



Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

Projeto de Expansão, Implantação e
Operação do Terminal de Contêineres de
Imbituba – SC

Orientador: Professor Kalil José Skaf

Fabício Landim de Souza	4895368
Gustavo dos Reis Gabas	3534411
Júlia Carvalho Ferreira Barbosa Lima	5382354
Luiz Fernando Ferreira Pinto	4938622
Ricardo Lins Ribeiro	4940782
Vitor Martins Caram	5202407

São Paulo

2009



AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradecemos ao professor Kalil José Skaf, nosso orientador e amigo, que através de sua ajuda e disposição viabilizou a execução desse trabalho.

Aos professores que orientaram partes específicas do trabalho e que fizeram parte das Bancas Examinadoras.

À construtora Andrade e Gutierrez, através de seus engenheiros Marcos Gimenez e Mathias E. R. Duran, por nos receber e nos orientar na visita técnica realizada em obra.

Às nossas famílias e amigos que, com seus apoios, nos ajudaram na conclusão de mais uma importante etapa de nossas vidas.



ÍNDICE

ÍNDICE DE FIGURAS.....	viii
ÍNDICE DE TABELAS.....	xiv
1. Introdução	1
1.1. O Porto de Imbituba	1
2. Definições e Termos Utilizados	4
2.1. Berço	4
2.2. Contêiner	5
2.3. TEU's	5
2.4. Portêiner	6
2.5. Retro área	6
2.6. Reach Stacker	7
2.7. Transtêiner	8
2.8. Defensas	9
2.9. Cabeços de amarração	10
3. Introdução ao Canteiro de Obras.....	10
3.1. Área Administrativa	11
3.1.1. Escritório	12
3.1.2. Almoxarifado	12
3.1.3. Equipe Ambiental	12
3.1.4. Laboratório	12
3.1.5. Topografia.....	12
3.1.6. Ambulatório.....	13
3.1.7. Sala dos Mestres.....	13
3.2. Área de vivência	13
3.2.1. Vestiários	13
3.2.2. Refeitórios	13
3.2.3. Sanitários	14
3.2.4. Área de Lazer	14
3.3. Canteiro Industrial	14
3.3.1. Descrição e Layout do Canteiro.....	14



3.4.	Equipamentos.....	17
3.4.1.	Guindaste.....	17
3.4.2.	Bate-estaca	18
3.4.3.	Dolly	20
3.4.4.	Pórtico.....	20
3.4.5.	Caminhão Betoneira	21
3.4.6.	Marreca	22
3.5.	Produtividade no canteiro	22
3.5.1.	Estacas	23
3.5.2.	Lajes π	27
3.6.	Organograma da empresa empreiteira	30
4.	Logística.....	31
4.1.	Terminais de Referencia (benchmark)	31
4.1.1.	Singapore	31
4.1.2.	Hong-Kong	33
4.1.3.	Santos	34
4.2.	Layout	35
4.2.1.	Gabarito do raio de curva caminhão	38
4.2.2.	Gabarito do raio de operação reach stacker	39
4.2.3.	Espaçamentos Gerais.....	40
4.2.4.	Layout 1	42
4.2.5.	Layout 2	45
4.2.6.	Layout 3	47
4.2.7.	Layout 4	49
4.2.8.	Tipos e distribuição dos contêineres	51
4.3.	Recomendações.....	52
4.4.	Estudo do Terminal.....	52
4.4.1.	Escolha do Navio Tipo.....	53
4.4.2.	Escolha do Portêiner.....	54
4.4.3.	Escolha do Transtêiner	54
4.4.4.	Premissas de operação do Terminal	54



4.4.5.	Capacidade anual de operação	55
4.4.6.	Capacidade anual de operação no mundo.....	58
5.	Geotecnia	59
5.1.	Determinação da Capacidade de Carga em Estacas	60
5.1.1.	O Método de Análise Preliminar: Aoki-Velloso	60
5.1.1.1.	Descrição	60
5.1.1.1.	Aplicação	63
5.1.2.	Provas de Carga	65
5.1.2.1.	Prova de Carga Dinâmica	65
5.1.2.1.1.	Instrumentação.....	65
5.1.2.1.2.	Método CAPWAP®	67
5.1.2.1.3.	Estudo de Recravação – Análise do Fator de “set-up”	68
5.1.2.1.4.	Estudo da Envoltória.....	69
5.1.2.2.	Prova de Carga Estática.....	71
5.1.2.2.1.	Análise dos resultados da Prova de Carga Estática.	72
5.1.3.	Embuchamento	77
5.1.3.1.	Embuchamento em estacas de concreto x estacas de aço.....	78
5.1.4.	A estaca.....	79
5.1.4.1.	Dispositivo de Corte	81
5.1.5.	Análise Crítica dos Resultados.....	81
5.1.5.1.	Fator de Correção Parcial.....	82
5.1.5.2.	Conclusão	85
6.	Pavimento	85
6.1.	Pré-dimensionamento.....	86
6.1.1.	Equipamentos.....	86
6.1.2.	Informações do subleito.....	88
6.2.	Intertravado.....	89
6.2.1.	Carga por roda	89
6.2.2.	Espaçamento das rodas.....	90
6.2.3.	Efeito dinâmico da operação.....	91
6.2.4.	Tempo de serviço	92



6.2.5.	Dimensionamento das camadas	93
6.2.6.	Avaliação do custo de implantação	96
6.3.	Placas de concreto moldadas <i>in loco</i>	97
6.3.1.	EverFE 2.24	97
6.3.2.	Dados iniciais	98
6.3.3.	Efeitos e deformada das placas de concreto	101
6.3.3.1.	Reach Stacker	101
6.3.3.1.1.	Borda entre placas	101
6.3.3.1.2.	Borda meio placa	103
6.3.3.1.3.	Meio placas	104
6.3.3.2.	Equipamento de transporte	105
6.3.3.2.1.	Borda entre placas	105
6.3.3.2.2.	Borda	107
6.3.3.2.3.	Meio	109
6.3.3.3.	Deformada da maior solicitação	110
6.3.4.	Tempo de serviço	111
6.3.5.	Verificações quanto á fadiga	111
6.3.6.	Sugestões de soluções possíveis	113
6.3.6.1.	Armadura nas placas de borda	113
6.3.6.2.	Mudança na modulação, redução das dimensões das placas de borda ...	113
6.3.6.3.	Plano de monitoramento, manutenção e reparo das placas de borda	114
6.3.6.4.	Considerações finais das soluções apresentadas	114
6.3.7.	Avaliação do custo de implantação	115
6.4.	Conclusão	116
7.	Drenagem	117
7.1.	Concepção	117
7.2.	A Média Histórica – Modelo ABC6	117
7.3.	Dimensionamento do Sistema de Drenagem	120
7.3.1.	Disposição	120
7.3.2.	Canaletas	121
7.3.3.	Galeria	123



7.3.3.1.	Análise do escoamento pela galeria	124
7.4.	Detalhamento do Layout	126
7.5.	Cálculo estrutural da galeria	128
7.5.1.	Esforços de Peso-próprio	130
7.5.2.	Esforços de empuxo do solo	132
8.	Estruturas	151
8.1.	Concepção	151
8.2.	Esforços Solicitantes	152
8.3.	Cálculo dos Esforços Solicitantes	153
8.3.1.	Determinação do estaqueamento do cais	153
8.3.2.	Estacas Verticais	154
8.3.2.1.	Estacas verticais sob os trilhos do portêiner	154
8.3.2.2.	Estacas verticais na linha fora do portêiner	155
8.3.3.	Estacas inclinadas	156
8.3.3.1.	Atracação	158
8.3.3.1.1.	Espaçamento das defensas	158
8.3.3.1.2.	Cálculo do Coeficiente de Excentricidade	158
8.3.3.1.3.	Cálculo do Coeficiente de Rigidez	159
8.3.3.1.4.	Cálculo da massa deslocada pelo navio, M_1 :	159
8.3.3.1.5.	Cálculo da massa de água adicional M_2 :	160
8.3.3.1.6.	Cálculo da velocidade de aproximação do navio, V :	161
8.3.3.1.7.	Cálculo da Energia Cinética de Atracação, E_c :	162
8.3.3.2.	Amarração	165
8.3.3.2.1.	Ação do Vento	166
8.3.3.2.2.	Ação das correntes	168
8.3.3.3.	Empuxo e sobrecarga da retro área	169
8.3.3.4.	Vento e Impacto Transversal no Portêiner	169
8.3.3.5.	Combinação dos esforços	169
8.4.	Método Construtivo	170
8.5.	Modelos Estruturais	172
8.5.1.	Modelo Estrutural Transversal	172



8.5.2.	Modelo Estrutural Longitudinal – Eixo F	176
8.6.	Dimensionamento da Viga Longitudinal do Eixo F	182
8.6.1.	Fases Construtivas	182
8.6.2.	Fase de Operação	187
8.7.	Laje.....	192
8.7.1.	Momento positivo na Direção X da laje π	195
8.7.2.	Momento positivo na Direção Y da laje π	197
8.7.3.	Momento negativo	199
8.7.4.	Cortante.....	201
8.8.	Croquis.....	203
9.	Referências Bibliográficas	204
ANEXO A –	Capwap Sumary Results.....	209
ANEXO B –	Especificação Técnica, Prova De Carga Estática Com Carregamento Misto.....	210
ANEXO C –	Tabela de preços DERSP	211
ANEXO D –	Planta de locação das estacas.....	212
ANEXO E –	Croqui de armadura da Viga Pré-Moldada	213
ANEXO F –	Croqui de armadura da Viga Moldada <i>in loco</i>	214
ANEXO G –	Croqui de armadura da Laje	215



