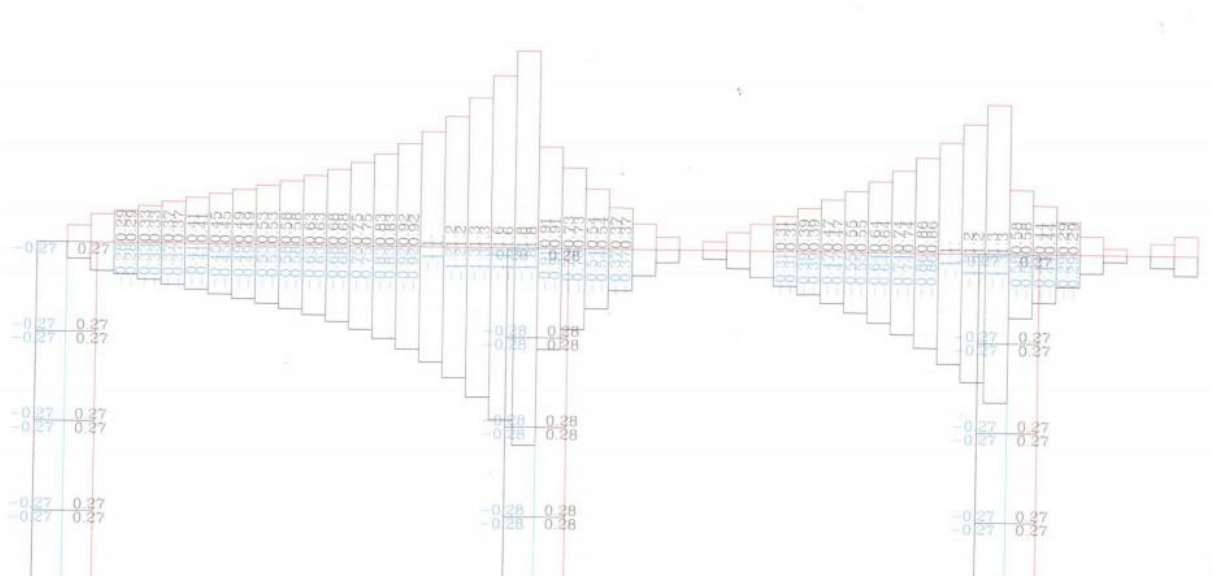


Figura 68: Detalhe do diagrama de cortante (carga: amarração)

- Diagrama do momento torsor:

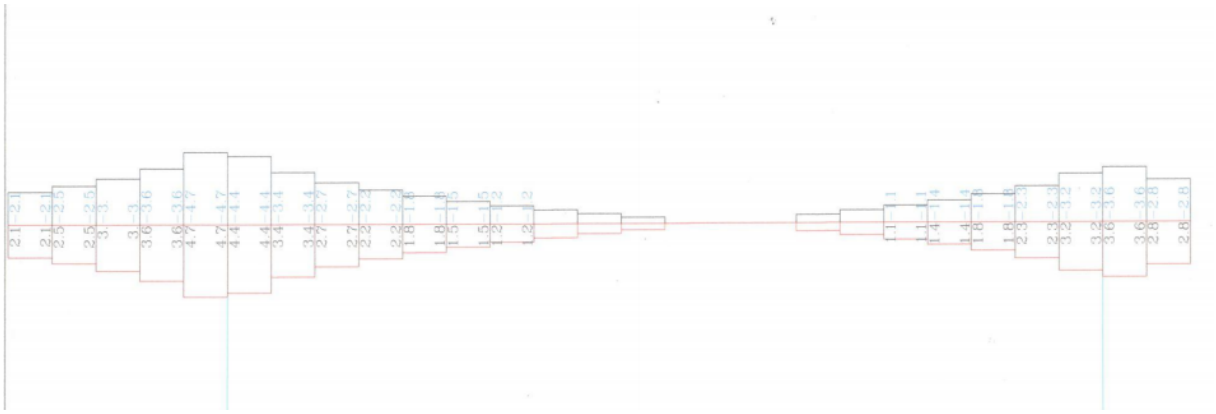


Figura 69: Detalhe do diagrama de torção (carga: amarração)

5.4.2 Pontos da envoltória para a viga longitudinal

Para o dimensionamento, foram escolhidas as combinações mais críticas na seção da envoltória onde o momento era maior. Devido ao pequeno tamanho do cais, a sobrecarga não foi considerada, pois não seria possível ocorrer ações do Tandem duplo ao mesmo tempo que ocorre a sobrecarga. Opta-se por escolher as combinações com o tandem duplo por ser uma carga mais crítica.

Momentos fletores críticos obtidos da envoltória:

Momentos Positivos		
Peso próprio	12,8	tf.m
Tandem	14,3	tf.m
Atracação	8,9	tf.m
Amarração	1,8	tf.m
Momentos Negativos		
Peso próprio	16,8	tf.m
Tandem	5,64	tf.m
Atracação	42	tf.m
Amarração	2,5	tf.m

Tabela 17: Momentos da seção crítica na envoltória

Forças cortantes críticas obtidas da envoltória:

Cortantes Positivas		
Peso próprio	16,2	tf.m
Tandem	10,1	tf.m
Atracação	47,2	tf.m
Amarração	1,8	tf.m
Cortantes Negativas		
Peso próprio	17,5	tf.m
Tandem	11,7	tf.m
Atracação	32,7	tf.m
Amarração	1,8	tf.m

Tabela 18: Cortante da seção crítica na envoltória

Momentos torçores críticos obtidos da envoltória:

Torção		
Peso próprio	2,7	tf.m
Tandem	8,2	tf.m
Atracação	3,7	tf.m
Amarração	4,7	tf.m

Tabela 19: Torção da seção crítica na envoltória

5.5 Dimensionamento

Neste capitulo apresenta-se a sequência de cálculo utilizada para a determinação das armaduras principais da viga longitudinal.

5.5.1 Propriedades dos materiais

Estão definidas abaixo as propriedades dos materiais necessárias ao dimensionamento:

5.5.1.1 Concreto Estrutural C40

Os elementos de concreto armado serão produzidos com um concreto C-40, variando o traço conforme necessário.

O cobrimento pré-determinado para os elementos de concreto armado será de 5 cm na maioria das situações. Situações pré-definidas como elementos pré-moldados ou em juntas de concretagem terão um cobrimento de 2cm.

Para garantir a capacidade da estrutura, os valores de resistências do concreto deverão ser minorados, por um coeficiente determinado pela NBR 6118, no valor de 1,4.

$$f_{ck} = 40\ MPa$$

$$f_{cd} = 28{,}57\ MPa$$

5.5.1.2 Aço ASTM A-36

Os elementos como camisas metálicas serão constituídos do aço timo ASTM A-36, conforme a indicação nos desenhos de engenharia.

5.5.1.3 Barras de aço para armadura de concreto armado

Os elementos provisórios ou permanentes de concreto armado serão constituídos de barra com o aço tipo CA-50.

Para garantir a capacidade da estrutura, os valores de resistências do aço deverão ser minorados, por um coeficiente determinado pela NBR 6118, no valor de 1,15.

$$f_{yk} = 5{,}0\ \frac{tf}{m^2}$$

$$f_{yd} = 4{,}35\ \frac{tf}{m^2}$$

5.5.1.4 Cordoalhas e Alças de içamento

As alças de içamento serão fabricadas com o aço CA-25 como indicado no desenho de engenharia

E as cordoalhas para proteção, serão fabricados com CP-190-RB

5.5.2 Dimensionamento armadura longitudinal da viga longitudinal

Para o dimensionamento da viga longitudinal, foi considerada a seguinte seção transversal:

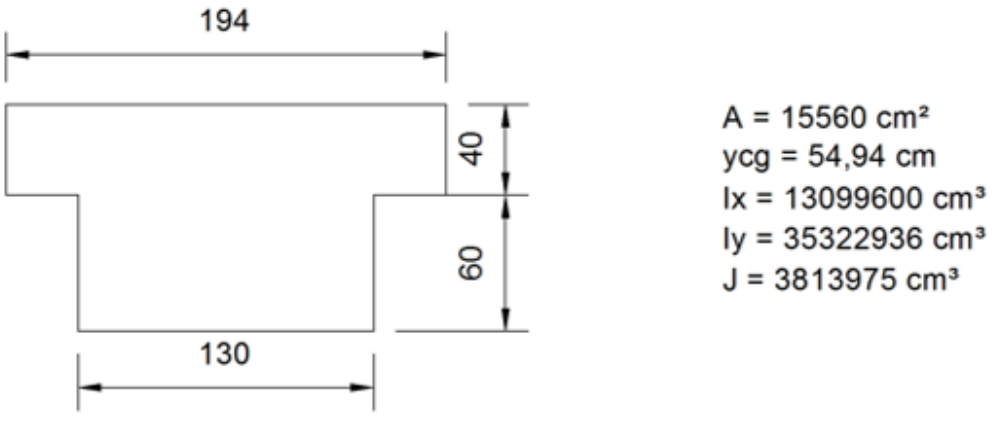


Figura 70: Seção transversal da viga longitudinal

Tem-se que: $\begin{cases} b_f = 194\ cm \\ h = 100\ cm \\ h_f = 40\ cm \\ b_w = 130\ cm \\ d = 85\ cm \end{cases}$

Essa seção transversal, representa a viga na sua última fase construtiva com a largura colaborante, que corresponde a aproximadamente 60% do vão. As solicitações finais foram citadas no capítulo anterior.

5.5.2.1 Armadura positiva – meio do vão

$$M_d = 128 * \gamma_{fg} + 143 * \gamma_{ftandem} + 89 * \gamma_{fatracação} * \Psi_0$$

$$M_d = 128 * 1{,}35 + 143 * 1{,}5 + 89 * 1{,}5 * 0{,}8 = 494{,}1 \text{ kN.m}$$

$$x = 1{,}25\ d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0{,}425\ bd^2 f_{cd}}}\right]$$

$$x = 1{,}55\ cm$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd}(d - 0{,}4x)}$$

$$A_s = 13{,}47\ cm^2$$

Então para ϕ = 16mm, serão necessárias 7 barras, e tem-se uma área de aço corrigida para 14,07 cm².

5.5.2.2 Armadura negativa – apoio

$$M_d = 168 * \gamma_{fg} + 420 * \gamma_{fatracação} + 86{,}4 * \gamma_{ftandem} * \Psi_0$$

$$M_d = 168 * 1{,}35 + 420 * 1{,}5 + 86{,}4 * 1{,}5 * 0{,}8 = 1294{,}27 \text{ kN.m}$$

$$x = 1{,}25\ d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0{,}425\ bd^2 f_{cd}}}\right]$$

$$x = 6{,}21\ cm$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd}(d - 0{,}4x)}$$

$$A_s = 36{,}08\ cm^2$$

Então para ϕ = 16mm, serão necessárias 8 barras, e tem-se uma área de aço corrigida para 39,28 cm².

5.5.3 Cálculo da armadura transversal: força cortante máxima e momento torsor concomitante solicitante

Adotou- se para esses cálculos

$$fctm = 0{,}3 * \sqrt{fck^3} = 3{,}51\ MPa$$

$$fctk, inf = 0{,}7 * fctm = 2{,}45\ MPa$$

$$fctd = \frac{fctk, inf}{1{,}4} = 1{,}75\ MPa$$

Verificação do concreto:

$$V_{Sd} = 162 * \gamma_{fg} + 472 * \gamma_{fatracação} + 101 * \gamma_{ftandem} * \Psi_0$$

$$V_{Sd} = 16{,}2 * 1{,}35 + 472 * 1{,}4 + 101 * 1{,}4 * 0{,}8 = 1047{,}9\ kN$$

$$V_{Rd2} = 0{,}27.\left(1 - \frac{fck}{250}\right) \times fcd \times b \times d$$

$$V_{Rd2} = 7160{,}4\ kN$$

$$V_{Rd2} > V_{Sd} \quad OK!$$

Verificação dos estribos

$$V_c = 0{,}6 \times fctd \times b \times d = 1163{,}17\ kN$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{0{,}9 \times d \times fyd} < A_{Sw,mín}$$

Apesar da força cortante solicitante ser menor que a força cortante resistida, deve-se prever uma armadura mínima para cisalhamento:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) mín = 0{,}2.b.\frac{fctm}{fyk} = 18{,}25\ cm^2/\mathrm{m}$$

Para o dimensionamento da armadura da seção transversal, leva-se em conta a ação conjunta da cortante e do momento torsor.

$$T_{Sd} = 2{,}7 * \gamma_{fg} + 8{,}2 * \gamma_{ftandem} + 4{,}7 * \gamma_{famarração} * \Psi_0$$
$$T_{Sd} = 21{,}585\ tf.m$$

Calculo da seção resistente ao momento torsor:

$$h_e \leq \frac{A}{Perímetro\ da\ seção\ cheia} = 26{,}46\ cm$$

$$h_e \geq 2 * c_1 = 2 * 6{,}5 = 13\ cm$$

$$A_e = (100 - 13) * (130 - 13) = 10179 cm^2$$

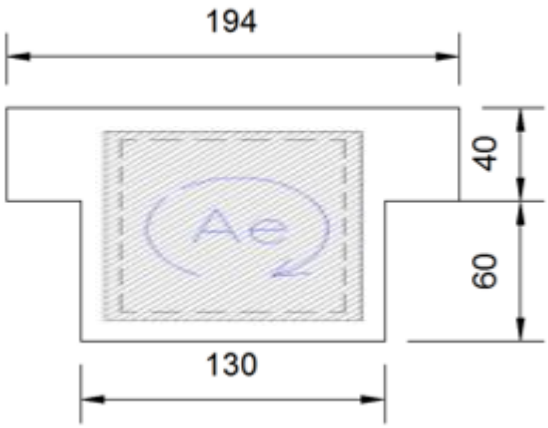


Figura 71: Área média da seção vazada equivalente

$$T_{Rd2} = 0{,}5 * \alpha_{v2} * \ f_{cd} * A_e * h_e * sen\ (2\theta) = 1587{,}924\ kN.m$$

Com, $\theta = 45°$

$$T_{\square d2} \geq T_{Sd}\ \ OK!$$

Armadura:

$$\frac{A_{Sw,t}}{s} = \frac{T_{Sd}}{2 * A_e * cotg\theta} = 2{,}44\ cm^2/m$$

Portanto, com as combinações das ações de cortante e torção, tem-se:

$$A_{Sw} = A_{Sw,V} + 2 * A_{Sw,T}$$

$$A_{Sw,mín} = b_w * \rho_{Sw} = 18{,}24\ cm^2/m$$

$$A_{Sw} = 0 + 2 * 2{,}44 = 4{,}88\frac{cm^2}{m} < A_{Sw,mín}$$

$$A_{Sw} = 18{,}24\ cm^2/m$$

Espaçamento longitudinal dos estribos:

$$7\ cm\ \leq\ s\ \leq \begin{cases} se\ Vd \leq 0{,}67\ .\ V_{Rd2} \begin{cases} 0{,}6.\ d \\ 30\ cm \end{cases} \\ se\ Vd > 0{,}67.\ V_{Rd2} \begin{cases} 0{,}3.\ d \\ 20\ cm \end{cases} \end{cases}$$

$$s_{mín} = 7\ cm$$

$$s_{máx} = 51\ cm$$

$$\frac{Vd}{V_{Rd2}} = 0{,}15$$

Com, ϕ = 10mm:

$$n = \frac{As}{6.\ As1} = \frac{18{,}25}{6\ .\ 0{,}785} = 3{,}87\ estribos/m$$

$$s = 8{,}33\ cm\ \ OK!$$

6. ANÁLISE ESTRUTURAL: ESTUDO DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO E SUAS CONSEQUÊNCIAS NO DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS

Em obras desse porte, deve-se analisar os possíveis carregamentos e situações que ocorrem durante as fases construtivas, a fim de analisar tanto a viabilidade executiva (qualitativamente), quanto à capacidade portante da estrutura projetada em cada fase. É possível que se encontrem situações onde a capacidade estrutural final projetada não seja suficiente ou não esteja completa para resistir cargas consequentes da construção.