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1 - Localização do Porto de Imbituba a capacidade de carga dos portos próximos....	2
Figura 1-2 - Raio de Influência do Porto de Imbituba	3
Figura 1-3 - Localização dos Berços	4
Figura 2-1 - Foto aérea: berço de atracação	5
Figura 2-2 - Portêineres carregando navios	6
Figura 2-3 - Estocagem de contêineres na retro área	7
Figura 2-4 - Reach Stacker em atuação	8
Figura 2-5 - Transtêiner descarregando contêiner de caminhão.....	9
Figura 2-6 - Detalhe das defensas do cais	9
Figura 2-7 - Detalhe de um cabeço de amarração	10
Figura 3-1 - Vista geral de canteiro.....	14
Figura 3-2 - Planta da Central de Concreto	15
Figura 3-3 - Projeto de canteiro para Imbituba.....	16
Figura 3-4 - Guindaste Fixo	17
Figura 3-5 - Guindaste Móvel Zoomlion Puyuan	18
Figura 3-6 - Plataforma flutuante com bate-estaca	18
Figura 3-7 – Modelo do martelo hidráulico usado no bate-estaca.....	19
Figura 3-8 - Dolly transportando uma estaca.....	20
Figura 3-9 - Pórtico	21
Figura 3-10 - Caminhão Betoneira.....	21
Figura 3-11 – Caminhão Betoneira junto aos silos.....	22
Figura 3-12 - Fôrma metálica interna e externa.....	24
Figura 3-13 - Laje π no berço.....	28
Figura 3-14 - Fôrmas e Estocagem da Laje π	29



Figura 3-15 - Pátio de Produção da Laje π	29
Figura 3-16 - Organograma	30
Figura 4-1 - Layout dos Terminais de <i>Singapore</i>	32
Figura 4-2 - Layout dos Terminais de <i>Hong Kong</i>	33
Figura 4-3 - Imagem de Satélite dos terminais Santos Brasil	35
Figura 4-4 - Raio de Curva para Caminhão-tipo	39
Figura 4-5 – Raio de Operação da Reach Stacker	40
Figura 4-6 - Espaçamentos e Dimensões dos contêineres	41
Figura 4-7 - Espaçamento dos <i>Reefers</i>	41
Figura 4-8 - Espaçamento e largura da via de carregamento/descarregamento	42
Figura 4-9 - Dimensões Transtêiner	42
Figura 4-10 - Largura das Vias de circulação	42
Figura 5-1 - Prova de carga estática com uso de estacas de reação	73
Figura 5-2 - Comportamento Carga x Recalque resultante do Carregamento Lento	75
Figura 5-3 - Comportamento Carga x Recalque resultante do Carregamento Rápido	76
Figura 5-4 - Embuchamento em estacas de ponta aberta	78
Figura 5-5 - Comparação entre a altura de embuchamento de estacas com diferentes espessuras de parede	79
Figura 5-6 - Detalhamento da estaca mista	80
Figura 5-7: Posicionamento dos tubos de injeção antes da concretagem da estaca	81
Figura 6-1 - Especificações técnicas transtêiner	87
Figura 6-2 - Especificações técnicas reach stacker	87
Figura 6-3 - Especificações técnicas caminhão semi-reboque porta container	87
Figura 6-4 - Ábaco de dimensionamento da base com BGTC	94
Figura 6-5 - Camadas do pavimento de blocos de concreto intertravados	96
Figura 6-6 - Características dos materiais utilizados na base e revestimento	99



Figura 6-7 - Trem-tipo do <i>reach stacker</i>	101
Figura 6-8 - Trem-tipo do equipamento de transporte	101
Figura 6-9 - Reach Stacker – borda entre placas eixo traseiro	102
Figura 6-10 - Reach Stacker – borda meio placa	103
Figura 6-11 - Reach Stacker – meio placas	104
Figura 6-12 - Caminhão – borda entre placas	105
Figura 6-13 - Caminhão – borda entre placas	106
Figura 6-14 - Caminhão – borda meio placa	107
Figura 6-15 - Caminhão – canto placa	108
Figura 6-16 - Caminhão – meio placas	109
Figura 6-17 - Caminhão – entre placas meio	110
Figura 6-18 - Deformada para a maior solicitação do <i>reach stacker</i>	110
Figura 6-19 - Deformada para a maior solicitação do caminhão	111
Figura 6-20 - Posição mais desfavorável para nova modulação	114
Figura 7-1 - ABC6: Hietograma da região de Florianópolis (SC); T= 100 anos	119
Figura 7-2 - Layout do sistema de drenagem sugerido para a retro área	127
Figura 7-3 - Corte longitudinal da área de passagem da galeria	128
Figura 7-4 - Modelo plano (peso-próprio)	130
Figura 7-5 - Diagrama de força normal (peso-próprio)	131
Figura 7-6 - Diagrama de força cortante (peso-próprio)	131
Figura 7-7 - Diagrama de momento fletor (peso-próprio)	132
Figura 7-8 - Deformada (peso-próprio)	132
Figura 7-9 - Modelo plano (empuxo do solo)	133
Figura 7-10 - Diagrama de força normal (empuxo de solo)	134
Figura 7-11 - Diagrama de força cortante (empuxo de solo)	134
Figura 7-12 - Diagrama de momento fletor (empuxo de solo)	135



Figura 7-13 - Deformada (empuxo de solo)	135
Figura 7-14 - Modelo plano (carregamentos, superior e nas laterais).....	136
Figura 7-15 - Diagrama de força normal (carregamento superior e nas laterais)	137
Figura 7-16 - Diagrama de força cortante (carregamento superior e nas laterais)	137
Figura 7-17 - Diagrama de momento fletor (carregamento superior e nas laterais)	138
Figura 7-18 - Deformada (carregamento superior e nas laterais).....	138
Figura 7-19 - Modelo plano (carregamento em uma lateral)	139
Figura 7-20 - Diagrama de força normal (carregamento em uma lateral).....	139
Figura 7-21 - Diagrama de força cortante (carregamento em uma lateral)	140
Figura 7-22 - Diagrama de momento fletor (carregamento em uma lateral).....	140
Figura 7-23 - Deformada (carregamento em uma lateral).....	141
Figura 7-24 - Modelo plano (carregamento superior e em uma lateral)	142
Figura 7-25 - Diagrama de força normal (carregamento superior e em uma lateral)	142
Figura 7-26 - Diagrama de força cortante (carregamento superior e em uma lateral)	143
Figura 7-27 - Diagrama de momento fletor (carregamento superior e em uma lateral)	143
Figura 7-28 - Deformada (carregamento superior e em uma lateral)	144
Figura 7-29 - Esquema ilustrativo do carregamento da Stacker sobre a galeria	145
Figura 7-30 - Croqui da distribuição de aço da galeria	149
Figura 7-31 - Croqui ampliado do encontro de parede e laje	150
Figura 8-1 - Seção Transversal do cais	154
Figura 8-2 - Denfensa SUC1250H - Dimensões.....	164
Figura 8-3 - Curva de Performance - Defesa SUC1250H	165
Figura 8-4 - Esquema de amarração.....	165
Figura 8-5 - Gráfico de cálculo do Ctw.....	167
Figura 8-6 - Planta e corte da placa de apoio.....	171
Figura 8-7 - Seção Transversal da viga calha	171



Figura 8-8 - Seção transversal da pré-laje.	172
Figura 8-9 - Modelo de Fauchart	172
Figura 8-10 - Seção da Laje	174
Figura 8-11 - Linha de Influência transversal de reação do Eixo F	175
Figura 8-12 - Seção da Viga.....	176
Figura 8-13 - Modelo Longitudinal do Eixo F	177
Figura 8-14 - Linha de Influência longitudinal de reação da estaca 5	178
Figura 8-15 - trecho da envoltória de reação	178
Figura 8-16 - Linha de Influência longitudinal de momento positivo no vão 2.....	179
Figura 8-17 - Linha de Influência longitudinal de momento negativo na estaca 3.	180
Figura 8-18 - Trecho da envoltória de momento	180
Figura 8-19 - Linha de Influência Longitudinal de cortante a direita na estaca 2.	181
Figura 8-20 - trecho da envoltória de cortante	182
Figura 8-21 – 1ª fase	183
Figura 8-22 – 2ª fase	184
Figura 8-23 – 3ª fase	186
Figura 8-24 – redução da cortante	188
Figura 8-25 - Seção adotada	190
Figura 8-26 – Esquema das rodas do Stacker	193
Figura 8-27 - Pré-laje junto com a laje moldada “in loco”	193
Figura 8-28 - Envoltória teórica do momento da laje	194
Figura 8-29 - Envoltória adotada do momento da laje	194
Figura 8-30 - Superfície de Influência para placa - <i>Homberg & Hoppers</i> (M_x^+)	195
Figura 8-31 - Esquema para o cálculo do momento	196
Figura 8-32 - Superfície de Influência para placa - <i>Homberg & Hoppers</i> (M_y^+)	198



Figura 8-33 - Esquema para o cálculo do momento	198
Figura 8-34 - Superfície de Influência para placa - <i>Homberg & Hoppers</i> (M^-).....	199
Figura 8-35 - Esquema para o cálculo do momento	200
Figura 8-36 - Esquema para o cálculo da cortante	202



ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3-1 - Cronograma das Estacas.....	25
Tabela 3-2 - Cronograma da obra.....	27
Tabela 4-1 - Estrutural Atual - <i>Singapore</i>	32
Tabela 4-2 - Estrutura Atual - <i>Hong Kong</i>	34
Tabela 4-3- Estrutura Atual - Santos.....	35
Tabela 4-4 - Comparação de <i>ground slots</i> e capacidade estática dos layouts.....	38
Tabela 4-5 - Comparativo de capacidade de operação entre portos no mundo	59
Tabela 5-1 - Valores de K e α propostos por Aoki e Veloso (1975).....	63
Tabela 5-2 - Aplicação do método sugerido por Aoki e Veloso (1975) para a sondagem SM - 02	64
Tabela 5-3 - Resumo dos resultados do CAPWAP para uma estaca da área do Berço em execução	67
Tabela 5-4 - Resumo dos resultados de resistência na recravação da estaca E22, a um e a sete dias.....	69
Tabela 5-5 - Obtenção da envoltória de resistência por atrito lateral.....	70
Tabela 5-6 - Valores médios obtidos na 1ª Etapa.....	74
Tabela 5-7- Valores médios obtidos na 2ª Etapa.....	75
Tabela 5-8: Cálculo do Fator de Correção da capacidade de carga de ponta para Aoki-Velloso, na região de Imbituba	83
Tabela 5-9: Cálculo do Fator de Correção da capacidade de carga por atrito lateral para Aoki-Velloso, na região de Imbituba.....	83
Tabela 5-10: Aoki-Velloso recalibrado para as sondagens realizadas.....	84
Tabela 6-1 - Solicitação equipamentos	88
Tabela 6-2 - Fator de espaçamento das rodas	90
Tabela 6-3 - Fatores do efeito dinâmico.....	92
Tabela 6-4 - Custo por m ² das camadas da solução pavimento intertravado	96



Tabela 6-5 - Variação do modulo de reação pela utilização de base granular	100
Tabela 6-6 - Comportamento á fadiga nas bordas.....	112
Tabela 6-7 - Comportamento á fadiga no meio das placas.....	112
Tabela 6-8 - Custo por m2 das camadas da solução pavimento de concreto simples	115
Tabela 7-1 - Tabela de dimensionamento das calhas de drenagem	122
Tabela 7-2 - Tabela de dimensionamento da galeria	123
Tabela 7-3 - Valores de esforços solicitantes segundo análise estrutural (Vide seção 7.5) ..	145
Tabela 7-4 - Valores de esforços solicitantes segundo análise estrutural (Vide seção 7.5) ..	147
Tabela 7-5 - Valores de esforços solicitantes segundo análise estrutural (Vide seção 7.5) ..	148
Tabela 8-1 - Valores de Velocidade em m/s.....	161
Tabela 8-2 - Defesa SUC1250H - Performance.....	163
Tabela 8-3 - Valores de C _{tw} para $\alpha = 90^\circ$	167
Tabela 8-4 - Valores da força do vento	168
Tabela 8-5 - Valores da Força corrente	168



Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
Engenharia Civil
Trabalho de Formatura - 2009



1. Introdução

Trabalho de formatura tem como objetivo aplicar os conhecimentos obtidos ao longo da graduação. Logo no início, o grupo definiu como tema a área portuária por ser uma parte da engenharia muito ampla e completa, ou seja, que abrange diversas áreas do conhecimento da engenharia civil, além da importância econômica de escala mundial. Por fim, o grupo optou pelo Terminal Portuário de Imbituba, Santa Catarina.

Neste trabalho, os tópicos abordados são:

- Logística – análise das opções de layout através de equipamentos e capacidades máximas;
- Projeto geotécnico – estudo da capacidade de carga das estacas;
- Projeto estrutural – determinação dos esforços solicitantes do cais
determinação e verificação do espaçamento das linhas de estaqueamento e cálculo das armaduras da viga e da laje;
- Canteiro de obras – concepção e sequenciamento executivo;
- Projeto de pavimento – dimensionamento de pavimento da retro área;
- Projeto de drenagem – estudo da previsão pluviométrica e dimensionamento do sistema;

1.1. O Porto de Imbituba

O Porto de Imbituba está localizado no sul do estado de Santa Catarina, a cerca de 90km de Florianópolis. Seu raio de influência inclui o Porto de Santos a 286 milhas marítimas e o Porto de Rio Grande a 322 milhas marítimas.



Figura 1-1 - Localização do Porto de Imbituba a capacidade de carga dos portos próximos

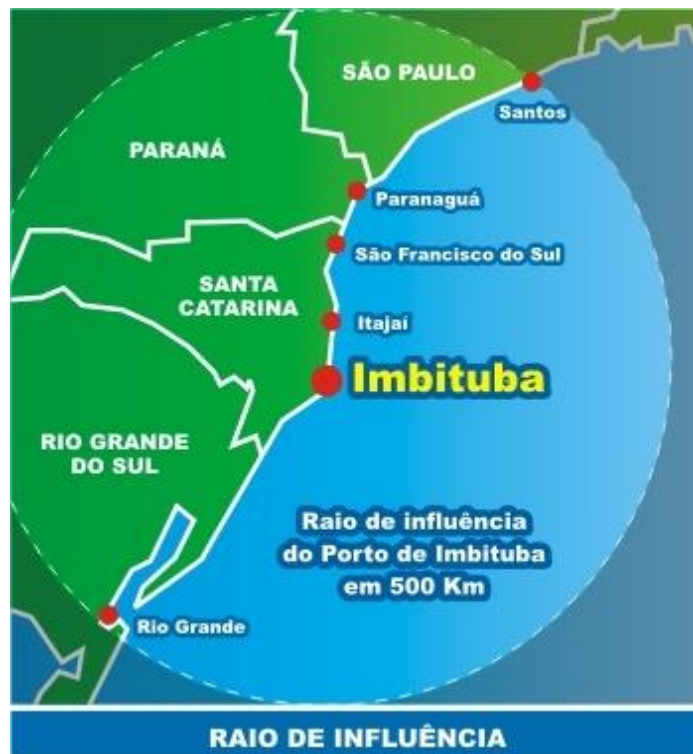


Figura 1-2 - Raio de Influência do Porto de Imbituba

Foi escolhido o Porto de Imbituba porque há uma tendência de seu crescimento. Os principais motivos são:

- Acidente no Porto de Itajaí
- Recuperação da BR101 – uma das principais rodovias do país
- Saturação do Porto de Santos

A área total do porto é de 2.300.000 m², sendo 1.550.000 m² de área terrestre e 750.000 m² aquática.

Imbituba possui um bom acesso marítimo, pois, devido suas condições naturais, será possível aprofundar seu calado para 15m, permitindo o acesso de navios Super Post Panamax que é um navio porta-contêineres de capacidade superior a 6000 TEU's.

Atualmente, o Porto possui 3 berços:



- Berço 1 e 2: 260m

- Berço 3: 245m

Os Berços 1 e 2 sofrerão um alargamento e será feito um novo berço (4) de 400m.

Neste trabalho, foram analisados o canteiro de obras, a logística, pavimentação e drenagem da retroárea do berço 3 e os projetos geotécnico e estrutural do berço 4.

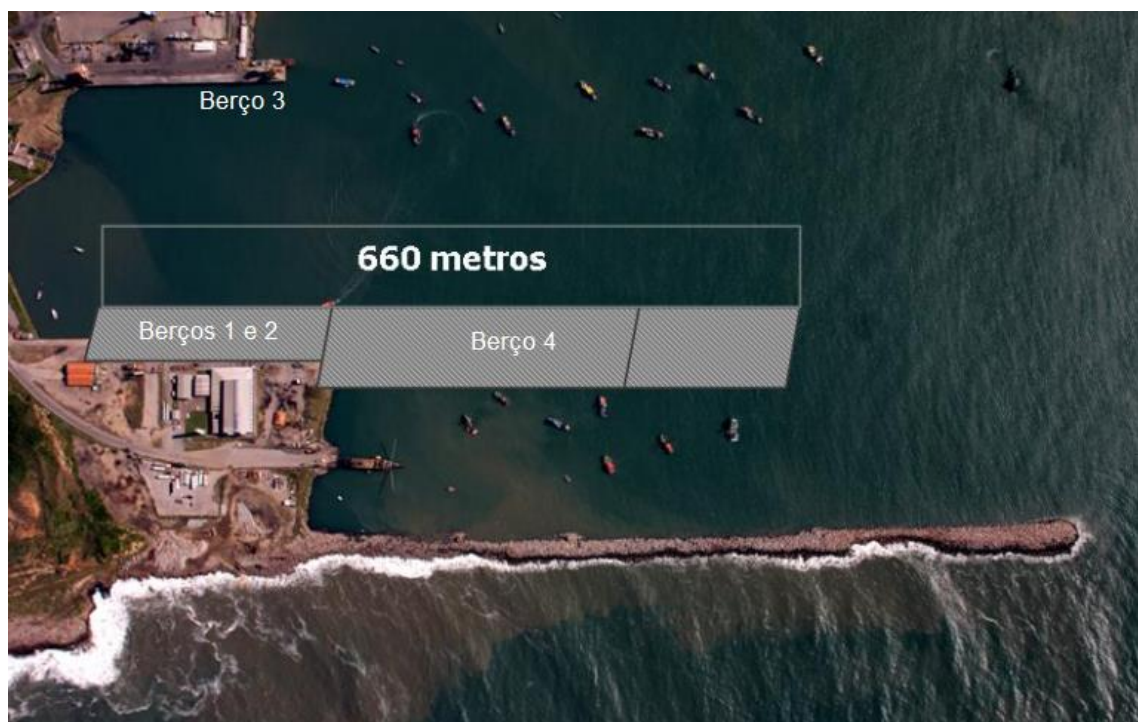


Figura 1-3 - Localização dos Berços

2. Definições e Termos Utilizados

2.1. Berço

Local de atracação dos navios.