Para projeto de análise da viga considera-se as seguintes 3 fases, que serão descritas neste capítulo:

1. **Primeira Fase:**

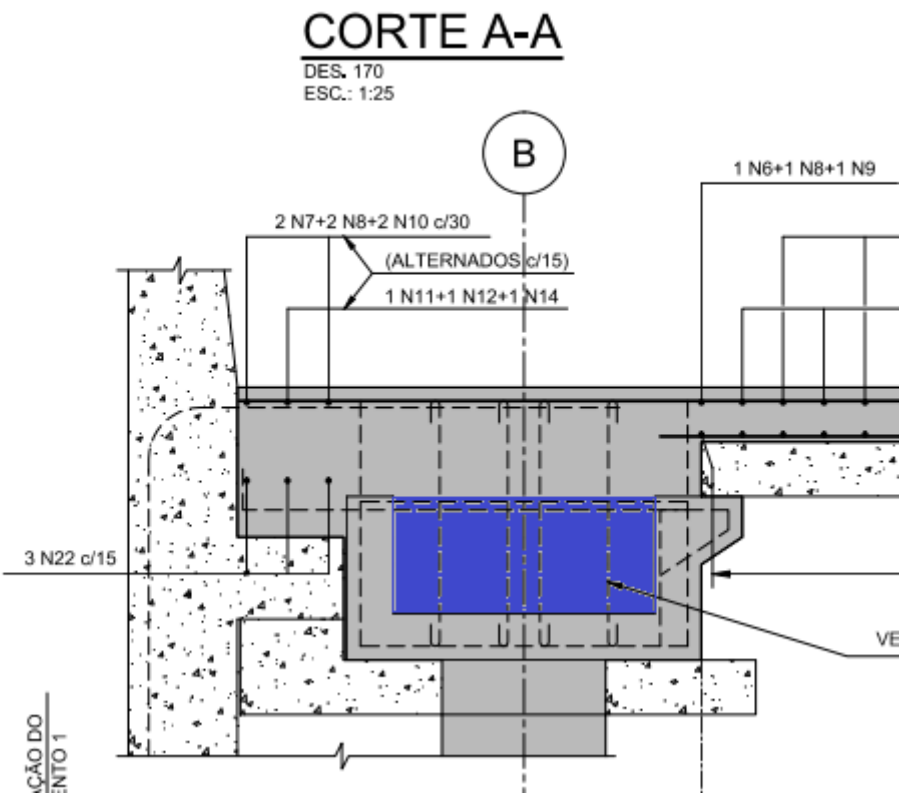


Figura 72: Primeira fase construtiva

2. **Segunda Fase:**

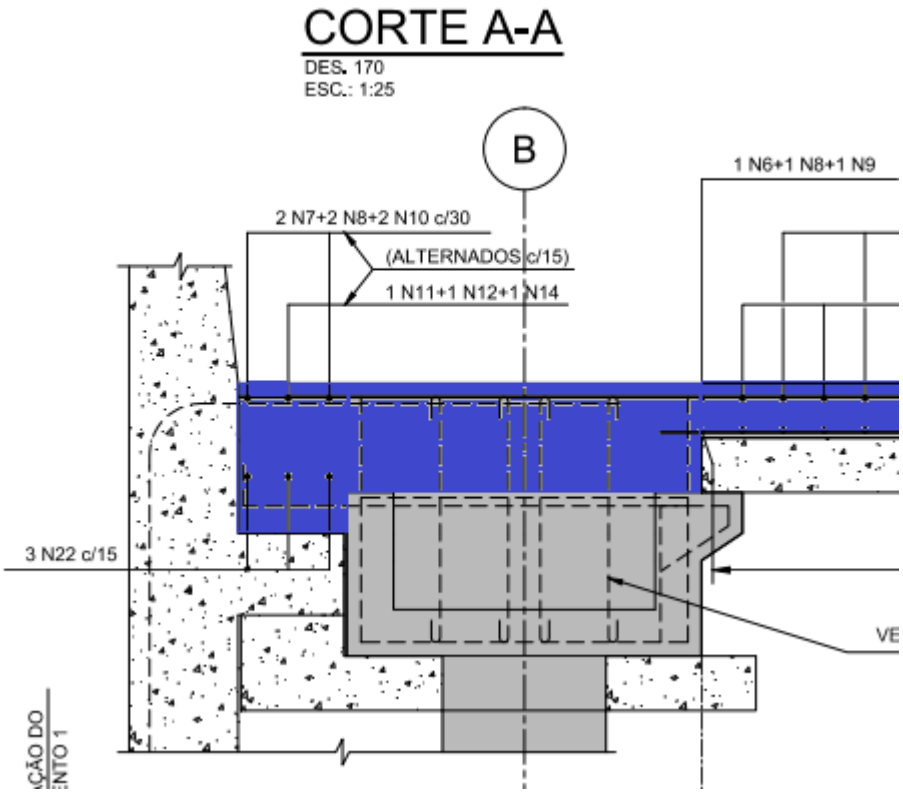


Figura 73: Segunda fase construtiva

3. Terceira Fase:

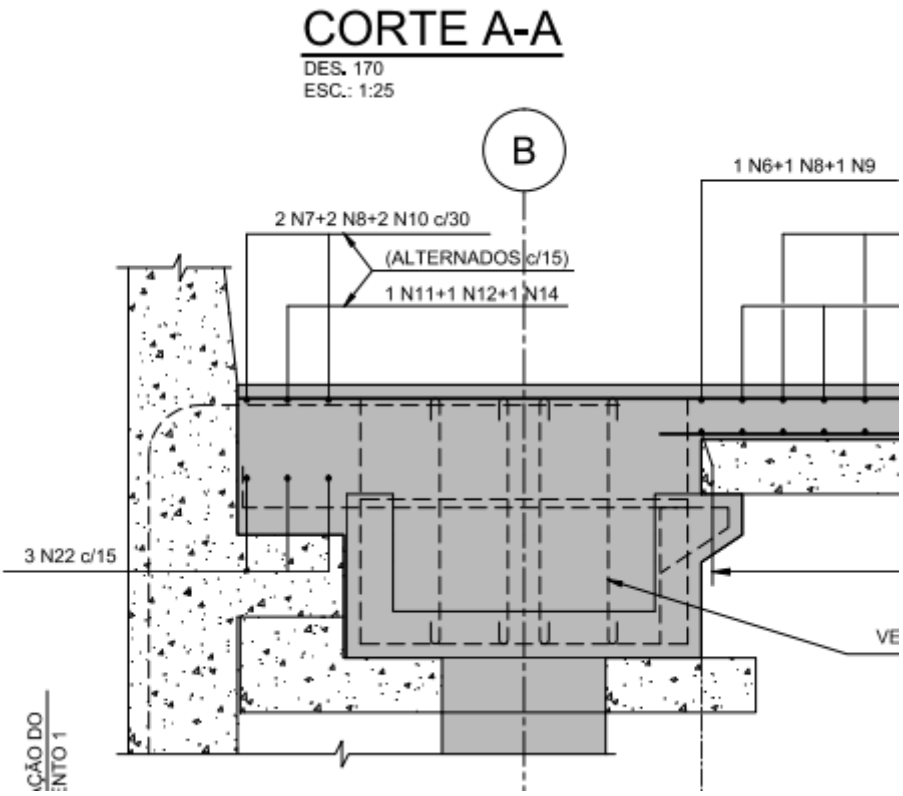


Figura 74: Terceira e última fase construtiva

Neste caso, considera-se a terceira fase, ou seja, a estrutura completa com todos os carregamentos agindo.

6.1 Primeira etapa de análise

Deve-se verificar se a peça da estrutura foi armada para resistir aos esforços da primeira etapa de concretagem. Esta etapa consiste na análise do elemento pré-moldado que, além da sua função estrutural, servirá de fôrma para as fases posteriores da concretagem das vigas longitudinais.

Nesta etapa, tem-se uma série de vigas biapoiadas, com apoios espaçados em 5,3 metros sobre as placas de cabeça das estacas.

As vigas são consideradas como biapoiadas, devido ao concreto de preenchimento das canaletas que ainda não está solidificado, não garantindo, portanto, um comportamento monolítico ao conjunto de vigas. Desta forma, este concreto não confere resistência e é apenas uma sobrecarga sobre o conjunto estrutural proposto.

Portanto para cálculo dessa carga foi utilizado a seguinte área da seção transversal:

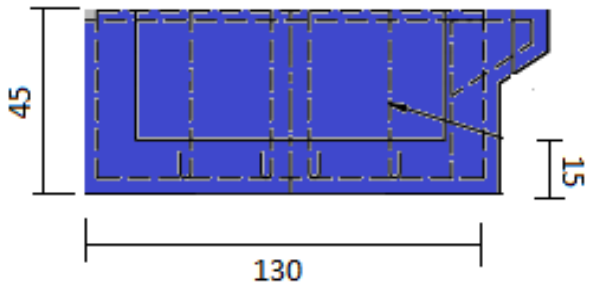


Figura 75: Área considerada que produz carga na primeira fase

Essa carga é calculada pelo peso próprio do pré moldado e da canaleta, que será majorado com um coeficiente de ponderação de ações. Tendo como área da seção transversal 0,814m², o peso próprio do concreto 2,5 tf/m³ e o coeficiente adotado 1,3 (seguindo as recomendações e da tabela 5 da NBR 8681/1984 em anexo), temos uma carga distribuída:

$$q = A_{seção} * \gamma_{concreto} * \gamma_f = 0{,}814 * 25 * 1{,}3 = 26{,}45 \frac{kN}{m}$$

Assim sendo, a viga terá o modelo na figura a seguir:

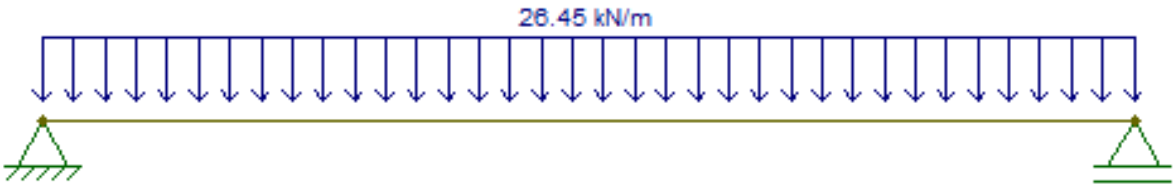


Figura 76: Modelo Estrutural da primeira etapa de análise

E os diagramas de momento e cortante dessa fase são:

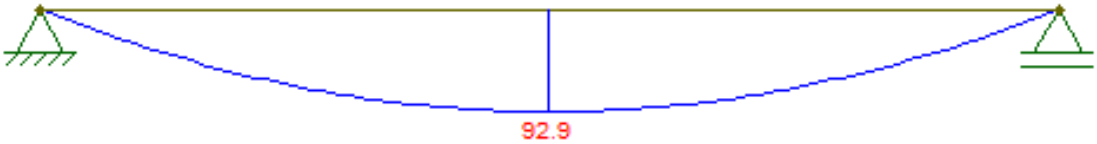


Figura 77: Diagrama de momento da primeira fase

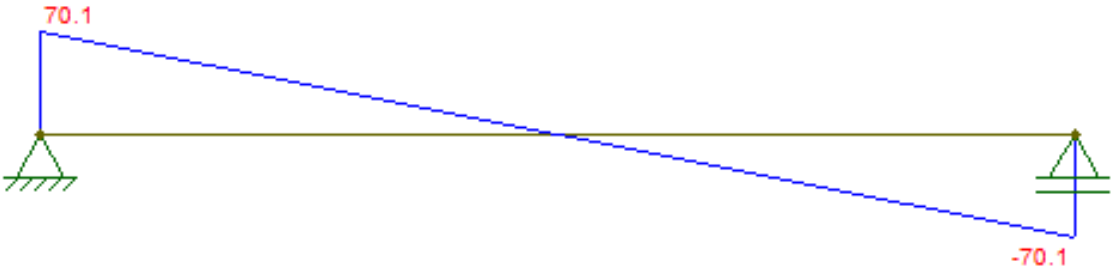


Figura 78: Diagrama de cortante da primeira fase

Para a determinação da armadura necessária em cada fase, analisa-se o momento máximo positivo, o momento máximo negativo e a cortante; e os valores são comparados com os da fase final.

Nesta fase foi considerado para a seção transversal:

$$b_f = 1{,}94 \text{ m}$$

$$\text{h} = 0{,}6 \text{ m}$$

$$b_w = 1{,}30 \text{ m}$$

$$\text{d} = 0{,}51 \text{ m}$$

6.1.1 Momento máximo positivo no meio do vão

$$M_k = 92{,}9\text{kN.m}$$

$$M_d = M_k * 1{,}4 = 130{,}06 \text{ kN.m}$$

$$x = 1{,}25\ d\left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0{,}425\ bd^2 f_{cd}}}\right]$$

$$x = 0{,}68\ cm$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd}(d - 0{,}4x)}$$

$$A_s = 5{,}9\ cm^2$$

6.1.2 Momento máximo negativo no apoio

$$M_k = 0\ kN.m$$

6.1.3 Armadura transversal: força cortante

$$V_{Sk} = 70{,}1$$

$$V_{Sd} = V_{Sk} * 1{,}4 = 98{,}14\ kN$$
$$V_{Rd2} = 0{,}27.\left(1 - \frac{fck}{250}\right) \times fcd \times b \times d$$
$$V_{Rd2} = 4296{,}24\ kN$$
$$V_{Rd2} > V_{Sd} \quad OK!$$

Verificação dos estribos:

$$V_c = 0{,}6 \times fctd \times b \times d = 697{,}905\ kN$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{0{,}9 \times d \times fyd} < A_{Sw,mín}$$

Apesar da força cortante solicitante ser menor que a força cortante resistida, deve-se adotar uma armadura mínima para cisalhamento:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) mín = 0{,}2.\, b.\frac{fctm}{fyk} = 18{,}25\ cm^2$$

6.2 Segunda etapa da análise

Nesta fase de concretagem, tem-se um comportamento de viga continua no sistema, devido à concretagem das canaletas já consolidadas. A seção transversal resistente agora é diferente das anteriores, considerando-se toda a viga pré-moldada, assim como a canaleta já preenchida e consolidada.

O sistema, será composto por oito vãos de 5,3 metros, que é a distância entre as linhas de estacas.

Para o carregamento será considerado o peso próprio da seção resistente, além do peso próprio da laje e da pré-laje. A seção transversal considerada neste caso:

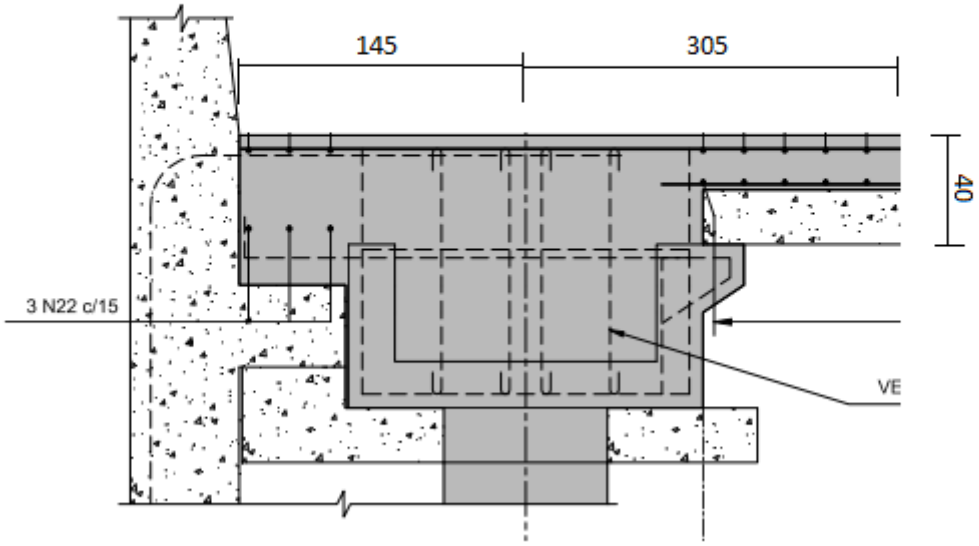


Figura 79: Área considerada na segunda fase

Portanto, o carregamento correspondente será:

$$q = A_{seção} * \gamma_{concreto} * \gamma_f = (0{,}4 * 4{,}5 + 0{,}814) * 25 * 1{,}3 = 84{,}90 \frac{kN}{m}$$

Assim sendo, a viga terá o modelo na figura a seguir:

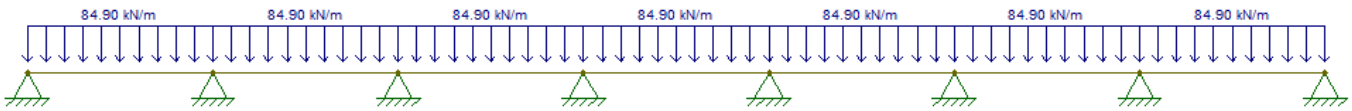


Figura 80: Modelo estrutura da segunda fase de análise

E os diagramas de momento e cortante dessa fase são:

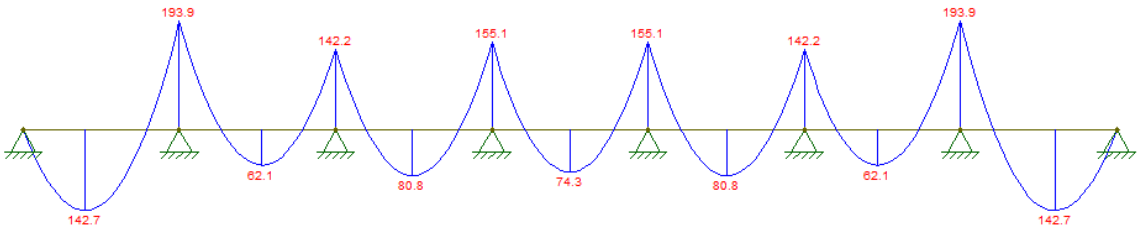


Figura 81: Diagrama de momento segunda fase

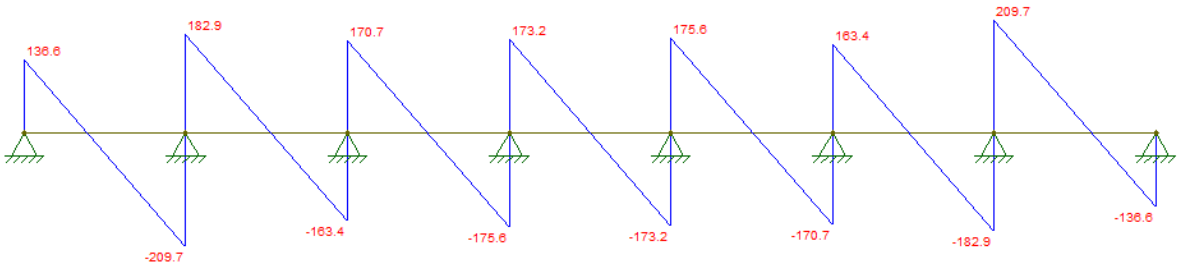


Figura 82: Diagrama de cortante da segunda fase

Nesta fase foi considerado para a seção transversal:

$$b_f = 1{,}94 \text{ m}$$

$$\text{h} = 0{,}6 \text{ m}$$

$$b_w = 1{,}30 \text{ m}$$

$$\text{d} = 0{,}51 \text{ m}$$

6.2.1 Momento máximo positivo no meio do vão

$$M_k = 142{,}7\text{kN.m}$$

$$M_d = M_k * 1{,}4 = 199{,}78\ \text{kN.m}$$

$$x = 1{,}25\ d\left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0{,}425\ bd^2 f_{cd}}}\right]$$

$$x = 1{,}05\ cm$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd}(d - 0{,}4x)}$$

$$A_s = 9{,}08\ cm^2$$

6.2.2 Momento máximo negativo no apoio

$$M_k = 139{,}9\text{kN.m}$$

$$M_d = M_k * 1{,}4 = 195{,}86\ \text{kN.m}$$

$$x = 1{,}25\ d\left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0{,}425\ bd^2 f_{cd}}}\right]$$

$$x = 1{,}54\ cm$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd}(d - 0{,}4x)}$$

$$A_s = 8{,}94cm^2$$

6.2.3 Armadura transversal: força cortante

$$V_{Sk} = 209{,}7$$

$$V_{Sd} = V_{Sk} * 1{,}4 = 293{,}58\ kN$$

$$V_{Rd2} = 0{,}27.\left(1 - \frac{fck}{250}\right) \times fcd \times b \times d$$

$$V_{Rd2} = 4296{,}24\ kN$$

$$V_{Rd2} > V_{Sd} \quad OK!$$

Verificação dos estribos

$$V_c = 0{,}6 \times fctd \times b \times d = 697{,}905\ kN$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{0{,}9 \times d \times fyd} < A_{Sw,mín}$$

Apesar da força cortante solicitante ser menor que a força cortante resistida, deve-se adotar uma armadura mínima para cisalhamento:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) mín = 0{,}2.\, b.\frac{fctm}{fyk} = 18{,}25\ cm^2$$

6.3 Terceira etapa de análise

Esta é a última etapa de faseamento construtivo considerada. O esquema estrutural de viga contínua é o mesmo da fase anterior, porém alteram-se a seção transversal resistente e os carregamentos atuantes sobre a mesma.