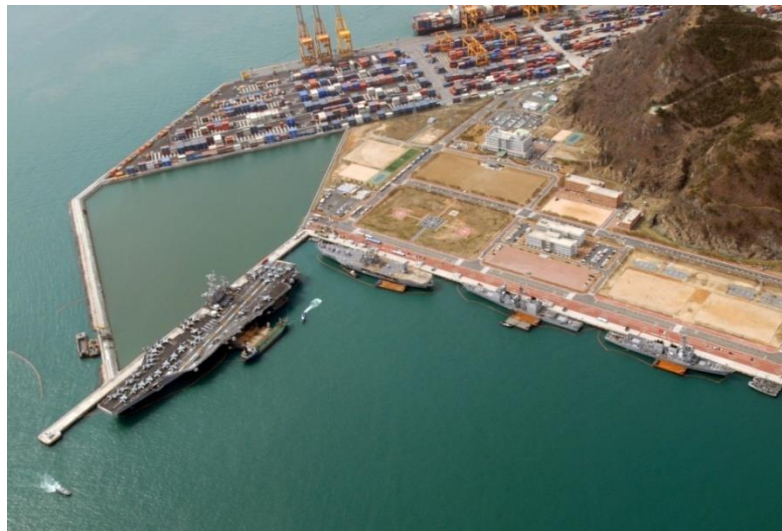


Figura 2-1 - Foto aérea: berço de atracação

2.2. Contêiner

O contêiner é um recipiente fabricado de metal ou madeira destinado ao acondicionamento e transporte de carga. Dotado de dispositivos previstos por legislações nacionais e convenções internacionais, que facilitam seu transporte e os tornem mais seguros.

2.3. TEU's

Um TEU representa a unidade equivalente de um contêiner de dimensões conhecida.

Em um terminal de contêineres existem dois principais tamanhos de contêiner que podem ser encontrado: 20 e 40 pés. A unidade TEU representa um contêiner de 20 pés de comprimento (aproximadamente 5,926 m) por 8 de largura e 8 de altura.

Essa padronização é importante para facilitar o entendimento entre os operadores e projetistas de portos. Logo, um contêiner de 40 pés equivale a 2 TEU's.



2.4. Portêiner

Guindaste com pórtico destinado à movimentação de contêineres dos navios para a retro área. Podem ser sobre rodas ou trilhos e são responsáveis por grandes solicitações no cais. No trabalho foi adotado um carregamento vertical de 65 tf/m para cada linha do portêiner e 6,5 tf/m horizontal.



Figura 2-2 - Portêineres carregando navios

2.5. Retro área

Local de estocagem dos contêineres onde há grande circulação de caminhões e reach stackers.

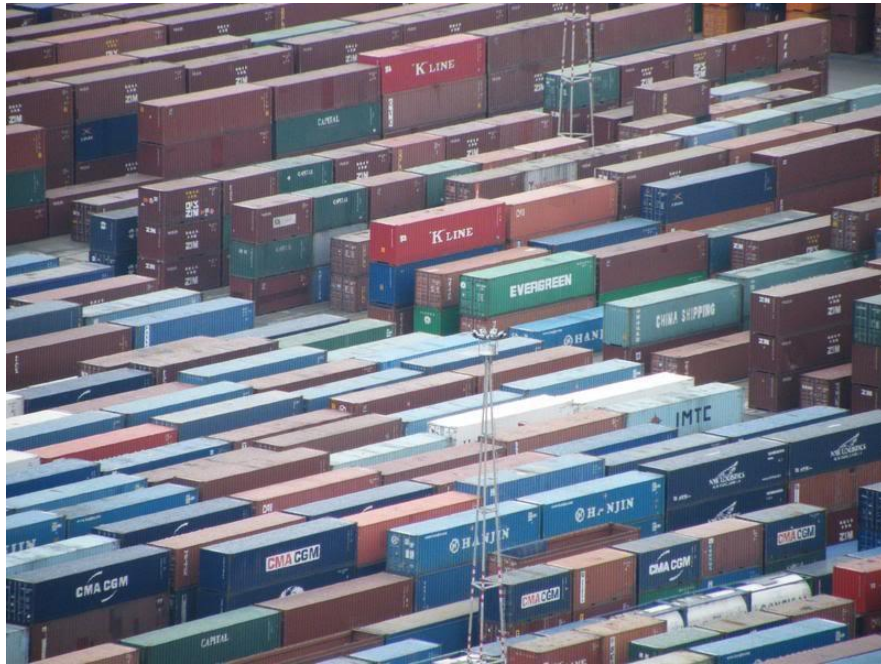


Figura 2-3 - Estocagem de contêineres na retro área

2.6. Reach Stacker

A Reach Stacker é uma empilhadeira de pequeno porte capaz de erguer um contêiner com carga máxima e armazená-lo a 14,7 metros de altura. Utilizada na maior parte do tempo na retro área, será de grande importância para o projeto da pavimentação dado que há uma concentração das cargas sobre o eixo dianteiro.



Figura 2-4 - Reach Stacker em atuação

2.7. Transtêiner

Pórtico a base de pneus ou trilhos responsável pela movimentação dos contêineres na retro área.



Figura 2-5 - Transtêiner descarregando contêiner de caminhão

2.8. Defensas



Figura 2-6 - Detalhe das defensas do cais

As defensas servem como estrutura de proteção ao cais e ao casco dos navios. São responsáveis por absorver o máximo de energia proveniente dos navios na atracação e transmiti-la o mínimo possível.



2.9. Cabeços de amarração



Figura 2-7 - Detalhe de um cabeço de amarração

Um dispositivo para fixação dos navios às obras acostáveis são os cabeços de amarração. Eles devem ser dimensionados a partir dos esforços exercidos sobre os navios ou embarcações pela ação dos ventos e correntes ou outras ações possíveis.

3. Introdução ao Canteiro de Obras

Segundo Souza (2000): “O estudo do canteiro de obras torna-se instrumento extremamente importante na busca da tão propalada qualidade e produtividade no processo produtivo, na medida em que é lá que grande parte das ações, visando sua obtenção, acontece. Qualidade e Produtividade somente serão alcançadas, nos níveis demandados pelo mercado, se houver uma sistematização do processo de concepção à implantação do canteiro de obras”.



No canteiro de obras do trabalho procurou-se buscar a devida qualidade e produtividade na disposição de elementos como: central de concreto, central de pré-moldados (que inclui corte, dobra, montagem das armaduras, estoque das armaduras, berços de estacas e viga/laje e estoque de estacas), local para montagem das fôrmas, estoque das lajes π , escritório, almoxarifado, refeitório, vestiário, ambulatório, estação de tratamento de esgoto, vivência, entre outros elementos.

As edificações para as áreas de lazer, refeitório e vestiários estão localizadas próximas entre si e separadas da área administrativa para dar maior liberdade aos funcionários nos horários de almoço. Foram utilizadas estruturas pré-fabricadas em madeira contratadas de empresas especializadas.

As áreas aproximadas de cada instalação foram obtidas através de estimativas. Para a obtenção das dimensões dos escritórios, vestiário, refeitório e almoxarifado foram estimados as quantidades de funcionários que utilizariam tais espaços na fase crítica da obra, ou seja, no momento em que mais funcionários estariam trabalhando no local. Admitindo nesta, aproximadamente 450 pessoas em obra sendo 280 da Andrade Gutierrez (empresa responsável pela obra) e 170 subempreiteiros.

A área industrial é dividida por um muro de concreto que separa a central de pré-moldagem da central de concreto. O estoque da viga/laje é localizado fora da central de pré-moldagem devido à demanda de espaço desses elementos.

3.1. Área Administrativa

As áreas administrativas foram dimensionadas para ser possível acomodar tranquilamente toda a administração, com sala de reunião, ambulatório, salas de



treinamento, sala dos mestres e técnicos, sala para os engenheiros e estagiários, entre outros.

3.1.1. Escritório

O escritório foi localizado em uma região mais protegida do canteiro, pois a proximidade com as demais partes do canteiro não possui tanta relevância em comparação com as demais instalações.

Podem ser encontrados as salas de reuniões, treinamentos, engenheiros, técnicos e estagiários.

3.1.2. Almoxarifado

O almoxarifado está localizado em uma região também protegida, porém está o mais próximo possível do portão de entrada de materiais.

3.1.3. Equipe Ambiental

Foi destinada também uma área para as equipes de intervenção ambiental, para que elas possam fazer os monitoramentos e assessoria necessária.

3.1.4. Laboratório

No laboratório, são efetuados os ensaios do concreto produzidos no próprio canteiro de obras. Podem ser estudados novos traços e romper corpos de provas para o monitoramento correto da resistência das estacas e outras estruturas.

3.1.5. Topografia

A equipe de topografia possui um espaço para trabalhar os dados coletados e guardar seus equipamentos.



3.1.6. Ambulatório

De extrema importância na obra, possui um médico de plantão e enfermeiras para atendimentos de rotina e primeiros socorros em casos mais graves.

3.1.7. Sala dos Mestres

Foi destinado, próximo ao laboratório e à topografia, um espaço para os mestres, onde possam organizar seus afazeres e serem encontrados com maior facilidade.