Esta etapa se dá imediatamente após a concretagem da laje moldada *in-loco* e do restante das vigas. A seção resistente considerada é a seção da segunda fase já devidamente consolidada, conferindo resistência ao conjunto estrutural.

Leva-se em consideração as combinações das ações de atracação, amarração, peso próprio já descritas anteriormente.

Para a seção resistente, tem-se a seguinte seção:

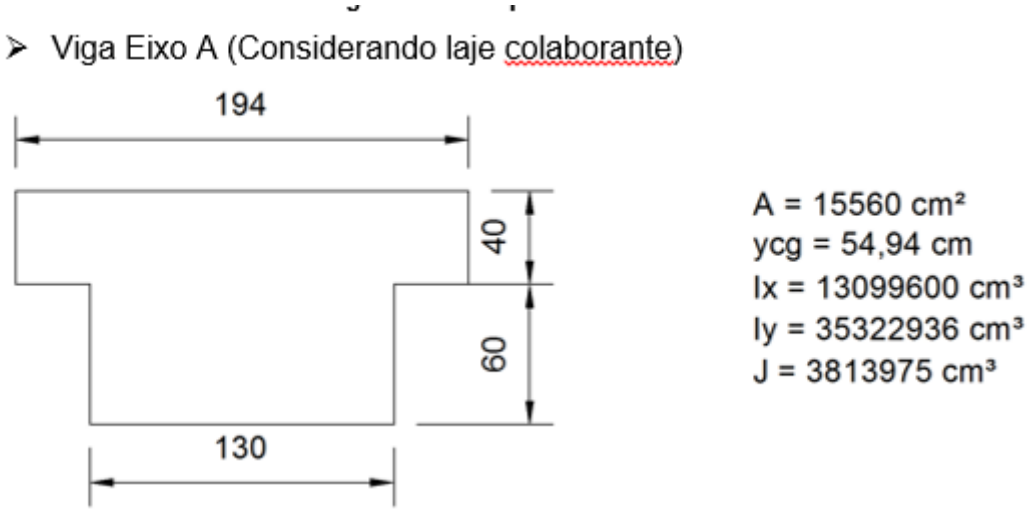


Figura 83: Área resistente da terceira fase

Considera-se cerca de 60% do vão como laje colaborante.

Os dimensionamentos relacionados a elas foram feitos nos capítulos anteriores, resultando nas seguintes armaduras:

Nesta fase foi considerado para a seção transversal:

$$b_f = 1{,}94 \text{ m}$$

$$\text{h} = 01{,}0 \text{ m}$$

$$b_w = 1{,}30 \text{ m}$$

$$\text{d} = 0{,}85 \text{ m}$$

6.3.1 Momento máximo positivo no meio do vão

$$M_d = 128 * \gamma_{fg} + 143 * \gamma_{ftandem} + 89 * \gamma_{fatracação} * \Psi_0$$

$$M_d = 128 * 1{,}35 + 143 * 1{,}5 + 89 * 1{,}5 * 0{,}8 = 494{,}1 \text{ kN.m}$$

$$x = 1{,}25\ d\left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0{,}425\ bd^2 f_{cd}}}\right]$$

$$x = 1{,}55\ cm$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd}(d - 0{,}4x)}$$

$$A_s = 13{,}47\ cm^2$$

Como a área final da armadura para momentos positivos, é a maior área calculada nas fases descritas. Considera-se que para a montagem da peça, tem-se que ter uma área de aço maior ou igual a 13,47 cm².

6.3.2 Momento máximo negativo no apoio

$$M_d = 168 * \gamma_{fg} + 420 * \gamma_{fatracação} + 86{,}4 * \gamma_{ftandem} * \Psi_0$$

$$M_d = 168 * 1{,}35 + 420 * 1{,}5 + 86{,}4 * 1{,}5 * 0{,}8 = 1294{,}27\ \text{kN.m}$$

$$x = 1{,}25\ d\left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0{,}425\ bd^2 f_{cd}}}\right]$$

$$x = 6{,}21\ cm$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd}(d - 0{,}4x)}$$

$$A_s = 36{,}08\ cm^2$$

Como a área final da armadura para momentos negativos, é a maior área calculada nas fases descritas. Considera-se que para a montagem da peça, uma área de aço maior ou igual a 36,08 cm².

6.3.3 Armadura transversal: força cortante e torção

6.3.3.1 Cortante

$$V_{Sd} = 162 * \gamma_{fg} + 472 * \gamma_{fatracação} + 101 * \gamma_{ftandem} * \Psi_0$$

$$V_{Sd} = 16{,}2 * 1{,}35 + 472 * 1{,}4 + 101 * 1{,}4 * 0{,}8 = 1047{,}9\ kN$$

$$V_{Rd2} = 0{,}27.\left(1 - \frac{fck}{250}\right) \times fcd \times b \times d$$

$$V_{Rd2} = 7160{,}4\ kN$$

$$V_{Rd2} > V_{Sd} \quad OK!$$

Verificação dos estribos

$$V_c = 0{,}6 \times fctd \times b \times d = 1163{,}17\ kN$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{0{,}9 \times d \times fyd} < A_{Sw,mín}$$

Apesar da força cortante solicitante ser menor que a força cortante resistida, deve-se adotar uma armadura mínima para cisalhamento:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) mín = 0{,}2.b.\frac{fctm}{fyk} = 18{,}25\ cm^2/m$$

6.3.3.2 Torção

$$T_{Sd} = 2{,}7 * \gamma_{fg} + 8{,}2 * \gamma_{ftandem} + 4{,}7 * \gamma_{famarração} * \Psi_0$$

$$T_{Sd} = 21{,}585\ tf.m$$

$$h_e \leq \frac{A}{Perímetro\ da\ seção\ cheia} = 26{,}46\ cm$$

$$h_e \geq 2 * c_1 = 2 * 6{,}5 = 13\ cm$$

$$A_e = (100 - 13) * (130 - 13) = 10179cm^2$$

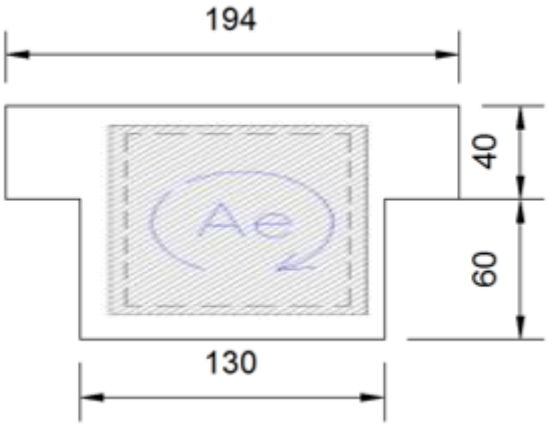


Figura 84: Área média da seção vazada equivalente

$$T_{Rd2} = 0{,}5 * \alpha_{v2} * \ f_{cd} * A_e * h_e * sen\ (2\theta) = 1587{,}924\ kN.m$$

Com, $\theta = 45°$

$$T_{Rd2} \geq T_{Sd}\ \ OK!$$

Armadura:

$$\frac{A_{Sw,t}}{s} = \frac{T_{Sd}}{2 * A_e * cotg\theta} = 2{,}44\ cm^2/m$$

6.3.3.3 Ações combinadas de Cortante e Torção

$$A_{Sw} = A_{Sw,V} + 2 * A_{Sw,T}$$

$$A_{Sw,mín} = b_w * \rho_{Sw} = 18{,}24\ cm^2/m$$

$$A_{Sw} = 0 + 2 * 2{,}44 = 4{,}88\frac{cm^2}{m} < A_{Sw,mín}$$

A partir dessas análises, pode-se concluir que a armadura final calculada é suficiente para resistir aos carregamentos que podem surgir durante as diferentes fases construtivas.

7. A FLUÊNCIA DO CONCRETO E SEUS EFEITOS EM OBRAS CONSTRUÍDAS POR FASES

7.1 Caracterização da fluência do concreto

De acordo com Metha e Monteiro (2008), a fluência é o fenômeno onde ocorre o aumento gradual da deformação de um elemento de concreto quando este é submetido a um estado de tensões constante ao longo do tempo. Nos períodos imediatamente superiores à aplicação do carregamento, a taxa de crescimento da deformação por fluência é alta, diminuindo com o passar do tempo até estabilizar em um valor máximo limite.

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 par ao agregado, fazendo com que, à medida que o agregado é carregado, este se deforme elasticamente.

No campo teórico, divide-se a deformação gradual proveniente do carregamento em duas: fluência básica, que ocorre quando um elemento carregado se encontra em equilíbrio hídrico com o ambiente e onde não há perda de água do concreto para o ambiente externo; e fluência por secagem, que ocorre com o elemento quando este ainda perde água para o ambiente externo.

Quanto aos principais fatores que afetam a fluência de uma peça de concreto armado, podem ser citados:

1) Idade de carregamento da peça:

Os efeitos da fluência em concretos carregados a baixas idades é maior nas primeiras semanas de carregamento em comparação a concretos carregados a idades

maiores. Esse comportamento é devido ao maior grau de hidratação dos concretos mais velhos, que apresentam estrutura interna mais compacta e menos água disponível.

2) Tensão e Resistência:

Para concretos dosados com traços idênticos e agregados de mesma composição mineral e granulométrica, existe uma proporcionalidade direta entre a fluência e a tensão aplicada, exceto para elementos carregados a idades muito pequenas. Essa proporção está usualmente entre 0,4 e 0,6 da carga de ruptura. No entanto, a fluência é inversamente proporcional à resistência do concreto no momento da aplicação da carga.

3) Geometria da peça:

A espessura da peça tem grande influência no valor e na variação da fluência. Peças mais espessas apresentam valores menores de fluência em comparação com as delgadas, devido à secagem no interior que é mais demorada do que na parte externa da peça.

Em função da resistência ao transporte da água do interior do concreto para a atmosfera, a taxa de perda de água seria controlada pelo comprimento do caminho percorrido pela água, que está sendo expelida durante a fluência. Tanto a forma quanto o tamanho da peça determinam a magnitude das deformações por fluência.

4) Umidade relativa e Temperatura:

Segundo alguns especialistas, a umidade e a temperatura estão entre os fatores mais importantes dentre os que influem na fluência. Quanto menor a umidade relativa do ar que envolve a peça, maiores são as deformações por fluência, em virtude da maior velocidade com que o concreto busca o equilíbrio higroscópico com o ambiente.

No que diz respeito à temperatura, se uma peça de concreto é exposta a uma temperatura maior que a ambiente como parte do processo de cura antes de ser carregada, a resistência aumentará e a deformação por fluência será menor do que uma peça armazenada a uma temperatura mais baixa. Entretanto, a fluência pode aumentar se, durante o carregamento do concreto, este for exposto a alta temperatura.

5) Propriedades do tipo de cimento:

Como o tipo de cimento influencia a resistência do concreto e na aplicação da carga, a fluência também é afetada.

As propriedades que merecem destaque são a finura do cimento, sua composição química e resistência à compressão.

6) Agregados:

É conhecido que os agregados exercem forte influência nas propriedades do concreto endurecido. A granulometria, a dimensão máxima e a forma dos agregados são fatores bastante significativos para a fluência das peças de concreto.

A propriedade física do agregado que mais influencia na fluência do concreto é o módulo de elasticidade. Quanto maior o módulo, menor a fluência.

Outros dois fatores importantes 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, mas espera-se que aditivos aumentem o efeito da fluência no concreto.

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.

A fluência tem efeitos sobre as deformações e deflexões e muitas vezes também sobre a redistribuição de tensões, mas esses efeitos variam com o tipo de estrutura. A fluência não tem efeito direto dobre a resistência dos elementos estruturais, mas possui efeitos benéficos como o alívio de concentrações de tensões induzidas pela retração, por variações térmicas ou por movimentação das fundações.

No entanto, é importante salientar que os modelos para análise de fluência 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.

7.2 Efeitos da adaptação por fluência em obras construídas por fases

Análises teóricas e prática:

Quanto à análise de adaptação por fluência, as estruturas executadas por fases exercem restrições às deformações provocadas pelo fenômeno da fluência, gerando esforços hiperestáticos e uma consequente redistribuição de tensões.

Um exemplo destes sistemas executados por fases, são as pontes em consolos sucessivos, onde em cada etapa do processo construtivos, uma aduela é incorporada e a estrutura inicialmente apresenta um comportamento de duas vigas em balanço e, após o fechamento, o comportamento de uma viga contínua hiperestática com o aparecimento de esforços hiperestáticos.

Nestes tipos de estruturas, o fenômeno da fluência gera uma redistribuição interna de tensões, conhecida como adaptação por fluência. Tal adaptação é devida principalmente a atuação de cargas permanentes de peso próprio e de protensão. O impedimento à retração pode também ser significativo.

No caso específico em estudo, os efeitos da fluência não são tão significativos quanto em obras tais como as pontes construídas por consolos sucessivos, porém se a análise for feita simplificadamente considerando apenas uma etapa, pode-se obter valores distorcidos da realidade.

Considerando o efeito da fluência como aquele que podemos observar num bloco de concreto comprimido por tensões constantes e permanentes, de tal forma que apresente deformações crescentes ao longo do tempo, tendendo a valores assintóticos; graficamente, a fluência pode ser definida por:

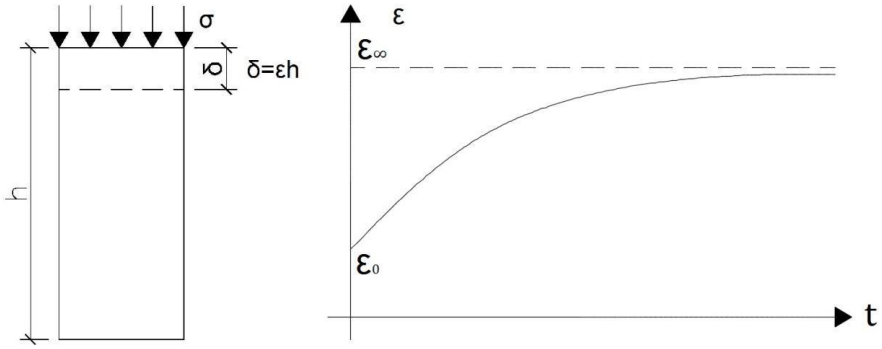


Figura 85: Definição gráfica da fluência

Tem-se que:

$$\sigma' = \alpha . \sigma$$

$$\varepsilon'(t) = \alpha . \varepsilon(t) \rightarrow \ \varepsilon(t) = \frac{\sigma}{E(t)}$$

Portanto, a fluência é linear. O coeficiente de fluência φ é tal que:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_0}(1 + \varphi)$$

Ou:

$$\begin{cases} \varepsilon_0 = \dfrac{\sigma}{E_0} \\ \varepsilon_\infty = \dfrac{\sigma}{E_0} . (1 + \varphi_\infty) \\ E_\infty = \dfrac{E_0}{(1 + \varphi_\infty)} \end{cases}$$

O coeficiente de fluência, φ, é 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.

A fluência gera efeitos internos e efeitos externos sobre estruturas de concreto.

No que diz respeito aos efeitos externos, em obras moldadas *in loco* a fluência 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 é o caso em estudo, os efeitos externos são de simulação mais complexa, 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 fluência, ou acomodação por fluência. Por causa da fluência 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.

8. DETALHAMENTO

Após o dimensionamento, chega-se a uma fase extremamente importante na concepção de uma estrutura. É a fase de detalhamento das armaduras, já calculadas na fase de dimensionamento.

Esta etapa é essencial, uma vez que, através dela, podem aparecer problemas relacionados à transição da fase de dimensionamento e detalhamento, já que as informações precisam ser exatas para que a estrutura suporte todas as premissas adotadas pelo projetista.

Desta forma, a comunicação entre a fase de dimensionamento e detalhamento é vital para que a estrutura não sofra falhas graves.

Para o detalhamento, deve-se considerar todas as fases construtivas descritas no dimensionamento, porém a última fase é a mais importante e que norteia todo o detalhamento, já que será o operacional da vida do projeto.

Neste trabalho, será detalhada a última fase, porém como já mencionado, em um projeto real, deve-se detalhar quantas fases sejam necessárias e críticas para o estudo da estrutura.

Com isso, dado que nas diversas fases do dimensionamento surgem diferentes trechos críticos devido às diferentes solicitações (cortante, flexão e torção), tem-se a viga armada para atender à todas as combinações de esforços de maneira a garantir a segurança do cais.

Deste modo, para realizar o detalhamento, será escolhida a viga da ponta da estrutura, como indicado na figura abaixo.

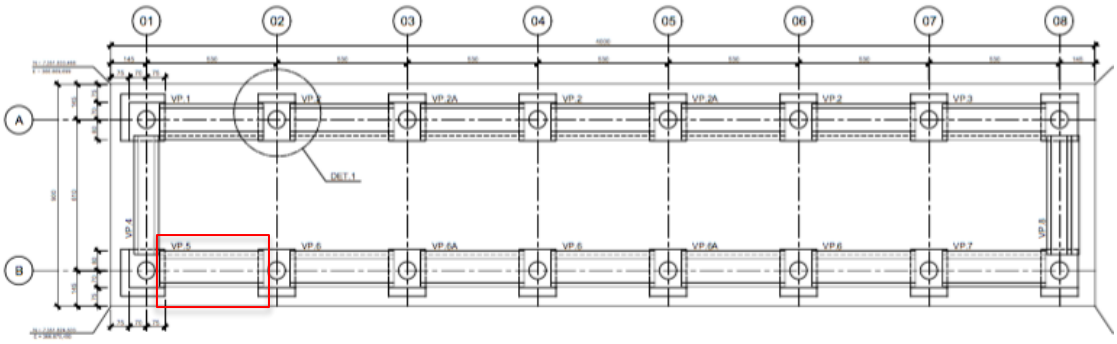


Figura 86: Locação Vigas Pré Moldadas

Conforme calculado no item de dimensionamento, tem-se as seguintes armaduras correspondentes a cada fase:

Fase	Longitudinal		Transversal (cm^2/m)
	Positiva (cm^2)	Negativa (cm^2)	
1ª	5,9	0	18,25
2ª	9,08	8,94	18,25
3ª	13,47	36,08	18,25

Tabela 209: Armaduras

Deve-se ressaltar que a armadura transversal, para o caso estudado, tem sempre valores equivalentes aos critérios de armadura mínima.

Além disso, é extremamente importante mencionar que os cálculos aqui mostrados foram feitos para uma seção específica para atender aos propósitos do trabalho, porém deve-se detalhar para quantas seções forem necessárias para garantir a segurança e operação do projeto.

8.1. Detalhamento da fase final

As figuras abaixo ilustram o detalhamento da viga pré-moldada VP. 5. A figura 87 demonstra as principais armaduras da viga pré-moldada VP. 5, além dos cortes A-A e B-B e dos ganchos de içamento que serão explicados a seguir.

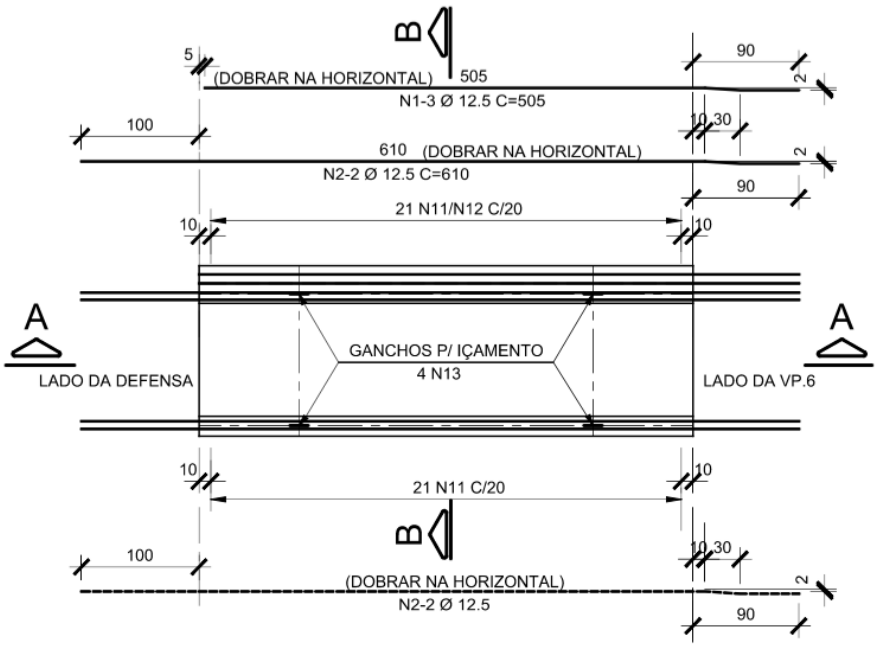


Figura 87: Armação da VP5

Pode-se perceber na imagem 88 abaixo (que representa o corte A-A da figura 87) que as armaduras que se encontram com o lado da VP6 são longas o bastante para que o arranque seja realizado na viga seguinte, de forma a transferir os esforços longitudinais, garantindo assim a monoliticidade da estrutura.

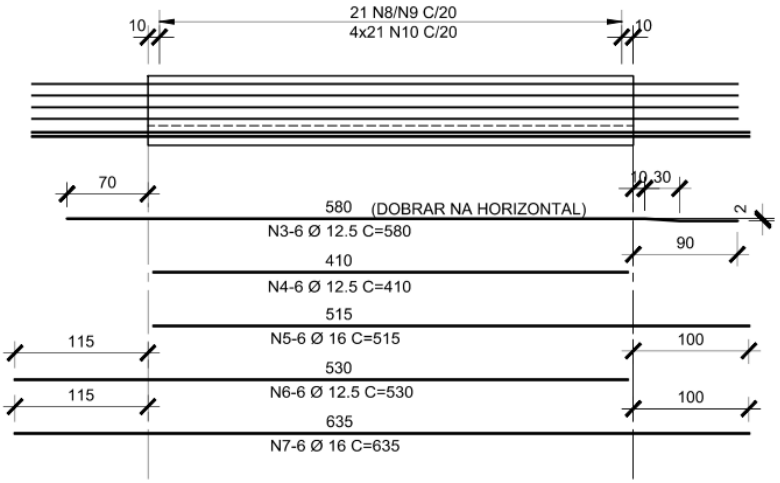


Figura 88: Corte A-A da VP5

A figura 89 detalha as armaduras transversais da viga, e estão separadas da imagem principal para que sejam percebidas suas dimensões e funções, de dar sustentação e rigidez ao sistema de armaduras longitudinais que também pode ser observado na figura 90.

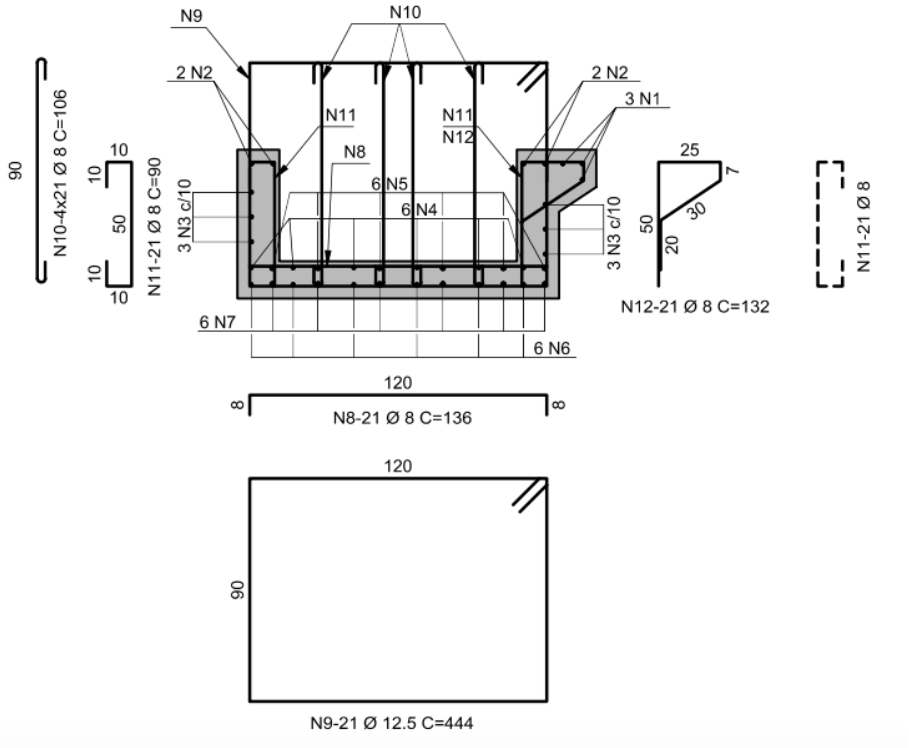


Figura 89: Corte BB da VP5

As barras longitudinais inferiores são responsáveis por suportar os esforços de tração nas vigas, e conforme pode se perceber na figura 90 abaixo, é possível alocar 24 barras,

variando seus diâmetros de 12,5 mm até 16 mm na peça pré-moldada, totalizando 38,8 cm2 de aço, suficientes para atender à fase operacional.

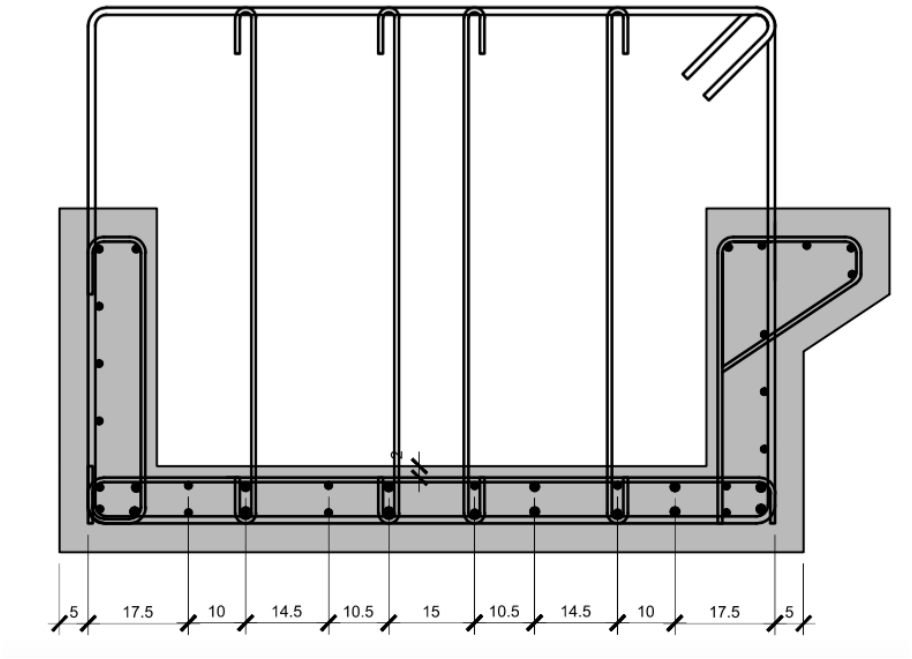


Figura 90: Locação das armaduras longitudinais N4/N5/N6/N7

Para o içamento da viga pré-moldada, foram previstas armaduras auxiliares com ganchos para içamento, conforme a figura 90. Pode-se perceber na figura 91 a disposição dos ganchos para a realização do içamento da peça pré-moldada.

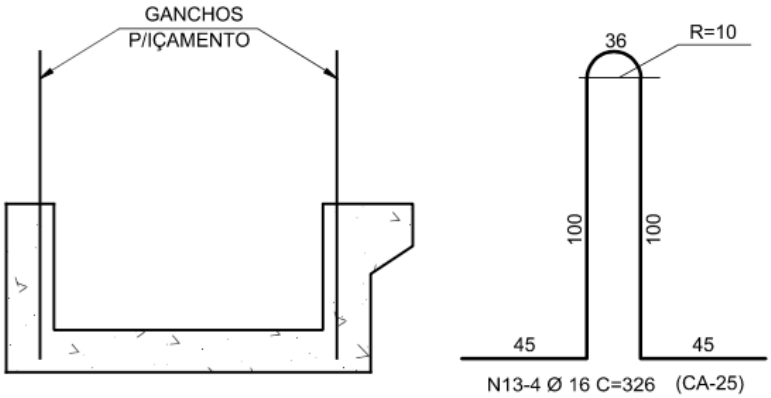


Figura 91: Detalhe dos ganchos para içamento - VP5

8.2 Pontos Críticos

Após a discussão do detalhamento do projeto, é necessário mencionar que o detalhamento possui diversas situações que exigem atenção redobrada dos projetistas.

Estas situações podem ser relativas à introdução de cargas pontuais, ou então à descontinuidades da estrutura, além de encontro de armaduras (emendas), ancoragens e conexões com pré-moldados.

Dado isso, os principais pontos de atenção nas obras portuárias são:

- Praça de defensas (nó de pórtico);
- Conexão viga estaca (nó de pórtico);

Abaixo, serão detalhados cada um dos problemas que são situações aplicáveis ao projeto estudado neste trabalho.

8.2.1 Praça de Defensas (nó de pórtico)

Este caso, apresenta um nó de pórtico ortogonal. Em casos de momentos positivos, a estrutura tende a “abrir”.

Para que não ocorra essa falha, é necessário a utilização de uma mísula, que garante um engrossamento da armadura localizada. É necessário que o raio de curvatura de dobramento da armadura seja de aproximadamente de 8 a 12 diâmetros da barra escolhida e que haja um comprimento de emenda mínimo para evitar que a pressão devido à mudança de direção das barras da armadura cause um fendilhamento do concreto.

Segundo Fritz Leonhardt, em seu livro “Construções de Concreto”, o seguinte detalhamento é proposto para a situação:

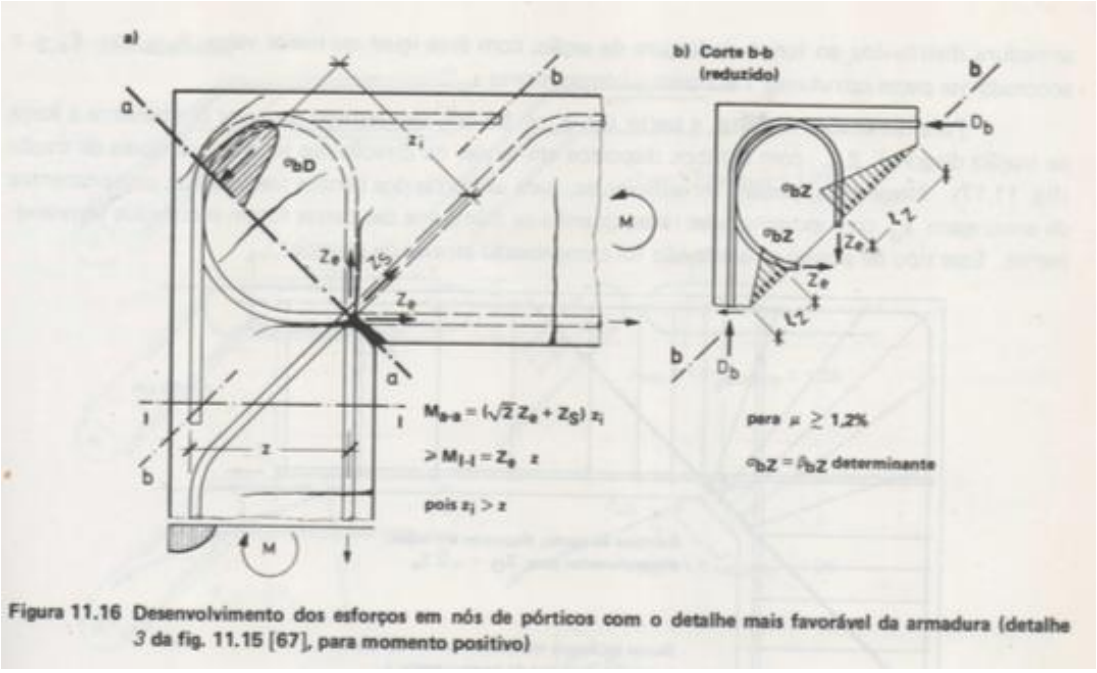


Figura 92: Desenvolvimento dos esforços em nós de pórticos com o detalhe mais favorável da armadura

Já em casos de momentos negativos, a estrutura tende a fechar, para que não ocorra esse ponto crítico, a armadura externa deve ser detalhada com um raio de dobramento suficiente para evitar danos na estrutural.