3.2. Área de vivência

Grande parte dos operários reside na cidade de Imbituba, portanto, não serão implantados alojamentos no local. Foram disponibilizados ônibus para o transporte dos funcionários saindo de pontos estratégicos da cidade até o canteiro de obras, onde foi destinado espaço para o estacionamento.

3.2.1. Vestiários

Os vestiários foram dimensionados a fim de permitir o posicionamento de armários individuais para os operários e bancos com largura mínima de 30 cm com sapateira em baixo.

3.2.2. Refeitórios

Os refeitórios foram dimensionados para acomodar os funcionários com área mínima de 1m² por pessoa e espaço para cozinha, já que a refeição é preparada no próprio local e servida em diferentes turnos de modo a atender as pessoas com maior conforto.



3.2.3. Sanitários

Para dimensionar os sanitários, admitiu-se um lavatório, um vaso sanitário e um mictório para cada 20 funcionários, um chuveiro para cada 10 funcionários sendo a área mínima de um Box de $0,8\text{m}^2$ e, para cada vaso sanitário, 1m^2 .

3.2.4. Área de Lazer

Na área de lazer foram destinados sofás, televisão e uma mesa de bilhar para os funcionários descansarem após almoço ou no final do expediente.

3.3. Canteiro Industrial

3.3.1. Descrição e Layout do Canteiro

A montagem das fôrmas e o estoque das barras de aço estão localizados próximos à entrada dos insumos, buscando facilitar a concretagem e reduzir a necessidade de movimentação das barras dentro do canteiro. [figura 3-1]



Figura 3-1 - Vista geral de canteiro



Foram destinadas no canteiro de obras, áreas de estoque de material, área de produção de pré-moldados e área de estoque de produto pronto.

Todo concreto utilizado na obra é produzido na central de concreto localizada no canteiro. Por gravidade, os insumos armazenados dentro dos silos são colocados no caminhão betoneira, seguindo o traço pré-estabelecido. A mistura é feita no próprio caminhão e então o concreto é transportado até o local de concretagem.

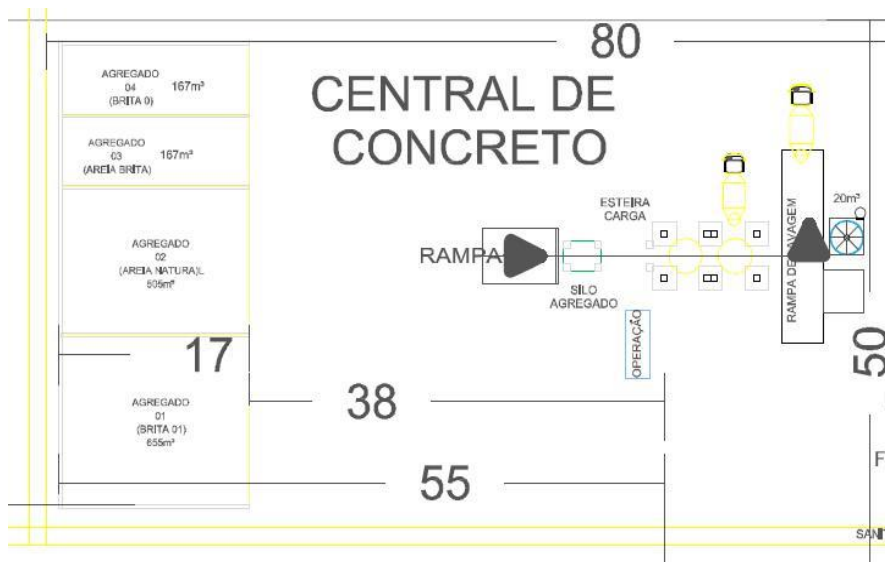
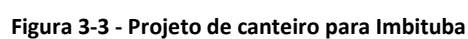


Figura 3-2 - Planta da Central de Concreto

Na Figura 3-2, pode-se ver o detalhe em planta da Central de Concreto onde é possível destacar o local destinado ao armazenamento dos insumos, rampas de acesso dos caminhões aos silos e lavagem, entre outros.





3.4. Equipamentos

3.4.1. Guindaste

Foram utilizados dois tipos de guindastes:

- Guindaste fixo estrategicamente localizado sobre balsas. Ele é responsável pelo transporte da estaca em solo, posicionando-a nas marrecas. Também realiza cravação das estacas verticais com guia suspensão [Figura 3-4] e sua capacidade máxima é de 25 t.



Figura 3-4 - Guindaste Fixo

- Guindaste móvel sobre rodas: o utilizado foi o da marca chinesa Zoomlion Puyuan, de renome no mercado mundial, modelo QY70V533 [Figura 3-5], que possui capacidade de carga máxima de 70 t. Essa capacidade de carga varia conforme a altura de utilização do braço do guindaste.



Modelo QY70V533



Figura 3-5 - Guindaste Móvel Zoomlion Puyuan

3.4.2. Bate-estaca

O conjunto bate-estaca é responsável pela cravação das estacas no mar. Para esse tipo de obra, o bate-estaca deve estar em uma plataforma flutuante, sendo assim a torre desse conjunto móvel. [Figura 3-6]



Figura 3-6 - Plataforma flutuante com bate-estaca

O bate-estaca trabalha com capacidade de carga de 12 t e altura total do conjunto de 7 metros, cravando cada estaca com queda do martelo de 1,5 metros. Em equipamentos como



este, a estabilidade na cravação é importante para a melhor precisão possível, otimizando os esforços solicitantes no conjunto de estacas e mantendo a mesma nega das estacas. O bate-estaca deve ser compatível com o tamanho da estaca e com o peso do martelo.

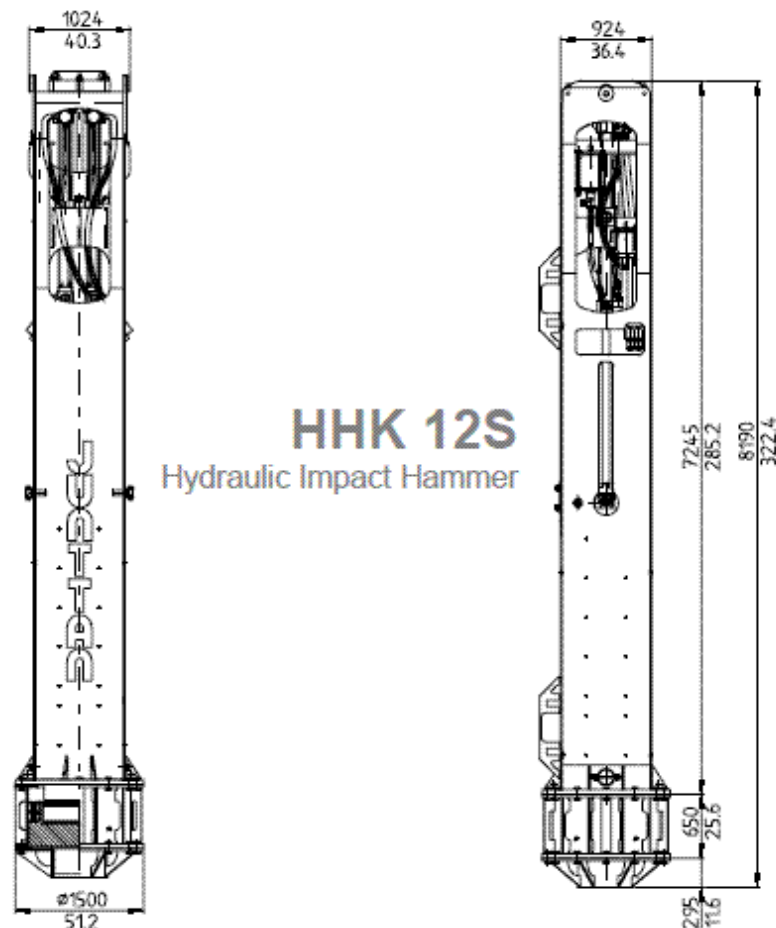


Figura 3-7 – Modelo do martelo hidráulico usado no bate-estaca

O martelo utilizado é hidráulico, também da marca JUNTAN, sendo o modelo HHK 12S, com 12 t. [Figura 3-7]

Outro fator importante é a presença da torre telescópica que permite posicionar a estaca de modo fácil e rápido.



3.4.3. Dolly

Sendo puxada por um trator, a Dolly é utilizada para transportar as estacas do local de produção até a margem no final do berço três. A própria estaca se encarrega de ser o eixo deste tipo de transporte. Os pontos de apoio durante o transporte são importantes para manter a integridade da estaca. [Figura 3-8]



Figura 3-8 - Dolly transportando uma estaca

3.4.4. Pórtico

De extrema importância no canteiro, realiza o transporte das estacas na sua linha de produção. O pórtico usado da marca MGM tem 25 metros de vão, 7 metros de altura útil com capacidade máxima de carga de 25 toneladas. [Figura 3-9]



Figura 3-9 - Pórtico

3.4.5. Caminhão Betoneira

O caminhão betoneira, assim como em outras obras, possui a importante função de transportar e produzir o concreto a ser usado na obra.



Figura 3-10 - Caminhão Betoneira

A empresa contratada para o transporte foi a WANMIX que utilizou caminhões betoneira de capacidade de 8m³. [Figura 3-11].



Figura 3-11 – Caminhão Betoneira junto aos silos

Além do transporte, o caminhão é responsável pela mistura dos insumos armazenados nos silos [Figura 3-11], para a produção do concreto.

3.4.6. Marreca

A Marreca é um transporte hidroviário de estacas e lajes pi. Ela funciona como uma balsa. Ela foi utilizada para transporte das estacas da margem do berço três até a plataforma flutuante de cravação das estacas. A marreca foi produzida no local mesmo e possui a capacidade de carga de apenas uma estaca por vez.