Fritz Leonhardt propõe um detalhamento da situação:

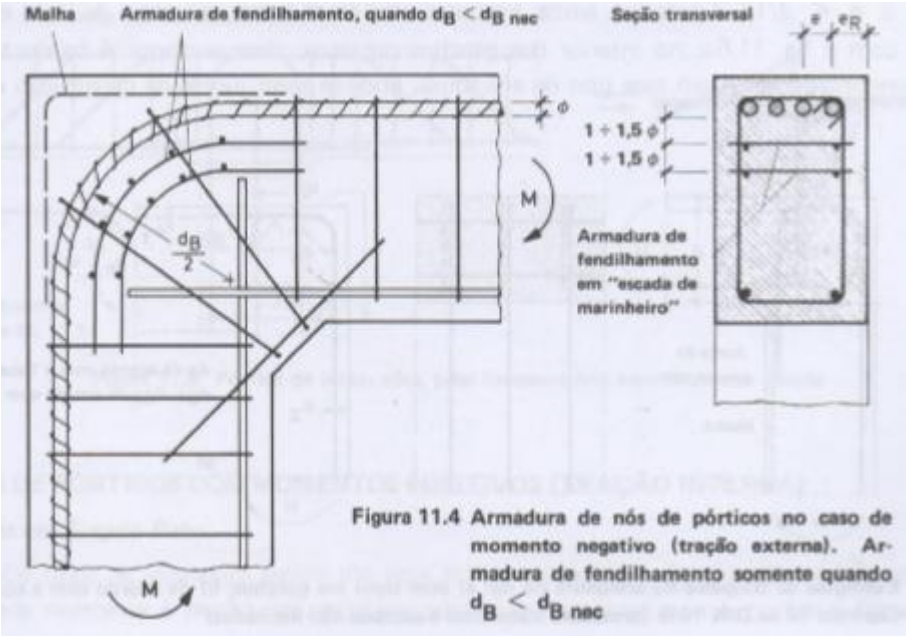


Figura 93: Armadura de nós de pórticos no caso de momento negativo (LEONHARDT,1978)

8.2.2 Conexão viga estaca

A transferência de carga da viga para a estaca também é um caso denominado de nó de pórtico. Leonhardt propõe um detalhamento da situação em que a estaca está no meio da viga, apesar do cais não ter essa opção, pode-se exemplificar a conexão nesta figura:

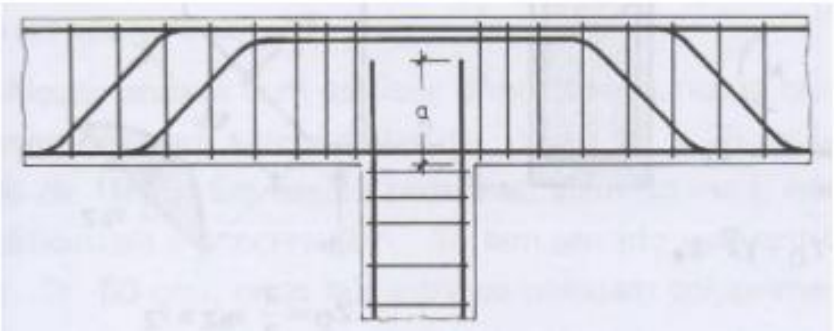


Figura 94: Detalhamento para nós de pórtico de pilar e estaca intermediário

Para a situação do cais, foi necessária uma armadura adicional na cabeça da estaca como mostra a figura a seguir:

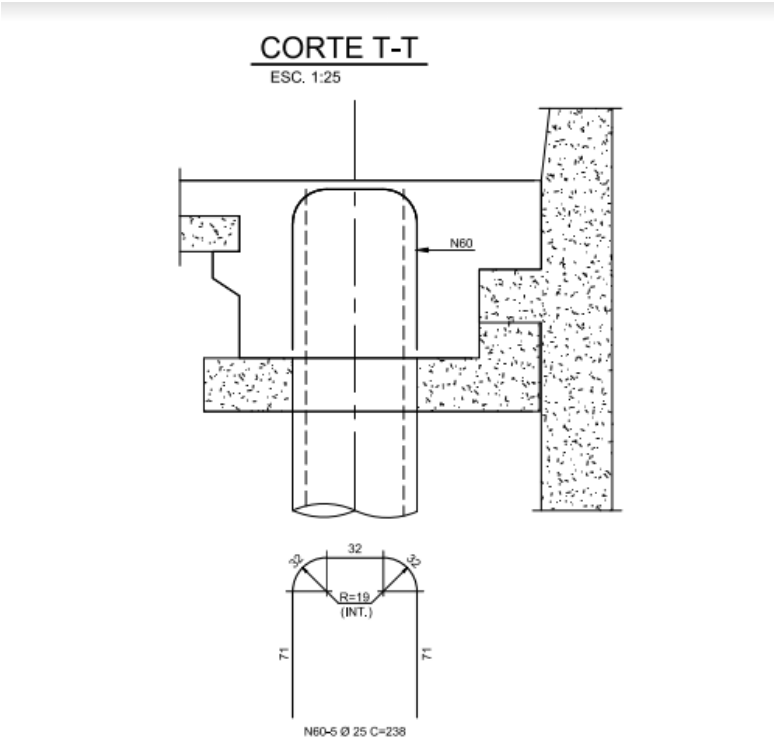


Figura 95: Armadura adicional na cabeça da estaca, proposto pelo projetista

9. DRENAGEM E PAVIMENTAÇÃO

9.1 Drenagem

Caracterização do local

O Terminal de passageiros de Vicente de Carvalho está localizado na região do Guarujá e é controlado pela DERSA (como já citado). Para tanto, deve-se respeitar algumas indicações dadas pela DERSA e também por questões ambientais.

Como a figura 96 abaixo mostra, no local destinado ao estaleiro das embarcações (parte superior da imagem), não é permitido realizar o "descarte" resultante do sistema de drenagem.

Além disso, no outro lado do terminal (parte inferior da imagem), como o controle não é da DERSA, também não é possível realizar o descarte. Deste modo, o "descarte" será realizado no mar, junto ao cais.

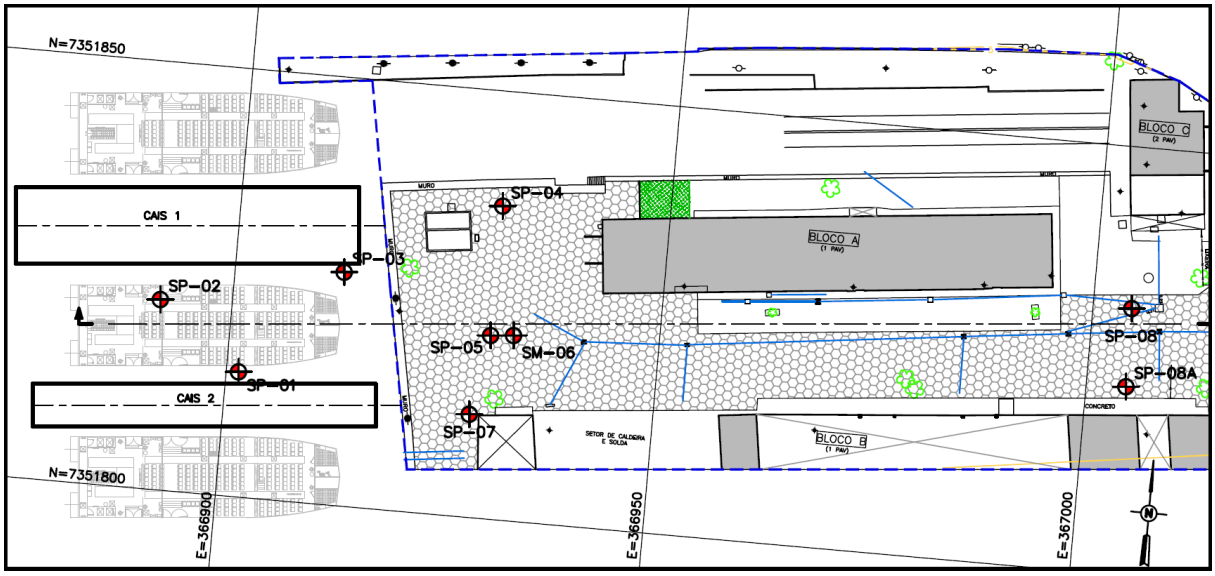


Figura 96: Terminal Vicente de Carvalho

Para tanto, o método proposto é a implementação de duas canaletas responsáveis por conduzirem a água e demais efluentes líquidos até as caixas de retenção que serão dimensionadas e colocadas próximas aos cais 1 e 2.

Há de se atentar ao nível da caixa de retenção, para que ela não apresente uma situação, em maré máxima, de afogamento. A utilização de duas canaletas serve, também, para que se obtenham caixas de retenções de menores dimensões e, assim, evitar que as caixas de retenção fiquem afogadas.

Parâmetros

Para a implementação do sistema de drenagem, faz-se necessário adotar algumas premissas como o período de retorno das chuvas, além do tempo de concentração (em minutos), das mesmas.

Deste modo adota-se as seguintes premissas:

A) Equação de chuva

O estudo pluviométrico da região foi baseado no estudo realizado pelo DAEE (Departamento de Águas e Energia Elétrica), na cidade de Cubatão, localizada a alguns quilômetros do Terminal estudado.

A partir disto, tem-se a seguinte equação de chuvas:

$$i_{t.T} = 25{,}1025(t+20)^{-0{,}7522} + 6{,}4266(t+20)^{-0{,}7050}\left[-0{,}4722 - 0{,}9010.\,ln.\ln\left({}^{T}/_{T-1}\right)\right]$$

Equação 1: Equação das Chuvas

Onde:

T: Período de Retorno, em anos;

t: tempo de concentração, em minutos;

B) Período de Retorno

Para o sistema de drenagem estudado, adotou-se, conforme pedido da DERSA e pela segurança do empreendimento, um período de retorno de 50 anos.

C) Tempo de Concentração

Para determinar o tempo de concentração, utiliza-se a fórmula de Kirpich

$$tc = 57.\left(\frac{L^3}{\Delta_H}\right)^{0,385}$$

Equação 2: Fórmula de Kirpich

Onde:

Tc: tempo de concentração, em minutos;

L: comprimento do talvegue, em km;

ΔH: diferença entre o ponto mais alto e o ponto mais baixo do talvegue, em metros;

Metodologia

A determinação das vazões para o dimensionamento e verificação das obras hidráulicas que compõem o sistema de drenagem seguiu as diretrizes básicas de estudos e projetos definidas pelo DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte), o qual leva em

conta, para cada método de cálculo, limites em função do valor das áreas a serem drenadas, como apresentados a seguir.

MÉTODO	ÁREA DE DRENAGEM (km²)
Racional	inferior ou igual a 4,00
Racional Corrigido	entre 4,00 e 10,00
Hidrograma Unitário do *U.S. Conservation Service*	superior a 10,00
Estatístico	superior a 400,00

Tabela 20: Escolha do Método

Desta maneira, para dimensionar o sistema de drenagem do Terminal de Vicente de Carvalho, o método utilizado é o Racional, recomendado pelo DNIT. Deste modo, calcula-se a vazão da seguinte maneira:

$$Q = \frac{c.i.A}{6}$$

Equação 3: Cálculo da Vazão

Onde:

Q: Vazão (m^3/s);

C: Coeficiente de escoamento superficial (adimensional);

A: Área de drenagem (ha);

i: intensidade pluviométrica (mm/min);

Conforme o Método Racional, para o cálculo da vazão (Q), além da intensidade, deve-se determinar o coeficiente de escoamento, segundo as informações abaixo, tem-se:

- c=0,70 para áreas de pavimento blocos inter travados;

- c=0,90 para áreas de pavimento comum;
- c=0,20 para áreas de vegetação.

Para o pavimento de blocos intertravados, adotado na retroárea, utiliza-se o coeficiente de escoamento (c) de 0,7.

Resultados

A partir das equações apresentadas, pode-se calcular os parâmetros necessários para o dimensionamento do sistema de drenagem do Terminal de Manutenção em Vicente de Carvalho.

Através da Equação de Kirpich, com as seguintes premissas:

- Comprimento do talvegue (L): 100,5m
- ΔH: 0,5m

Obtém-se um tempo de concentração de 5,22 minutos. Porém, de maneira conservadora e devido a possíveis acúmulos de água não resultantes das chuvas, o tempo de concentração será adotado como 6,5 minutos.

Considerando um Período de Retorno (T) de 50 anos e um tempo de concentração (t) de 6,5 minutos, tem-se a intensidade pluviométrica (i):

i = 4,08 mm/min

O terreno possui uma área, aproximada, de 5.390,99 m^2. Desta maneira, tem-se 2.695,5 m^2 para cada canaleta.

A partir da área, da intensidade pluviométrica e do coeficiente de escoamento, calcula-se a vazão (Q). Através da equação 3, utilizando o método Racional, obtém-se uma vazão de 0,13 m^3/s.

Dimensionamento das Canaletas e Caixas de Retenção

A partir da vazão, da intensidade pluviométrica, do coeficiente de escoamento e da área de drenagem, é possível calcular as dimensões das caixas de retenção de maneira a atender as premissas de não as deixar afogadas devido às marés altas e de tratar a água antes de descartá-la ao mar.

Como parâmetro, estabelece-se uma declividade para as canaletas de 0,25%. Com isso, dada a topografia da região, a parte mais afastada (em relação ao cais), possui cota +3,1m.

Sendo assim, deve-se criar a caixa de retenção, próxima ao cais, para o descarte, na cota de +2,85m, para que haja a declividade de 0,25% desejada, no trajeto de 100,5 m.

Desta forma, com a maré máxima na cota de +1,9m, tem-se como altura máxima da caixa de retenção a diferença entre a cota mínima da canaleta (+2,85) e a cota da maré máxima (+1,9m), resultando em 0,95m.

Utilizando a Equação de Chezy, tem-se:

$$Q = \frac{S}{n} . Rh^{2/3} . d^{1/2}$$

Equação 4: Equação de Chezy

Sendo:

Q: Vazão por canaleta em m^3/s;

n: Coeficiente de Manning (adimensional);

S: Área molhada da canaleta em m^2;

Rh: Raio Hidráulico em m;

d: declividade em m/m;

Com isso, tem-se a vazão (Q) de 0,13 m^3/s por canaleta e a declividade de 0,25%. Além disso, adota-se o coeficiente de Manning como 0,013. Basta, assim, calcular as dimensões geométricas da canaleta.

Para isso, tem-se a seguinte configuração da seção da canaleta:

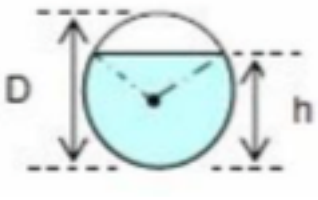


Figura 97: Formato da Seção da Canaleta

Desta maneira, pode-se calcular a área molhada (S), o perímetro molhado (P) e o Raio Hidráulico (Rh) da canaleta como:

S (m2)	P(m)	Rh(m)
$\frac{1}{8}.(\theta - \text{sen}\,\theta).D^2$	$\frac{\theta.D}{2}$	$\frac{1}{4}\left(1 - \frac{\text{sen}\,\theta}{\theta}\right).D$

Figura 98: Dados Geométricos - Canaleta

A partir desses dados e utilizado θ em radianos, pode-se iterar o resultado até os seguintes dados:

Q (m3/s)	0,13
n	0,013
d	0,25%
D (m)	0,50
h (m)	0,30
S (m2)	0,12
P (m)	0,89
Rh (m)	0,14

Tabela 211: Resultados dimensões - canaleta

Caixas de Retenção

Com os resultados das caneletas já calculados, basta, dimensionar as caixas de retenção. Para isso, é importante lembrar que ela não pode trabalhar afogada, isto é, deve sempre obedecer a cota de maré máxima, para que consiga desempenhar sua função primordial de impedir a contaminação do meio ambiente com os óleos e sedimentos trazidos pelas águas pluviais drenadas.

O funcionamento da caixa de retenção envolve os resíduos sólidos que são retidos na parte inferior da caixa pela sua densidade e também da retenção de possíveis óleos que devem permanecer acima da água (também pela sua densidade). Com isso, deve-se realizar a retirada manual do óleo retido para garantir que ele não seja descartado no meio ambiente.

Abaixo, tem-se um esquema ilustrativo do funcionamento da caixa de retenção.

Figura 99: Esquema Caixa de Retenção

Desta maneira, deve-se dimensionar uma caixa de retenção com, no máximo, 0,95m de altura, para que respeite as condições de cota de maré máxima e também à declividade de 0,25% que gera uma cota mínima para a canaleta.

Para dimensionar o volume da caixa de retenção, parte-se da premissa que os volumes das caixas de retenção necessitam ser maiores ou iguais à metade da vazão de entrada, durante o tempo de concentração. Deste modo, tem-se:

$$Vcaixa = \frac{tc * Q}{2}$$

Onde, tc é o tempo de concentração em segundos e Q a vazão em m^3/s.

Com um tempo de concentração de 6,5 minutos e vazão de 0,13 m^3/s, tem-se um volume da caixa de retenção de 25,01 m^3. Com a altura travada em 0,95 m, pode-se estimar a largura e o comprimento. Assim, estima-se o comprimento em 5,85 metros com uma largura de 4,5 metros para cada caixa de retenção.

9.2 Pavimentação

Estudo da pavimentação da retroárea

No presente estudo foi calculado, para retroárea do porto em questão, um pavimento inter travado de concreto pelo método da Portland Cement Association (PCA) de 1984. 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.

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-espaço 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 inter travados 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.

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 de concreto, tendo, ao mesmo tempo, a flexibilidade associada aos pavimentos asfálticos. São pequenas em espessura 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 inter travadas, as peças formam uma superfície homogênea, resistente e contínua capaz de distribuição de cargas.

Algumas das qualidades importantes do pavimento inter travado 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;
- Controle de qualidade dos materiais empregados (principalmente peças de 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.

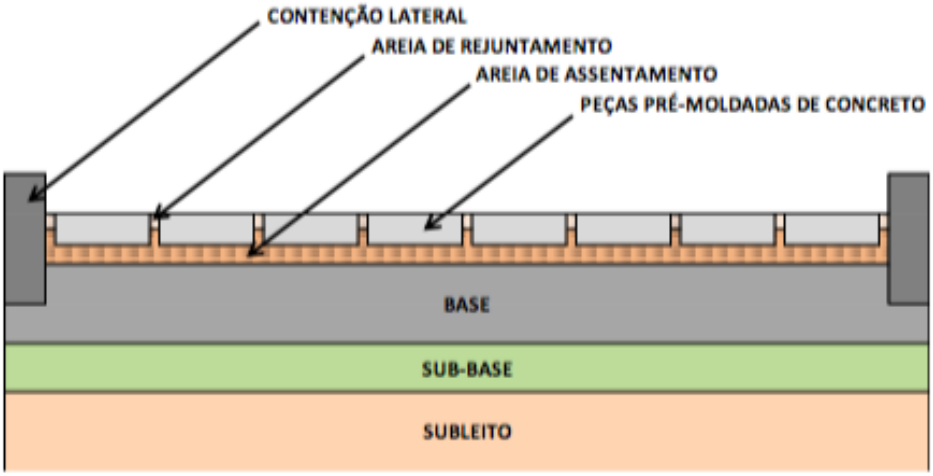


Figura 100: Estrutura típica de um pavimento de Peças pré-moldadas de concreto

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.