3.5. Produtividade no canteiro

É importante conhecer a produtividade do canteiro de obras de modo a estimar a duração total da obra, quantidade de insumos necessários e os equipamentos que serão utilizados.

Algumas premissas de produção e consumo foram adotadas, bem como foram coletados dados no próprio canteiro em Imbituba.



Neste trabalho, vamos dar foco às estacas que, pela complexidade da produção, transporte e cravação, determinam o caminho crítico no cronograma da obra. Também será abordada a produção das lajes π , já que ocupam considerável espaço no canteiro.

3.5.1. Estacas

As estacas são elementos estruturais de extrema importância para a obra de expansão do porto de Imbituba. Elas darão sustentação aos novos berços que serão construídos e estarão sujeitas a esforços tanto verticais quanto horizontais. Os projetistas determinaram uma quantidade de 1292 estacas a serem utilizadas de 80 cm de diâmetro.

A produção de estacas teve início junto com a operação do canteiro. A capacidade é de quatro estacas por dia, sendo necessário o trabalho em conjunto da armação, montagem das formas, concretagem e por fim armazenagem, respeitando o tempo de cura do concreto.

Foram utilizadas fôrmas metálicas internas e externas [Figura 3-12] bem como vibradores de fôrma capazes de tornar a mistura da massa mais homogênea, eliminando o ar e proporcionando maior dureza e resistência ao concreto. Aditivos foram utilizados para acelerar a evolução da resistência inicial do concreto e da pega da pasta de cimento durante o endurecimento, o que tornou possível retirar as estacas da fôrma em aproximadamente 12 horas.



Figura 3-12 - Fôrma metálica interna e externa

Como na obra foram disponibilizados quatro conjuntos de fôrmas, é possível concretar quatro estacas e, já no dia seguinte, ter todas as fôrmas para a concretagem de novas estacas.

O concreto deve atingir uma resistência mínima de 20 MPa para que possa ser transportada do berço ao seu local de estocagem, o que pode ser verificado rompendo corpo de provas na própria obra. Este processo leva de 24 a 36h para ocorrer, logo foram construídos dois berços com capacidade de produção de cinco estacas cada, para que não ocorram atrasos na obra.

Como se trata de um canteiro com espaço amplo, foi possível destinar mais de 110 metros, ou seja, cinco estacas de 22m enfileiradas, para a construção dos berços.



As estacas ficam em estoque no mínimo sete dias ou ao atingir 40 Mpa de resistência, tempo este necessário para a cura do concreto.

Uma vez pronta, um trator com apoio da Dolly é responsável pelo transporte das estacas até a marreca. Guindastes retiram as estacas da Dolly e as colocam nas marrecas, para serem transportadas até os conjuntos de cravação.

Um conjunto de cravação tem uma produtividade aproximada de 2,5 estacas por dia, ou seja, é capaz de cravar duas estacas e posicionar a terceira.

A produção das estacas teve início em março de 2009 e estava prevista, inicialmente, para acabar em abril de 2010. Respeitando o espaço limite de estocagem das estacas, é interessante acabar este processo mais cedo devido ao alto custo de locação dos conjuntos de fôrmas. Sendo assim, será feita a devolução assim que terminado já que determinam um custo relevante na obra. E ainda, é possível ganhar espaço no canteiro para outras atividades necessárias ou mesmo para começo da obra destinada para o local.

Tabela 3-1 - Cronograma das Estacas

Estacas						
Produção de estacas	Produção/dia	Dias	Semanas	Meses	Sub-Total	Total
	4	6	4	13,5	-	1292
Cravação com 1 conjunto bate-estaca (Obra Inteira)	Cravação/dia	Dias	Semanas	Meses	Sub-Total	Total
	2,5	6	4	21,5	-	1292
Cravação com 1 conjunto bate-estaca até Jul/09	Cravação/dia	Dias	Semanas	Meses	Sub-Total	Total
	2,5	6	4	3,5	210	-
Cravação com 2 conjuntos bate-estaca a partir de Out/09	Cravação/dia	Dias	Semanas	Meses	Sub-Total	Total
	5	6	4	9	1082	1292



Para realizar o dimensionamento das áreas de estocagem e produção das estacas, foram utilizadas as dimensões dos produtos de cada etapa associada à estimativa de quantidades máximas a serem estocadas.

A cravação de estacas teve início em abril de 2009 e sua previsão de término era janeiro de 2011. No entanto, em julho, o Porto de Imbituba recebeu uma notificação por parte do Instituto Chico Mendes de Conservação da Biodiversidade (ICMBio) suspendendo as operações de bate-estacas e martelete e solicitando uma proposta de adequação das atividades portuárias de forma a não prejudicar a área de reprodução das baleias francas.

Estudos foram feitos e analisaram o tipo de ruído e a propagação do som oriunda da cravação de estacas. Em função disto, foram definidas as áreas de seguranças e sobreaviso em um raio de até quatro quilômetros a partir do bate-estaca. Ou seja, se houverem baleias nestas áreas a cravação é imediatamente suspensa.

A situação foi normalizada em outubro de 2009 e opera mediante monitoramento das baleias na região portuária, o que só foi possível através de uma parceria da administração do Porto de Imbituba, Tecon Imbituba e Construtora Andrade Gutierrez com o Projeto Baleia Franca e o ICMBio.

A obra pode contar com apenas um conjunto de bate-estacas nos primeiros três meses e meio de operação. Devido ao problema enfrentado, foi constatada a necessidade da contratação de mais um até o término da obra respeitando o prazo limite, ou seja, término da cravação em janeiro de 2011.

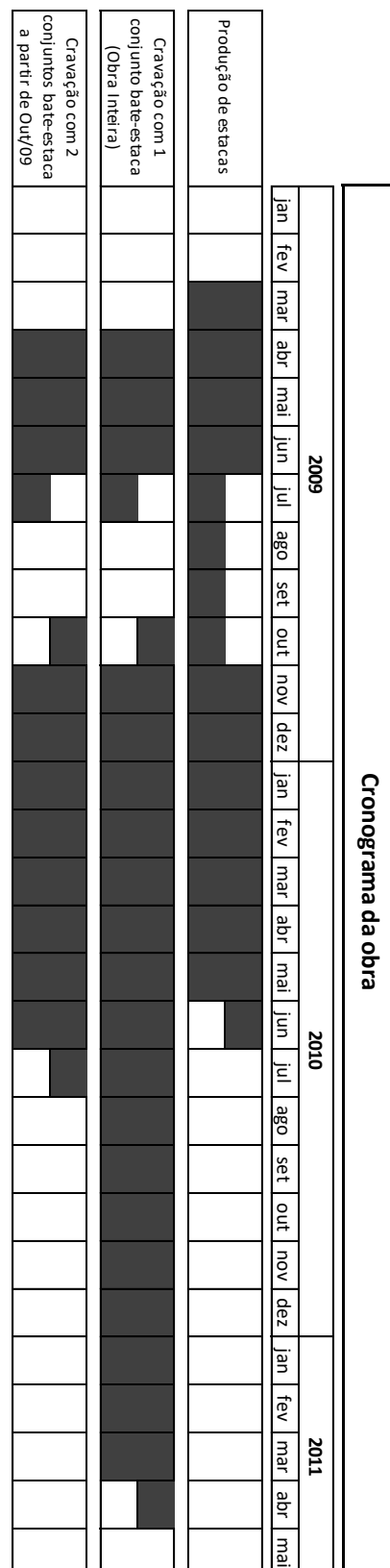


A duração total da obra estimada é de 27 meses e até maio de 2011 foi o prazo acordado para a entrega de todo o projeto de expansão do porto. O cronograma da parte de estacas da obra é possível ser visto na tabela 3-2.

3.5.2. Lajes π

No canteiro também são produzidas as π , que são as pré-lajes apoiadas diretamente viga calha. Foi destinado também espaço produção das formas, armaduras, concretagem e armazenamento.

Para o dimensionamento das áreas de estocagem e produção das lajes π , foi utilizada também a dimensão dos produtos cada etapa associada à estimativa de quantidades máximas a serem estocadas ao da obra.



lajes
na
para

de
longo



Figura 3-13 - Laje π no berço.

A capacidade de produção é de sete lajes por dia com tempo de cura aproximado de quatro dias. Para isto, foi necessária a contratação de sete jogos de fôrma. Assim como as estacas, a laje necessita atingir uma resistência mínima para que possa ser transportada do berço ao seu local de estocagem. Isto deve ocorrer de 24 às 36h, portanto foram construídos dois berços com capacidade para oito lajes cada para que não ocorram atrasos.



Figura 3-14 - Fôrmas e Estocagem da Laje π

O fluxo retilíneo de produção das lajes [Figura 3-15] contribui para a produtividade do processo. As etapas de corte/dobra, montagem e estoque da armadura, concretagem e estoque da laje acontecem numa sequência ordenada de modo que chegam os insumos de um lado e a laje esta pronta a ser transportada do outro.



Figura 3-15 - Pátio de Produção da Laje π

As lajes permanecem normalmente sete dias armazenadas no canteiro para posteriormente serem alocadas [Figura 3-1]. A obra possui equipes para alocarem até vinte lajes por dia.

A produção de estacas e lajes π está prevista para acabar pelo menos um mês antes do término da cravação das estacas. É importante a liberação de espaço no canteiro de obras para início da pavimentação e utilização das novas instalações. Por se tratar de uma área dentro do porto, o projeto inicial prevê que seja construído um pátio para contêineres.





4. Logística

O estudo da logística incluirá a avaliação e análise dos equipamentos disponíveis no mercado, a disposição dos contêineres na retro área e capacidade do cais.

Este estudo busca otimizar a utilização do terminal com um todo, nesta abordagem visamos sincronizar as operações do cais com a retro área.

Para alcançar nossos objetivos vamos utilizar alguns terminais de alta performance como benchmark, como os portos de *Singapore*, com capacidade anual de 27,93 milhões de TEU's em 2007 e Hong Kong, com capacidade anual de 23,88 milhões de TEU's também em 2007. Estes dois terminais figuram como primeiro e terceiro, respectivamente, na lista de terminais de contêineres mais utilizados em 2007. Além destes terminais, utilizaremos os terminais de Santos como referencia local, mais próximos da realidade de utilização brasileira e com capacidade anual de 2,53 milhões de TEU's em 2007, figurando como trigésimo nono porto mais utilizado, na mesma lista citada acima.

4.1. Terminais de Referencia (benchmark)

4.1.1. Singapore

Os terminais de Singapore são operados pela PSA e Jurong, no entanto vamos estudar apenas os terminais operados pela PSA, pois estes são terminais de contêineres, objeto de nosso estudo, os terminais da Jurong são de operação mista.

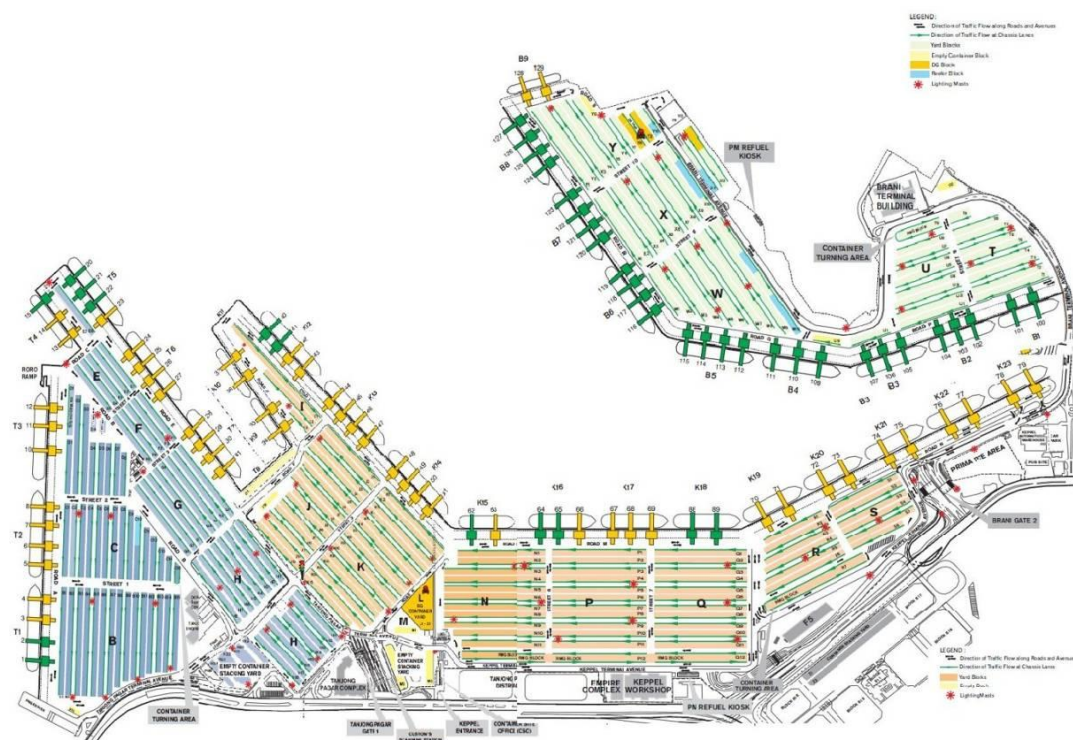


Figura 4-1 - Layout dos Terminais de *Singapore*

Alguns dados da estrutura atual dos terminais operados pela PSA:

Tabela 4-1 - Estrutural Atual - *Singapore*

Berços de atracação	44
Comprimento total dos berços	12,800 m
Área	436 hectares
Calado máximo:	16 m
portêiners:	143
Capacidade de projeto:	24,700 kTEU

Alem da capacidade atual algumas fases de ampliação, já em andamento, devem incluir mais 13 berços ainda este ano, 2009, e outras 2 fases que até 2013 adicionarão mais 16 berços.



4.1.2. Hong-Kong

Os terminais de Hong Kong são operados por 5 diferentes empresas, vamos estudar os terminais operados pela Hong-kong International Terminals, por ser mais significativo em capacidade anual, mais de 50% do trafego do terminal de contêineres de Kwai Tsing. Abaixo temos o layout do porto de Hong Kong e seus terminais.

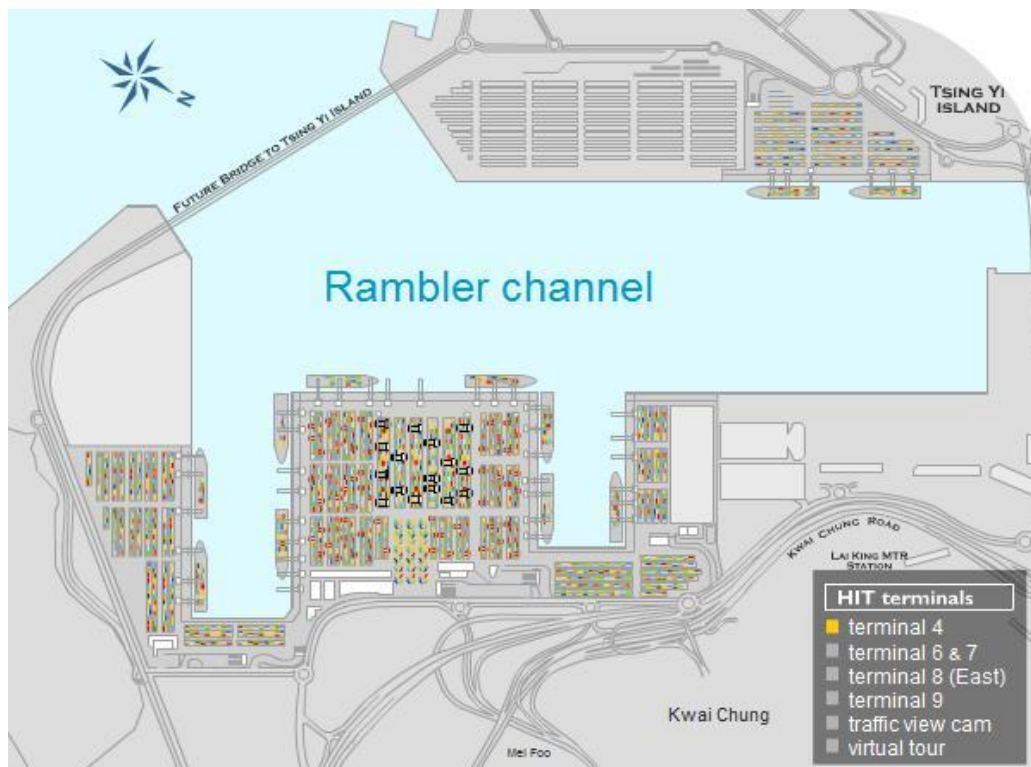


Figura 4-2 - Layout dos Terminais de *Hong Kong*



Abaixo segue tabela com a estrutura atual do porto de Hong Kong.

Tabela 4-2 - Estrutura Atual - *Hong Kong*

Berços de atracação	14
Comprimento total dos berços	4.327 m
Área	141 hectares
Calado máximo:	15,5 m
portêiners:	55
Capacidade de projeto:	12.000 kTEU

4.1.3. Santos

O porto de Santos é composto por cinco terminais de contêineres que representam mais de 98% da movimentação total de contêineres do porto. Neste contexto vamos avaliar os terminais operados pela Santos Brasil que operam 1.283.554 TEU's ano em 2008.

A movimentação em 2008 foi de 2,67 milhões de TEU's, menos de 10% da movimentação dos terminais de *Singapore*.

Ainda para 2009 haverá acréscimo de 220m de cais e 11,2 ha de retro área com a inauguração do TECON IV.

Abaixo temos uma imagem de satélite dos terminais operados pela Santos Brasil.