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 inter travado 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 inter travado, 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.

Método 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 inter travamento 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 (HBG) correspondente à camada de base assentada sobre o subleito.

O Índice de Suporte Califórnia(ou California Bearing Ratio - CBR) mede a capacidade de suporte de um solo compactado, e consiste em métodos de ensaios empíricos para determinar a expansão do solo. É determinada uma relação entre a pressão necessária para produzir uma penetração de um pistão num corpo de prova do solo em estudo, e a pressão necessária para produzir a mesma penetração numa mistura padrão de brita estabilizada granulometricamente. A relação é expressa em porcentagem.

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	20
(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	Mín. 15			
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			

Figura 101: Espessura necessária de base puramente granular (HBG)

Como não há ensaio de ISC do solo 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.

O volume médio diário anual de veículos pesados no local será considerado como 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.

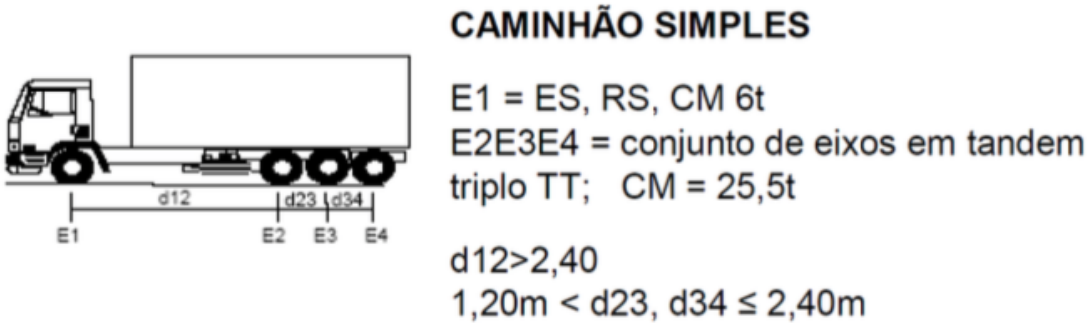


Figura 102: Configuração caminhão 4C - Manual de Estudos de Tráfego do DNIT (2006)

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. 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. Considerou-se um período de projeto de 15 anos.

O número "N" é calculado pela seguinte expressão:

$$N = 365\ x\ P\ x\ VDM\ x\ F_V\ x\ F_R$$

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:

$$F_V = F_E\ x\ F_C$$

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 103: Fatores de equivalência de carga USACE

Como no Brasil não se dispõe de elementos experimentais para determinação da variação de umidade, de acordo com as recomendações do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER) deve-se adotar Fr = 1,0.

A seguir é apresentada a memória de cálculo do número N de projeto.

Ano de projeto	VMD	N Ano	Acumulado
1	10	34958,68793	34958,68793
2	10	34958,68793	69917,37586
3	10	34958,68793	104876,0638
4	10	34958,68793	139834,7517
5	10	34958,68793	174793,4397
6	10	34958,68793	209752,1276
7	10	34958,68793	244710,8155
8	10	34958,68793	279669,5034
9	10	34958,68793	314628,1914
10	10	34958,68793	349586,8793
11	10	34958,68793	384545,5672
12	10	34958,68793	419504,2552
13	10	34958,68793	454462,9431
14	10	34958,68793	489421,631
15	10	34958,68793	524380,319
		N=	5,24E+05

Tabela 22: Cálculo do número equivalente "N"

Por fim, entrando-se na tabela de dimensionamento com ISC de 5% e número N de 5,24x105 encontra-se uma espessura de material puramente granular de aproximadamente HBG = 34 cm. Analogamente, entrando-se na tabela de dimensionamento com ISC de 10% e número N de 5,24x105 encontra-se uma espessura mínima de material puramente granular de HBG = 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:

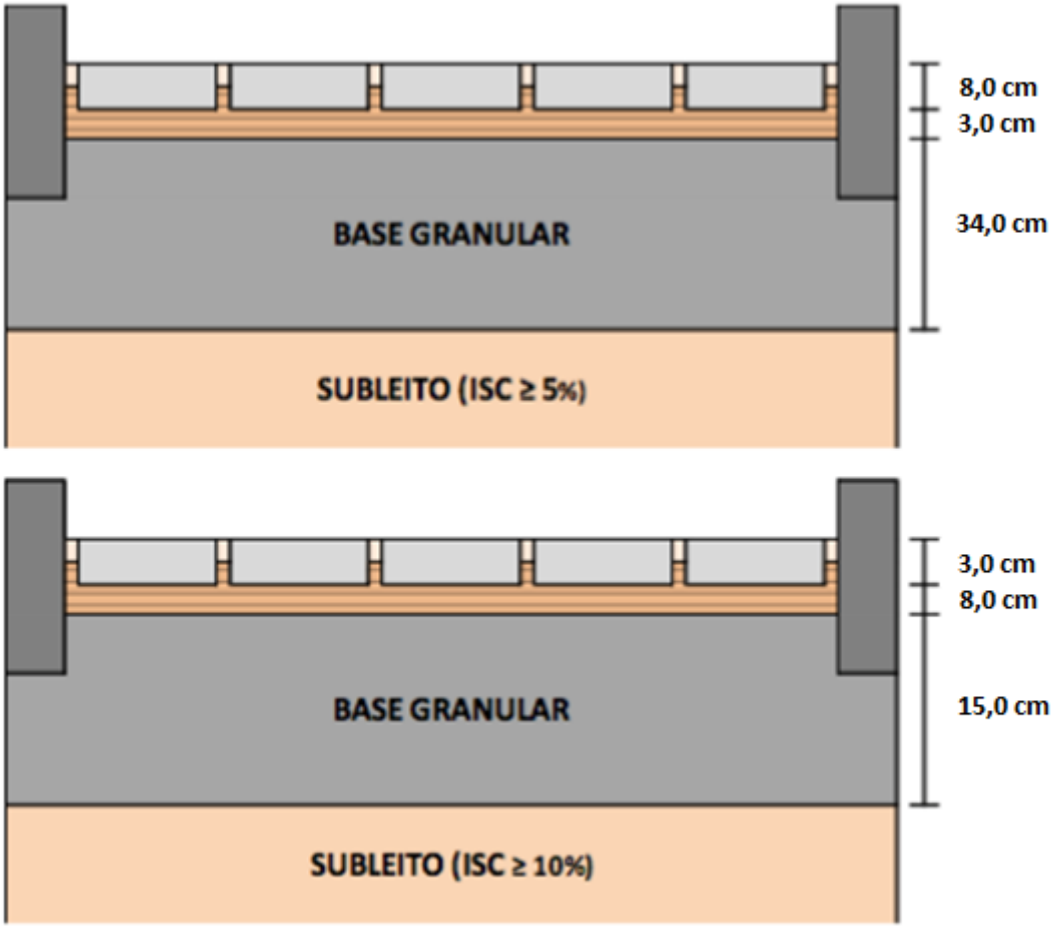


Figura 104: Estruturas finais dos dimensionamentos PCA/84 especificações técnicas

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:

- 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.

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 mecanísticas 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.

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 105: Viga Benkelman

É constituída de um conjunto de sustentação em que se articula uma alavanca interfixa, formando dois braços cujos comprimentos obedecem às 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).

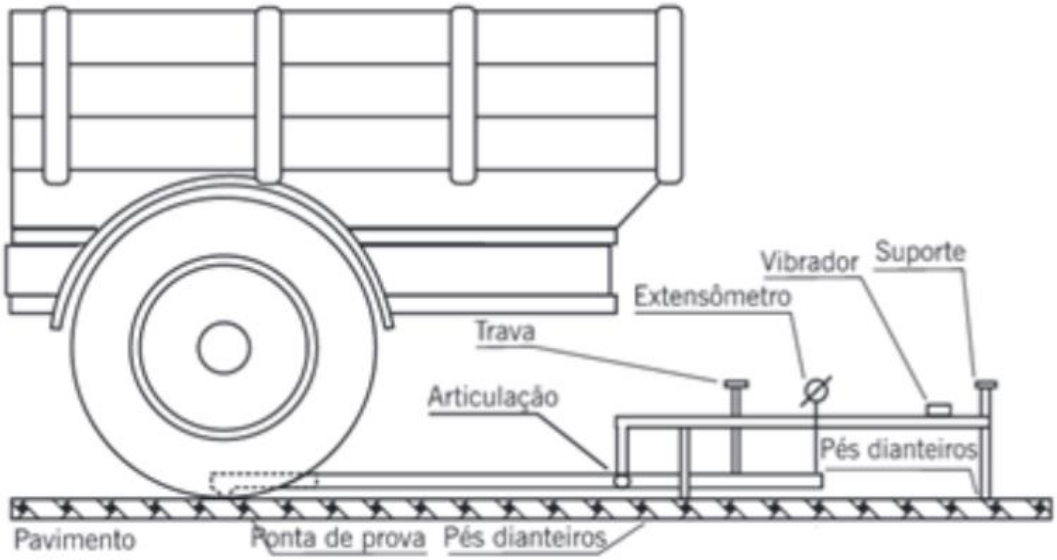


Figura 106: Viga Benkelman - DNER-ME 024/94

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 Li;
- 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 Lf.

Calcula-se a deflexão D0 pela expressão a seguir:

$$D_0 = (L_i - L_f)\ x\ K$$

Onde K é a constante da viga dada pela relação entre o braço maior e o braço menor, articulados.

Na figura a seguir é possível se verificar uma medida de deflexão com emprego de Viga Benkelman em campo.

Figura 107: Ensaio viga Benkelman em campo

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.

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 108: FWD

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 109: Visão geral LWD

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.

10. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ROM 2.0-11: Recomendaciones para el Proyecto y Ejecución en Obras de Atraque y Amarre,- Espanha, 2012- p. 192-196

TRELLEBORG AB. Marine Fender Systems catalogue: Sweden [2013]. Catálogo. 52, 53, 54, 57p.

MEMÓRIA DE CALCULO DE FUNDAÇÕES (MC-47.20.112-C09-002 – EGT Engenharia)

MASSAD, F., "Propriedades dos Sedimentos Marinhos" – Solos do Litoral de São Paulo –ABMS, 1994 p. 99-128;

MASSAD, F., "Solos Marinhos da Baixada Santista: características e propriedades geotécnicas", Editora Oficina dos Textos, 2009;

VELLOSO, D. A. & LOPES, F. R. " Fundações" – Volume 2, COPPE/UFRJ - 2002;

FUSCO, Péribles Brasiliense, "Técnicas de armar as estruturas de concreto"- Editora Pini Ltda – 1994

LEONHERDT, Fritz, " construções de concreto" – Volume 6 Editora Interciência LTDA 1979

AMARAL, Nilo Andrade, "Construções de concreto I" –Volume 1 DLP 1971

AMARAL, Nilo Andrade, "Construções de concreto I" –Volume 2 DLP 1971

ABNT –NBR 6118-2014 – Projeto de estrutura de concreto - Procedimentos– Rio de Janeiro, ABNT.

ABNT –NBR 8681-1984 – Ações e segurança nas estruturas - Procedimentos– Rio de Janeiro, ABNT.

ABNT –NBR 7188-2013 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas – Rio de Janeiro, ABNT.

ABNT –NBR 6122-1994 – Projeto e execução de fundações– Rio de Janeiro, ABNT.

CARDOSO, A. V, FERNADES, T. V, ISHIHATA, C. Y , RAUL, C. M. , Projeto de terminal portuário para graneis sólidos: Terminal portuário Fronteira Norte, Barcarena/PA – Escola Politécnica da USP

MORALEZ, R. S, SALOMONI, Y. A, SIMOES, A. R. (2015) – Estudo da Concepção de Obras Portuárias para Terminais de Contêineres – Escola Politécnica da USP

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.

KATAOKA, L. T. Análise de Deformabilidade por Fluência e Retração e sua Utilização na Monitoração de Pilares de Concreto. 2010. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais. São Paulo, 3a Edição. Ed. Ibracon, 2008.

CRUZ, L. O. M. Pavimento Intertravado de Concreto: Estudo dos Elementos e Métodos de Dimensionamento. 2003. Dissertaçã (Mestrado) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION. *Thickness design for concrete highway and street pavements*. Canadian edition. Skokie, 1984.

11. ANEXOS

11.1 Anexo 1: Cálculos de carga de acordo com Sondagem 1

SP 01										
Solo	Z(m)	SPT	k(kPa)	α(%)	Rlateral (kPa)	Rponta (kPa)	Qlat, ruptura (kN)	Qponta, ruptura (kN)	Qrup (kN)	Qadm (kN)
Areia argilosa	1	0	600	3%	0	0	0	0	0	0
Areia argilosa	2	1	600	3%	5	343	11	15	26	13
Areia argilosa	3	1	600	3%	5	343	23	15	37	19
Areia argilosa	4	1	600	3%	5	343	34	15	49	24
Areia argilosa	5	1	600	3%	5	343	45	15	60	30
Areia argilosa	6	1	600	3%	5	343	57	15	71	36
Areia argilosa	7	1	600	3%	5	343	68	15	83	41
Areia argilosa	8	1	600	3%	5	343	79	15	94	47
Areia argilosa	9	1	600	3%	5	343	90	15	105	53
Areia argilosa	10	1	600	3%	5	343	102	15	116	58
Areia argilosa	11	2	600	3%	10	686	124	29	154	77
Areia argilosa	12	2	600	3%	10	686	147	29	176	88
Areia argilosa	13	1	600	3%	5	343	158	15	173	86
Areia argilosa	14	3	600	3%	15	1029	192	44	236	118
Areia argilosa	15	4	600	3%	21	1371	238	59	296	148
Areia argilosa	16	4	600	3%	21	1371	283	59	341	171
Argila silto-arenosa	17	4	330	3%	11	754	308	32	340	170
Argila silto-arenosa	18	4	330	3%	11	754	333	32	365	182
Argila silto-arenosa	19	3	330	3%	8	566	351	24	375	188
Argila silto-arenosa	20	4	330	3%	11	754	376	32	408	204
Argila silto-arenosa	21	4	330	3%	11	754	401	32	433	217
Argila silto-arenosa	22	5	330	3%	14	943	432	40	472	236

Areia	23	50	1000	1,4%	200	28571	872	2441	3313	1657

11.2 Anexo 2: Cálculos de carga de acordo com Sondagem 2

SP 02										
Solo	Z(m)	SPT	k(kPa)	α(%)	Rlateral (kPa)	Rponta (kPa)	Qlat, ruptura (kN)	Qponta, ruptura (kN)	Qrup (kN)	Qadm (kN)
Argila arenosa	1	1	350	2,4%	2	200	5	9	14	7
Argila arenosa	2	1	350	2,4%	2	200	11	9	19	10
Argila arenosa	3	1	350	2,4%	2	200	16	9	24	12
Argila arenosa	4	1	350	2,4%	2	200	21	9	30	15
Argila arenosa	5	1	350	2,4%	2	200	26	9	35	17
Argila arenosa	6	1	350	2,4%	2	200	32	9	40	20
Argila arenosa	7	1	350	2,4%	2	200	37	9	45	23
Argila arenosa	8	1	350	2,4%	2	200	42	9	51	25
Argila arenosa	9	2	350	2,4%	5	400	53	17	70	35
Areia argilo-siltosa	10	2	500	2,8%	8	571	70	24	95	47
Areia argilo-siltosa	11	2	500	2,8%	8	571	88	24	112	56
Areia argilo-siltosa	12	2	500	2,8%	8	571	106	24	130	65
Areia pouco argilosa	13	3	600	3,0%	15	1029	139	44	183	92
Areia pouco argilosa	14	4	600	3,0%	21	1371	185	59	243	122
Areia pouco argilosa	15	4	600	3,0%	21	1371	230	59	289	144
Areia pouco argilosa	16	4	600	3,0%	21	1371	275	59	334	167
Areia pouco argilosa	17	5	600	3,0%	26	1714	332	73	405	202
Areia pouco argilosa	18	2	600	3,0%	10	686	354	29	384	192

Areia pouco argilosa	19	2	600	3,0%	10	686	377	29	406	203
Areia pouco argilosa	20	3	600	3,0%	15	1029	411	44	455	227
Areia	21	50	1000	1,4%	200	28571	851	2441	3292	1646

11.3 Anexo 3: Cálculos de carga de acordo com Sondagem 3

SP 03										
Solo	Z(m)	SPT	k	α	Rlateral (kPa)	Rponta (kPa)	Qlat, ruptura (kN)	Qponta, ruptura (kN)	Qrup (kN)	Qadm (kN)
Argila arenosa	1	0	350	2,4%	4,80	0	11	0	11	5
Argila arenosa	2	1	350	2,4%	4,80	200	21	9	30	15
Argila arenosa	3	2	350	2,4%	4,80	400	32	17	49	24
Argila arenosa	4	2	350	2,4%	4,80	400	42	17	59	30
Argila arenosa	5	2	350	2,4%	4,80	400	53	17	70	35
Argila arenosa	6	2	350	2,4%	4,80	400	63	17	80	40
Argila arenosa	7	2	350	2,4%	4,80	400	74	17	91	45
Argila arenosa	8	2	350	2,4%	4,80	400	84	17	102	51
Areia argilosa	9	2	600	3,0%	10,29	686	107	29	136	68
Areia argilosa	10	2	600	3,0%	10,29	686	130	29	159	79
Areia argilosa	11	2	600	3,0%	10,29	686	152	29	182	91
Areia argilosa	12	2	600	3,0%	10,29	686	175	29	204	102
Argila arenosa	13	2	350	2,4%	7,20	400	191	17	208	104
Argila arenosa	14	2	350	2,4%	7,20	400	207	17	224	112
Argila arenosa	15	3	350	2,4%	7,20	600	222	26	248	124
Argila arenosa	16	3	350	2,4%	7,20	600	238	26	264	132
Argila arenosa	17	4	350	2,4%	7,20	800	254	34	288	144
Areia argilosa	18	11	600	3,0%	43,71	3771	350	161	511	256
Areia argilosa	19	4	600	3,0%	43,71	1371	446	59	505	252
Areia argilosa	20	5	600	3,0%	43,71	1714	542	73	616	308
Areia argilosa	21	14	600	3,0%	43,71	4800	639	205	844	422

Areia	22	50	1000	1,4%	200,00	28571	1078	2441	3520	1760

11.4 Anexo 4: Sondagem 3 (Parte 1)

PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM A PERCUSSÃO (SPT)

Ensaio realizado conforme a NBR 6484/01 - Sondagens de simples reconhecimento com SPT.

Cliente: EGT Engenharia Ltda
Obra: Projeto de Atracadouros no estaleiro de Vicente de Carvalho
Local: Vicente de Carvalho - Guarujá
Data: Início: 11/03/16
Fim: 12/03/16

Furo: SP-03
Cota(m): 0,000
Coordenadas: N= 7351827,2784
E= 366912,7014
Folha: 1 / 2

N-SPT	Numero de Golpes			Prof. Camada (m)	Inter. Geol.	Descrição do Material	Compacidade Consistência	N.A. (m)
				0,00	-	LAMINA D'ÁGUA		0,00
2/46			1/50	6,05	SM	ARGILA ARENOSA, CINZA ESVERDEADA ESCURA	MTO. MOLE	
2/46		1/30	1/16				MTO. MOLE	
2/31	1/20	1/18	1/13				MTO. MOLE	
2/29	1/20	1/15	1/14				MTO. MOLE	
2/29	1/19	1/16	1/13				MTO. MOLE	
2/29	1/20	1/18	1/11				MTO. MOLE	
2/29	1/21	1/15	1/14				MTO. MOLE	
2/30	1/18	1/16	1/14				MTO. MOLE	
2/28	1/19	1/15	1/13	14,90	SM	AREIA (FINA), POUCO ARGILOSA, CINZA ESVERDEADA ESCURA	FOFA	
2/32	1/18	1/17	1/15				FOFA	
2	1/17	1/15	1/15				FOFA	
2/31	1/17	1/16	1/15				FOFA	
2/31	1/18	1/16	1/15	18,90	SM	ARGILA, POUCO ARENOSA, CINZA ESVERDEADA ESCURA	MTO. MOLE	

LEGENDA DAS ABREVIAÇÕES PRESENTES NA COLUNA DE INTERPRETAÇÃO GEOLÓGICA:
SO=Solo Orgânico; SM=Sedimentos Marinhos; AT = Aterro; AL=Sedimentos Aluvionares; ST= Sedimentos Terceários; SR=Solo Residual de Rocha; SAR=Solo de Alteração de Rocha; SP=Saprolito; RC= Rocha.

Leitura	Data	Hora	N.A. (m)
1		-	0,00
2			
3			
4			

Método	Início (m)	Término (m)
T.Cavadeira:		
T.Espiral:		
Lavagem:	6,00	28,50

Lavagem por tempo - 30 mim
Prof. Início (m): 28,49
Estágio 1 (m): 28,50
Estágio 2 (m): 28,50
Estágio 3 (m): 28,50

Observação:

São Paulo, 31 março, 2016
Contrato nº: 798-15
Revisão: R2

Sondador: Rafael Lopes Guedes
Verificação: Rosane Araujo

Resp. Técnico:
Engº Maurício Malanconi
CREA: 5063078630

Suporte
SONDAGENS E INVESTIGAÇÕES
WWW.SUPORTESOLOS.COM.BR

NOTA: Os resultados apresentados no presente documento referem-se exclusivamente à amostra ensaiada. A reprodução deste documento somente poderá ser feita na íntegra, após aprovação prévia e por escrito da empresa.

SUPORTE - SONDAGENS E INVESTIGAÇÕES
Rua Ibiquara, 386 - Lapa - São Paulo/SP - Tel: (11) 2373-5828 | (11) 3803-8578
http://www.suportesolos.com.br
contato@suportesolos.com.br

11.5 Anexo 5: Sondagem 3(Parte 2)

PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM A PERCUSSÃO (SPT)

Ensaio realizado conforme a NBR 6484/01 - Sondagens de simples reconhecimento com SPT.

Cliente: EGT Engenharia Ltda
Obra: Projeto de Atracadouros no estaleiro de Vicente de Carvalho
Local: Vicente de Carvalho - Guarujá
Data: Início: 11/03/16
Fim: 12/03/16

Furo: SP-03
Cota(m): 0,000
Coordenadas: N= 7351827,2784
E= 366912,7014

Folha: 2 / 2

RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO (S.P.T.) 30cm FINAIS (0 10 20 30 40 50)

N-SPT	NUMERO DE GOLPES			
2/34	1/16	1/15	1/19	
3/32	1/15	1/15	2/17	
3	1/15	1/15	2/15	
4/31	1/15	2/16	2/15	
11	3/15	5/15	6/15	
4/33	1/15	2/18	2/15	
5	2/15	2/15	3/15	
14	4/15	6/15	8/15	
53/29		18/15	35/14	

ESCALA (m): 20, 25, 30, 35, 40

PROF. CAMADA (m)	PERFIL GEOLÓGICO	INTER. GEOL.	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	COMPACIDADE CONSISTÊNCIA	N.A. (m)
	20	SM	ARGILA, POUCO ARENOSA, CINZA ESVERDEADA ESCURA	MTO. MOLE	
	21			MOLE	
	22			MOLE	
	23			MOLE	
24,50	24			RIJA	
	25	SAR	AREIA (FINA), POUCO ARGILOSA, VARIEGADA (BRANCA,CINZA E VERDE), COM FELDSPATO E QUARTZO, (ROCHA MATRIZ: BIOTITA GNAISSE)	FOFA	
	26			PCO. COMP.	
	27			MED. COMP.	
28,50	28			MTO. COMP.	
			LIMITE DA SONDAGEM (IMPENETRÁVEL A LAVAGEM POR TEMPO)		

LEGENDA DAS ABREVIAÇÕES PRESENTES NA COLUNA DE INTERPRETAÇÃO GEOLÓGICA:
SO=Solo Orgânico; SM=Sedimentos Marinhos; AT = Aterro; AL=Sedimentos Aluvionares; ST= Sedimentos Terceários; SR=Solo Residual de Rocha; SAR=Solo de Alteração de Rocha; SP=Saprolito; RC= Rocha.

Leitura	Data	Hora	N. A. (m)
1		-	0,00
2			
3			
4			

Método	Início (m)	Término (m)
T.Cavadeira:		
T. Espiral:		
Lavagem:	6,00	28,50

Lavagem por tempo - 30 mim
Prof. Início (m): 28,49
Estágio 1 (m): 28,50
Estágio 2 (m): 28,50
Estágio 3 (m): 28,50

Observação:

São Paulo, 31 março, 2016
Contrato nº: 798-15
Revisão: R2

Sondador: Rafael Lopes Guedes
Verificação: Rosane Araujo

Resp. Técnico:
Engº Maurício Malanconi
CREA: 5063078630

Suporte SONDAGENS E INVESTIGAÇÕES
www.suportesolos.com.br

NOTA: Os resultados apresentados no presente documento referem-se exclusivamente à amostra ensaiada. A reprodução deste documento somente poderá ser feita na íntegra, após aprovação prévia e por escrito de empresa.

SUPORTE - SONDAGENS E INVESTIGAÇÕES
Rua Ibiquara, 386 - Lapa - São Paulo/SP - Tel: (11) 2373-5828 | (11) 3803-8578
http://www.suportesolos.com.br
contato@suportesolos.com.br

11.6 Anexo 6: Sondagem 4A (Parte 1)

PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM A PERCUSSÃO (SPT)

Ensaio realizado conforme a NBR 6484/01 - Sondagens de simples reconhecimento com SPT.

Cliente: EGT Engenharia Ltda
Obra: Projeto de Atracadouros no estaleiro de Vicente de Carvalho
Local: Vicente de Carvalho - Guarujá
Data: Início: 10/03/16
Fim: 10/03/16

Furo: SP-04
Cota(m): 3,120
Coordenadas: N= 7351836,5956
E= 366930,4256

Folha: 1 / 1

RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO (S.P.T.) 30cm FINAIS (0 10 20 30 40 50)	N-SPT	NUMERO DE GOLPES	ESCALA (m)	PROF. CAMADA (m)	PERFIL GEOLÓGICO	INTER. GEOL.	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	COMPACIDADE OU CONSISTÊNCIA	N.A. (m)
			0	0,00		AT	REVESTIMENTO INTERTRAVADO (HEXAGONAL)		
				0,10		AT	AREIA (FINA) ARGILO-SILTOSA, VARIEGADA (MARROM,VERDE E AMARELA) COM PEDREGULHOS (FINOS)		
				0,35			LIMITE DA SONDAGEM (IMPENETRÁVEL AO TRADO)		
			5						
			10						
			15						
			20						

LEGENDA DAS ABREVIAÇÕES PRESENTES NA COLUNA DE INTERPRETAÇÃO GEOLÓGICA:

SO=Solo Orgânico; SM=Sedimentos Marinhos; AT = Aterro; AL=Sedimentos Aluvionares; ST= Sedimentos Terceários; SR=Solo Residual de Rocha; SAR=Solo de Alteração de Rocha; SP=Saprolito; RC= Rocha.

Leitura	Data	Hora	N. A. (m)
1	10/03/16	10:30	SECO
2			
3			
4			

Método	Início (m)	Término (m)
T.Cavadeira:	0,00	0,35
T.Espiral:		
Lavagem:		

Lavagem por tempo - 30 mim
Prof. Início (m):
Estágio 1 (m):
Estágio 2 (m):
Estágio 3 (m):

Observação:

São Paulo, 8 abril, 2016
Contrato nº: 798-15
Revisão: R4

Sondador: Rafael Lopes Guedes
Verificação: Bruno Gramulha
Resp. Técnico: Engº Maurício Malanconi - CREA: 5063078630

Suporte SONDAGENS E INVESTIGAÇÕES

NOTA: Os resultados apresentados no presente documento referem-se exclusivamente à amostra ensaiada. A reprodução deste documento somente poderá ser feita na íntegra, após aprovação prévia e por escrito de empresa.

SUPORTE - SONDAGENS E INVESTIGAÇÕES
Rua Ibiquara, 386 - Lapa - São Paulo/SP - Tel: (11) 2373-5828 | (11) 3803-8578
http://www.suportesolos.com.br
contato@suportesolos.com.br

11.7 Anexo 7: Sondagem 4A (Parte 2)

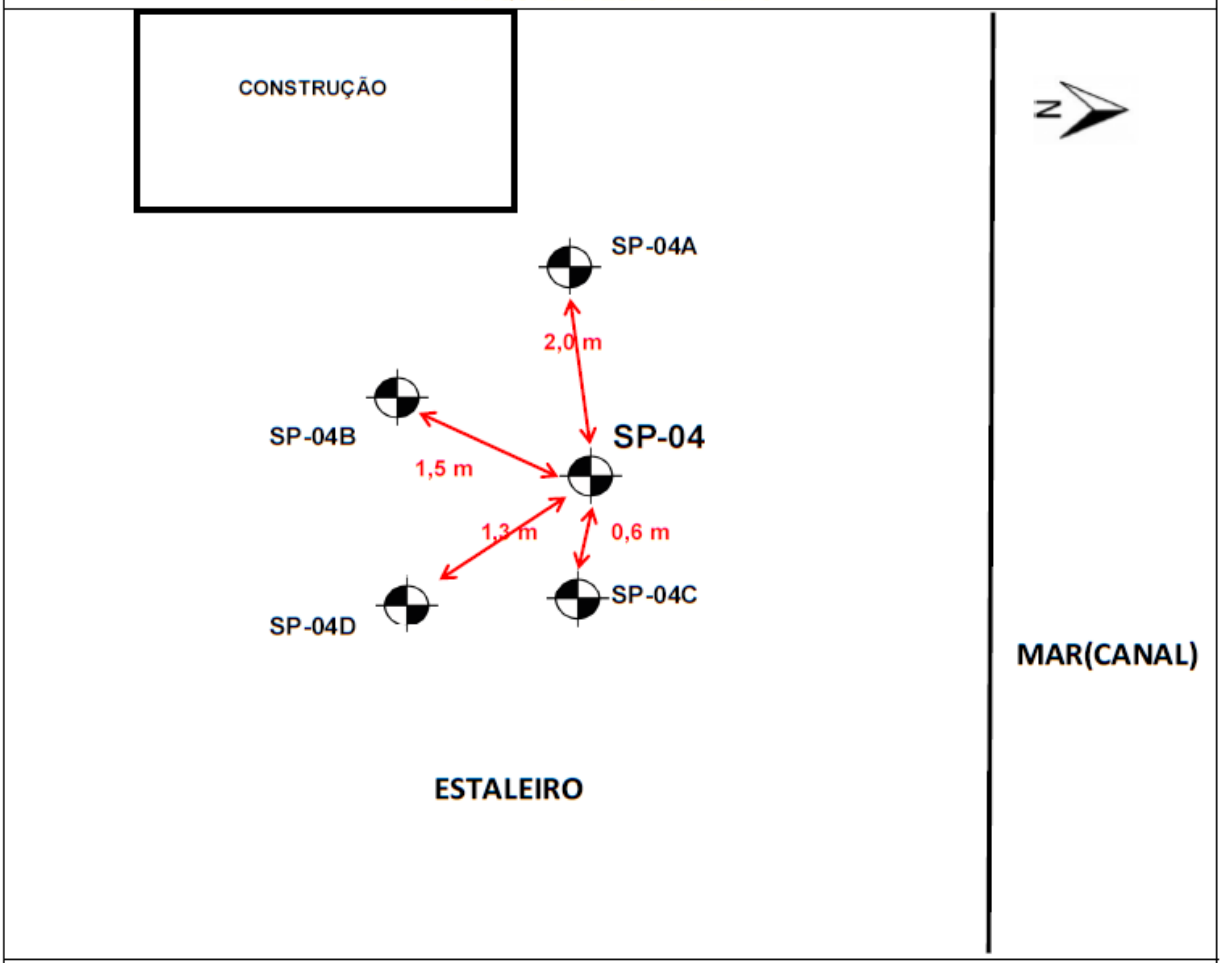
PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM A PERCUSSÃO (SPT)

Ensaio realizado conforme NBR 6484/01 - Sondagens de simples reconhecimento com SPT .

Cliente: EGT Engenharia Ltda
Obra: Projeto de Atracadouros no estaleiro de Vicente de Carvalho
Local: Vicente de Carvalho - Guarujá

Furo: SP-04
Folha: 1 / 1

CROQUI DE DESLOCAMENTO



COTAS E COORDENADAS DO DESLOCAMENTO

FURO		SP-04	SP-04A	SP-04B	SP-04C	SP-04D
COTA (m)		3,12	3,13	3,18	3,12	3,14
COORDENADAS	N=	7351836,5956	7351836,6300	7351834,6219	7351836,5909	7351835,6065
	E=	366930,4256	366928,4399	366929,4082	366931,4192	366932,3888

Observação: Os deslocamentos foram realizados pois o furo original atingiu o impenetrável antes da profundidade programada, a impossibilidade de prosseguir além dessa profundidade ocorreu possivelmente pela existência de matacão.

São Paulo, 8 abril, 2016
Contrato nº: 798-15
Revisão: R4

Sondador: Rafael Lopes Guedes
Verificação: Bruno Gramulha
Resp. Técnico: Engº Maurício Malanconi - CREA: 5063078630

Suporte SONDAGENS E INVESTIGAÇÕES

NOTA: O croqui de deslocamento referem-se exclusivamente à sondagem a percussão realizada. A reprodução deste documento somente poderá ser feita na íntegra, após aprovação prévia e por escrito da empresa.

11.8 Anexo 8: Sondagem 4B (Parte 1)

PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM A PERCUSSÃO (SPT)

Ensaio realizado conforme a NBR 6484/01 - Sondagens de simples reconhecimento com SPT.

Cliente: EGT Engenharia Ltda
Obra: Projeto de Atracadouros no estaleiro de Vicente de Carvalho
Local: Vicente de Carvalho - Guarujá
Data: Início: 10/03/16
Fim: 10/03/16

Furo: SP-04A
Cota(m): 3,130
Coordenadas: N= 7351836,6300
E= 366928,4399

Folha: 1 / 1

RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO (S.P.T.) 30cm FINAIS (0 10 20 30 40 50)	N-SPT	NUMERO DE GOLPES	ESCALA (m)	PROF. CAMADA (m)	PERFIL GEOLÓGICO	INTER. GEOL.	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	COMPACIDADE OU CONSISTÊNCIA	N.A. (m)
			0	0,00		AT	REVESTIMENTO INTERTRAVADO (HEXAGONAL)		
				0,10		AT	AREIA (FINA) ARGILOSA, POUCO SILTOSA, VERDE ESCURA E PRETA, COM FRAGMENTOS VEGETAIS		
				0,41			LIMITE DA SONDAGEM (IMPENETRÁVEL AO TRADO)		
			5						
			10						
			15						
			20						

LEGENDA DAS ABREVIAÇÕES PRESENTES NA COLUNA DE INTERPRETAÇÃO GEOLÓGICA:
SO=Solo Orgânico; SM=Sedimentos Marinhos; AT = Aterro; AL=Sedimentos Aluvionares; ST= Sedimentos Terceários; SR=Solo Residual de Rocha; SAR=Solo de Alteração de Rocha; SP=Saprolito; RC= Rocha.

Leitura	Data	Hora	N.A. (m)
1	10/03/16	11:15	SECO
2			
3			
4			

Método	Início (m)	Término (m)
T.Cavadeira:	0,00	0,41
T.Espiral:		
Lavagem:		

Lavagem por tempo - 30 mim
Prof. Início (m):
Estágio 1 (m):
Estágio 2 (m):
Estágio 3 (m):

Observação:

São Paulo, 8 abril, 2016
Contrato nº: 798-15
Revisão: R4

Sondador: Rafael Lopes Guedes
Verificação: Bruno Gramulha
Resp. Técnico: Engº Maurício Malanconi - CREA: 5063078630

Suporte SONDAGENS E INVESTIGAÇÕES

NOTA: Os resultados apresentados no presente documento referem-se exclusivamente à amostra ensaiada. A reprodução deste documento somente poderá ser feita na íntegra, após aprovação prévia e por escrito da empresa.

SUPORTE - SONDAGENS E INVESTIGAÇÕES
Rua Ibiquara, 386 - Lapa - São Paulo/SP - Tel: (11) 2373-5828 | (11) 3803-8578
http://www.suportesolos.com.br
contato@suportesolos.com.br

11.9 Anexo 9: Sondagem 4B (Parte 2)

PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM A PERCUSSÃO (SPT)

Ensaio realizado conforme a NBR 6484/01 - Sondagens de simples reconhecimento com SPT.

Cliente: EGT Engenharia Ltda
Obra: Projeto de Atracadouros no estaleiro de Vicente de Carvalho
Local: Vicente de Carvalho - Guarujá
Data: Início: 10/03/16
Fim: 10/03/16

Furo: SP-04B
Cota(m): 3,180
Coordenadas: N= 7351834,6219
E= 366929,4082

Folha: 1 / 1

RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO (S.P.T.) 30cm FINAIS	N-SPT	NUMERO DE GOLPES	ESCALA (m)	PROF. CAMADA (m)	PERFIL GEOLÓGICO	INTER. GEOL.	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	COMPACIDADE OU CONSISTÊNCIA	N.A. (m)
0 10 20 30 40 50			0	0,00		AT	REVESTIMENTO INTERTRAVADO (HEXAGONAL)		
				0,19		AT	AREIA (FINA), POUCO ARGILO-SILTOSA, VERDE ESCURA E AMARELA COM PEDREGULHOS (FINOS)		
				0,44			LIMITE DA SONDAGEM (IMPENETRÁVEL AO TRADO)		
			5						
			10						
			15						
			20						

LEGENDA DAS ABREVIAÇÕES PRESENTES NA COLUNA DE INTERPRETAÇÃO GEOLÓGICA:

SO=Solo Orgânico; SM=Sedimentos Marinhos; AT = Aterro; AL=Sedimentos Aluvionares; ST= Sedimentos Terceários; SR=Solo Residual de Rocha; SAR=Solo de Alteração de Rocha; SP=Saprolito; RC= Rocha.

Leitura	Data	Hora	N.A. (m)
1	10/03/16	11:40	SECO
2			
3			
4			

Método	Início (m)	Término (m)
T.Cavadeira:	0,00	0,44
T.Espiral:		
Lavagem:		

Lavagem por tempo - 30 mim
Prof. Início (m):
Estágio 1 (m):
Estágio 2 (m):
Estágio 3 (m):

Observação:

São Paulo, 8 abril, 2016
Contrato nº: 798-15
Revisão: R4

Sondador: Rafael Lopes Guedes
Verificação: Bruno Gramulha
Resp. Técnico: Engº Maurício Malanconi - CREA: 5063078630

Suporte SONDAGENS E INVESTIGAÇÕES

NOTA: Os resultados apresentados no presente documento referem-se exclusivamente à amostra ensaiada. A reprodução deste documento somente poderá ser feita na íntegra, após aprovação prévia e por escrito da empresa.

SUPORTE - SONDAGENS E INVESTIGAÇÕES
Rua Ibiguara, 386 - Lapa - São Paulo/SP - Tel: (11) 2373-5828 | (11) 3803-8578
http://www.suportesolos.com.br
contato@suportesolos.com.br

11.10 Anexo 10: Sondagem 4C (Parte 1)

PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM A PERCUSSÃO (SPT)

Ensaio realizado conforme a NBR 6484/01 - Sondagens de simples reconhecimento com SPT.

Cliente: EGT Engenharia Ltda
Obra: Projeto de Atracadouros no estaleiro de Vicente de Carvalho
Local: Vicente de Carvalho - Guarujá
Data: Início: 10/03/16
Fim: 10/03/16

Furo: SP-04C
Cota(m): 3,120
Coordenadas: N= 7351836,5909
E= 366931,4192

Folha: 1 / 1

RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO (S.P.T.) 30cm FINAIS (0 10 20 30 40 50)	N-SPT	NUMERO DE GOLPES	ESCALA (m)	PROF. CAMADA (m)	PERFIL GEOLÓGICO	INTER. GEOL.	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	COMPACIDADE OU CONSISTÊNCIA	N.A. (m)
			0	0,00		AT	REVESTIMENTO INTERTRAVADO (HEXAGONAL)		
				0,10		AT	AREIA (FINA) ARGILO-SILTOSA, VERDE ESCURA E AMARELA COM PEDREGULHOS (FINOS)		
				0,50			LIMITE DA SONDAGEM (IMPENETRÁVEL AO TRADO)		
			5						
			10						
			15						
			20						

LEGENDA DAS ABREVIAÇÕES PRESENTES NA COLUNA DE INTERPRETAÇÃO GEOLÓGICA:

SO=Solo Orgânico; SM=Sedimentos Marinhos; AT = Aterro; AL=Sedimentos Aluvionares; ST= Sedimentos Terceários; SR=Solo Residual de Rocha; SAR=Solo de Alteração de Rocha; SP=Saprolito; RC= Rocha.

Leitura	Data	Hora	N.A. (m)
1	10/03/16	11:00	SECO
2			
3			
4			

Método	Início (m)	Término (m)
T.Cavadeira:	0,00	0,50
T.Espiral:		
Lavagem:		

Lavagem por tempo - 30 mim
Prof. Início (m):
Estágio 1 (m):
Estágio 2 (m):
Estágio 3 (m):

Observação:

São Paulo, 8 abril, 2016
Contrato nº: 798-15
Revisão: R4

Sondador: Rafael Lopes Guedes
Verificação: Bruno Gramulha
Resp. Técnico: Engº Maurício Malanconi - CREA: 5063078630

Suporte SONDAGENS E INVESTIGAÇÕES

NOTA: Os resultados apresentados no presente documento referem-se exclusivamente à amostra ensaiada. A reprodução deste documento somente poderá ser feita na íntegra, após aprovação prévia e por escrito da empresa.

SUPORTE - SONDAGENS E INVESTIGAÇÕES
Rua Ibiguara, 386 - Lapa - São Paulo/SP - Tel: (11) 2373-5828 | (11) 3803-8578
http://www.suportesolos.com.br
contato@suportesolos.com.br

11.11 Anexo 11: Sondagem 4C (Parte 2)

PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM A PERCUSSÃO (SPT)

Ensaio realizado conforme a NBR 6484/01 - Sondagens de simples reconhecimento com SPT.

Cliente: EGT Engenharia Ltda
Obra: Projeto de Atracadouros no estaleiro de Vicente de Carvalho
Local: Vicente de Carvalho - Guarujá
Data: Início: 10/03/16
Fim: 10/03/16

Furo: SP-04D
Cota(m): 3,140
Coordenadas: N= 7351835,6065
E= 366932,3888

Folha: 1 / 1

N-SPT	NUMERO DE GOLPES			PROF. CAMADA (m)	INTER. GEOL.	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	COMPACIDADE OU CONSISTÊNCIA	N.A. (m)
				0,00	AT	REVESTIMENTO INTERTRAVADO (HEXAGONAL)		
				0,10	AT	AREIA (FINA), POUCO ARGILO-SILTOSA, VARIEGADA (CINZA,VERDE E AMARELA) COM PEDREGULHOS (FINOS)		
				0,78				
1/58	0/28	1/30					FOFA	1,55
1/55	0/28	1/27					FOFA	
1/48	0/17	1/31			SM	AREIA (FINA) ARGILOSA, CINZA ESVERDEADA ESCURA	FOFA	
1/45	0/16	1/29					FOFA	
2/51	1/31	1/20					FOFA	
				5,51		LIMITE DA SONDAGEM		

LEGENDA DAS ABREVIAÇÕES PRESENTES NA COLUNA DE INTERPRETAÇÃO GEOLÓGICA:

SO=Solo Orgânico; SM=Sedimentos Marinhos; AT = Aterro; AL=Sedimentos Aluvionares; ST= Sedimentos Terceários; SR=Solo Residual de Rocha; SAR=Solo de Alteração de Rocha; SP=Saprolito; RC= Rocha.

Leitura	Data	Hora	N.A. (m)
1	10/03/16	09:30	1,74
2	10/03/16	09:40	1,61
3	10/03/16	09:50	1,55
4	11/03/16	12:00	1,63

Método	Início (m)	Término (m)
T.Cavadeira:	0,00	3,00
T. Espiral:		
Lavagem:	3,00	5,51

Lavagem por tempo - 30 mim
Prof. Início (m):
Estágio 1 (m):
Estágio 2 (m):
Estágio 3 (m):

Observação:

São Paulo, 8 abril, 2016
Contrato nº: 798-15
Revisão: R4

Sondador: Rafael Lopes Guedes
Verificação: Bruno Gramulha
Resp. Técnico: Engº Maurício Malanconi - CREA: 5063078630

Suporte SONDAGENS E INVESTIGAÇÕES

NOTA: Os resultados apresentados no presente documento referem-se exclusivamente à amostra ensaiada. A reprodução deste documento somente poderá ser feita na íntegra, após aprovação prévia e por escrito da empresa.

SUPORTE - SONDAGENS E INVESTIGAÇÕES
Rua Ibiquara, 386 - Lapa - São Paulo/SP - Tel: (11) 2373-5828 | (11) 3803-8578
http://www.suportesolos.com.br
contato@suportesolos.com.br

11.12 Anexo 12: Sondagem SP-02 (parte 1)

PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM A PERCUSSÃO (SPT)

Ensaio realizado conforme a NBR 6484/01 - Sondagens de simples reconhecimento com SPT.

Cliente: EGT Engenharia Ltda
Obra: Projeto de Atracadouros no estaleiro de Vicente de Carvalho
Local: Vicente de Carvalho - Guarujá
Data: Início: 17/03/16
Fim: 18/03/16

Furo: **SP-02**
Cota(m): 0,000
Coordenadas: N= 7351822,2229
E= 366891,6180

Folha: **1 / 2**

RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO (S.P.T.) 30cm FINAIS (0 10 20 30 40 50)	N-SPT	NUMERO DE GOLPES			ESCALA (m)	PROF. CAMADA (m)	PERFIL GEOLÓGICO	INTER. GEOL.	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	COMPACIDADE OU CONSISTÊNCIA	N.A. (m)
					0	0,00					0,00
					5			-	LAMINA D'ÁGUA		
						8,25					
	2/48		1/31	1/17	10		9			MTO. MOLE.	
	2/49		1/30	1/19			10			MTO. MOLE.	
	2/45		1/28	1/17			11			MTO. MOLE.	
	2/49		1/29	1/20			12	SM	ARGILA MUITO ARENOSA, CINZA ESVERDEADA ESCURA	MTO. MOLE.	
	2/46		1/27	1/19			13			MTO. MOLE.	
	2/45		1/28	1/17			14			MTO. MOLE.	
	2/47		1/29	1/18	15		15			MTO. MOLE.	
	2/48		1/30	1/18			16			MTO. MOLE.	
	2/31	1/18	1/16	1/15		17,50	17			MTO. MOLE.	
	2/29	1/17	1/15	1/14			18	SM	AREIA (FINA), POUCO ARGILO-SILTOSA, CINZA ESVERDEADA ESCURA	FOFA	
	2/31	1/18	1/16	1/15	20		19			FOFA	

LEGENDA DAS ABREVIAÇÕES PRESENTES NA COLUNA DE INTERPRETAÇÃO GEOLÓGICA:

SO=Solo Orgânico; SM=Sedimentos Marinhos; AT = Aterro; AL=Sedimentos Aluvionares; ST= Sedimentos Terceários; SR=Solo Residual de Rocha; SAR=Solo de Alteração de Rocha; SP=Saprolito; RC= Rocha.

Leitura	Data	Hora	N.A. (m)
1		-	0,00
2			
3			
4			

Método	Início (m)	Término (m)
T.Cavadeira:		
T. Espiral:		
Lavagem:	9,00	28,94

Lavagem por tempo - 30 mim
Prof. Início (m): 28,93
Estágio 1 (m): 28,94
Estágio 2 (m): 28,94
Estágio 3 (m): 28,94

Observação:

São Paulo, 31 março, 2016
Contrato nº: 798-15
Revisão: R1

Sondador: Rafael Lopes Guedes
Verificação: Rosane Araujo

Resp. Técnico:
Engº Maurício Malanconi
CREA:5063078630

Suporte
SONDAGENS E INVESTIGAÇÕES
WWW.SUPORTESOLOS.COM.BR

11.13 Anexo 13: Sondagem SP-02 (parte 2)

PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM A PERCUSSÃO (SPT)

Ensaio realizado conforme a NBR 6484/01 - Sondagens de simples reconhecimento com SPT.

Cliente: EGT Engenharia Ltda
Obra: Projeto de Atracadouros no estaleiro de Vicente de Carvalho
Local: Vicente de Carvalho - Guarujá
Data: Início: 17/03/16
Fim: 18/03/16

Furo: **SP-02**
Cota(m): 0,000
Coordenadas: N= 7351822,2229
E= 366891,6180

Folha: **2 / 2**

N-SPT	NUMERO DE GOLPES				PROF. CAMADA (m)	INTER. GEOL.	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	COMPACIDADE OU CONSISTÊNCIA
2	1/16	1/15	1/15			SM	AREIA (FINA), POUCO ARGILO-SILTOSA, CINZA ESVERDEADA ESCURA	FOFA
3/33	1/15	1/15	2/18		21,10	SM	AREIA (FINA A MÉDIA), POUCO ARGILOSA, CINZA ESVERDEADA ESCURA	FOFA
4	2/18	2/15	2/15					FOFA
4	2/19	2/15	2/15					FOFA
4	2/16	2/15	2/15					FOFA
5/34	2/15	2/15	3/19					PCO. COMP.
2	1/17	1/15	1/15					FOFA
2	1/16	1/15	1/15					FOFA
3/33	1/16	1/15	2/18					FOFA
					28,94		LIMITE DA SONDAGEM (IMPENETRÁVEL A LAVAGEM POR TEMPO)	

RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO (S.P.T.) 30cm FINAIS: 0 10 20 30 40 50

ESCALA (m): 20, 25, 30, 35, 40

PERFIL GEOLÓGICO: 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28

N.A. (m)

LEGENDA DAS ABREVIAÇÕES PRESENTES NA COLUNA DE INTERPRETAÇÃO GEOLÓGICA:

SO=Solo Orgânico; SM=Sedimentos Marinhos; AT = Aterro; AL=Sedimentos Aluvionares; ST= Sedimentos Terceários; SR=Solo Residual de Rocha; SAR=Solo de Alteração de Rocha; SP=Saprolito; RC= Rocha.

Leitura	Data	Hora	N.A. (m)
1		-	0,00
2			
3			
4			

Método	Início (m)	Término (m)
T.Cavadeira:		
T. Espiral:		
Lavagem:	9,00	28,94

Lavagem por tempo - 30 mim
Prof. Início (m): 28,93
Estágio 1 (m): 28,94
Estágio 2 (m): 28,94
Estágio 3 (m): 28,94

Observação:

São Paulo, 31 março, 2016
Contrato nº: 798-15
Revisão: R1

Sondador: Rafael Lopes Guedes
Verificação: Rosane Araujo

Resp. Técnico:
Engº Maurício Malanconi
CREA:5063078630

Suporte
SONDAGENS E INVESTIGAÇÕES
WWW.SUPORTESOLOS.COM.BR

11.14 Anexo 14: Recomendações da NBR 6119/2014

Tabela 11.1 – Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (*g*)		Variáveis (*q*)		Protensão (*p*)		Recalques de apoio e retração	
	D	*F*	*G*	*T*	*D*	*F*	*D*	*F*
Normais	1,4 [a]	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

onde

D é desfavorável, *F* é favorável, *G* representa as cargas variáveis em geral e *T* é a temperatura.

[a] Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

11.15 Anexo 15: Tabela 5 NBR 8681/1984

Tabela 5 - Ações variáveis consideradas conjuntamente[1)]

Combinação	Tipo de estrutura	Coeficiente de ponderação
Normal	Pontes e edificações tipo 1	1,5
	Edificações tipo 2	1,4
Especial ou de construção	Pontes e edificações tipo 1	1,3
	Edificações tipo 2	1,2
Excepcional	Estruturas em geral	1,0

[1)] Quando a ações variáveis forem consideradas conjuntamente, o coeficiente de ponderação mostrado na tabela 5 se aplica a todas as ações, devendo-se considerar também conjuntamente as ações permanentes diretas. Nesse caso permite-se considerar separadamente as ações indiretas como recalque de apoio e retração dos materiais conforme tabela 3 e o efeito de temperatura conforme tabela 4.