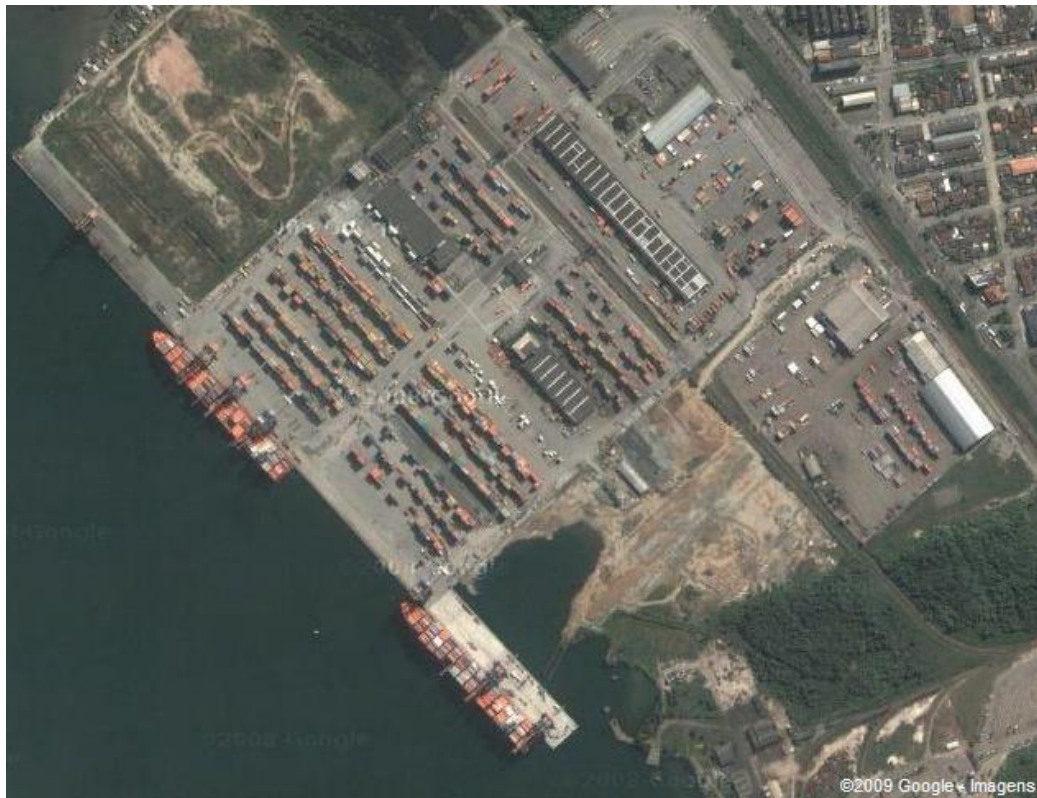


Figura 4-3 - Imagem de Satélite dos terminais Santos Brasil

Abaixo segue tabela com a estrutura atual do terminal de contêineres de Santos.

Tabela 4-3- Estrutura Atual - Santos

Berços de atracação	3
Comprimento total dos berços	760 m
Área	4,84 hectares
Calado máximo:	13 m
portêiners:	10
Capacidade de projeto:	1.500 kTEU

4.2. Layout

O desenvolvimento do layout é uma das etapas mais importantes no dimensionamento da capacidade estática de um terminal portuário. Neste trabalho não



poderia ser diferente, com uma área de 76.170,35 m² a dificuldade de encontrar uma solução viável operacionalmente e que atenda as operações de cais aumentam.

Uma das primeiras avaliações é quanto à altura de estocagem, que afeta a capacidade total de estocagem e a acessibilidade de cada contêiner. Para retro áreas de pequenas dimensões a tendência é o aumento da altura de empilhamento para maximizar a capacidade total, mas este aumento eleva o número de movimentos do transtêiner / *reach stacker* na alocação e retirada dos contêineres, reduzindo a eficiência do terminal e aumentando o custo com equipamentos. Esta redução de eficiência e aumento de custos não pertencem ao escopo deste trabalho e não serão considerados. Assim, o empilhamento utilizado será compatível aos nossos *benchmarks* e será de 5+1 contêineres. Este padrão é utilizado nos terminais operados pela Santos Brasil.

Definida a altura de estocagem temos que encontrar os equipamentos corretos para aplicarmos esta solução. Como citado acima, este estudo não inclui avaliação econômica dos custos de cada equipamento, assim a escolha será pelo que trará o maior rendimento operacional, independente dos investimentos necessários. Assim, segundo THORESEN, 2003 para terminais com densidade maiores de 1.000 Tios/ha é recomendado a utilização de transtêineres e a densidade encontrada em nosso terminal foi de aproximadamente 30.000 Tios/ha. Assim utilizaremos transtêineres em mais de 90% da área útil, já o *reach stacker* será empregado apenas em pequenas áreas e de preferência para contêineres vazios visto que a solicitação no pavimento é um fator importante no dimensionamento final do terminal, este assunto será abordado com mais profundidade no tópico de pavimentos deste mesmo trabalho. Em alguns casos também será utilizado para cargas perigosas e *reefers* (contêineres refrigerados).



Alem das definições acima, nosso estudo buscou avaliar o impacto da redução das vias de circulação na capacidade estática, esta unicamente pelo ganho de área útil e aumento da densidade, no entanto outras implicações operacionais aparecem, como maior tempo de ciclo dos caminhões e necessidades de transtêineres velozes para atender distancias superiores a 170m, por exemplo.

Assim, neste trabalho apresentaremos quatro layouts, o primeiro de máxima densidade, sem vias intermediarias e de passagem (*bypass lane*), o segundo com vias de passagem (*bypass lane*) e o terceiro com vias intermediarias e de passagem (*bypass lane*). No ultimo layout utilizamos o layout 3 como base alterando apenas a disposição dos blocos, buscando entender as vantagens de cada disposição.

Para chegamos na capacidade estática da retro área utilizamos o tempo de permanência médio de 7 dias e 360 dias ao ano.

Os resultados em *ground slots* e capacidade estática estão apresentados na tabela abaixo.



Tabela 4-4 - Comparação de *ground slots* e capacidade estática dos layouts.

	Layout 1		Layout 2		Layout 3		Layout 4	
	Perda %		Perda %		Perda %		Perda %	
	vs.	Absoluto	vs.	Absoluto	vs.	Absoluto	vs.	Absoluto
	Maior		Maior		Maior		Maior	
Contêineres	0%	10.620	-7%	9.870	-12%	9.300	-11%	9.480
Reefers	-47%	320	0%	600	-23%	460	-20%	480
Vazios	-17%	420	-1%	500	0%	505	-12%	445
Carga Perigosa	0%	90	-39%	55	-39%	55	-11%	80
Total	0%	11.450	-4%	11.025	-10%	10.320	-8%	10.485
Capacidade								
Estática		588.857		567.000		530.743		539.229

Para execução do layout ainda temos uma serie de definições como segue abaixo.

4.2.1. Gabarito do raio de curva caminhão

Como buscamos um aumento da área útil pela redução das vias de circulação a escolha do gabarito é um fator importante. A escolha do raio levou em conta o menor raio de curva possível para este caminhão tipo, 12,5m. Como não temos ferramentas suficientes para avaliar o impacto na segurança e eficiência da operação pela redução do raio de curva, definimos o raio em função dos raios já utilizado pelo *benchmark* local e este é para um raio de 14m, segundo figura 4-4:

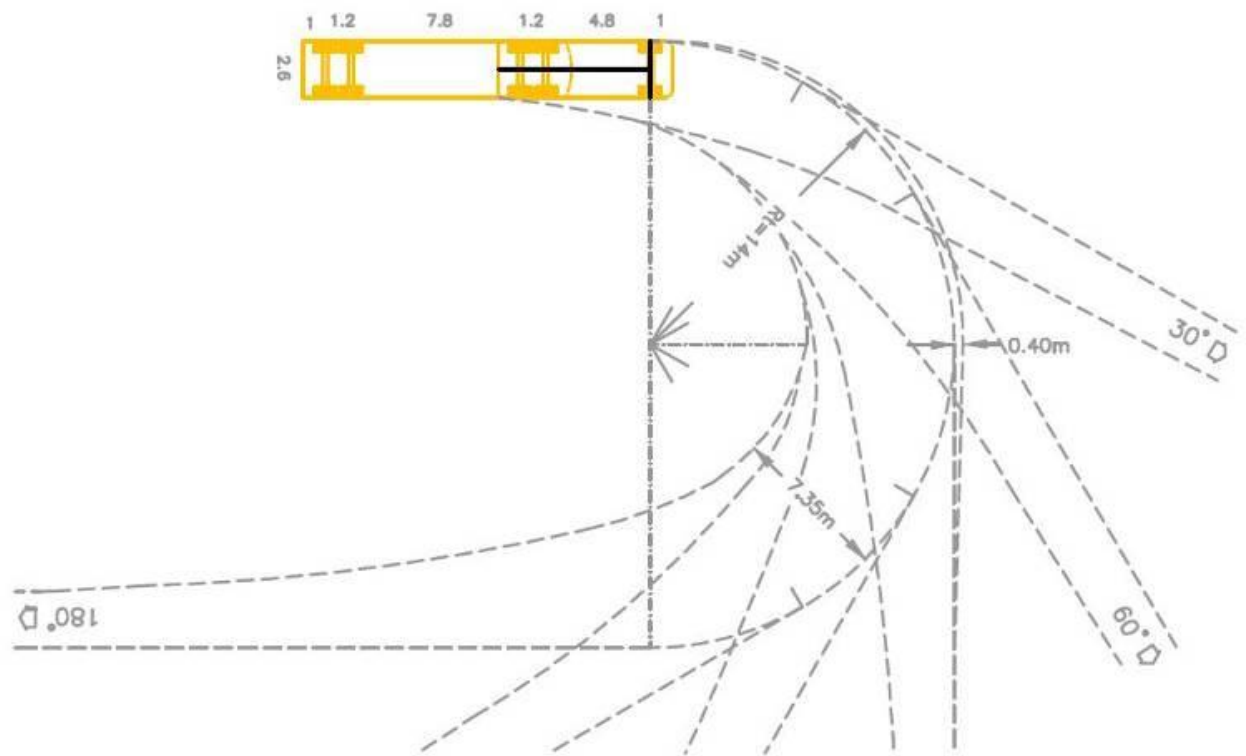


Figura 4-4 - Raio de Curva para Caminhão-tipo

4.2.2. Gabarito do raio de operação reach stacker

Como utilizaremos *reach stacker* em nossa operação, como citamos acima, foram levados em consideração os raios mínimos de operação deste equipamento, conforme figura 4-5:

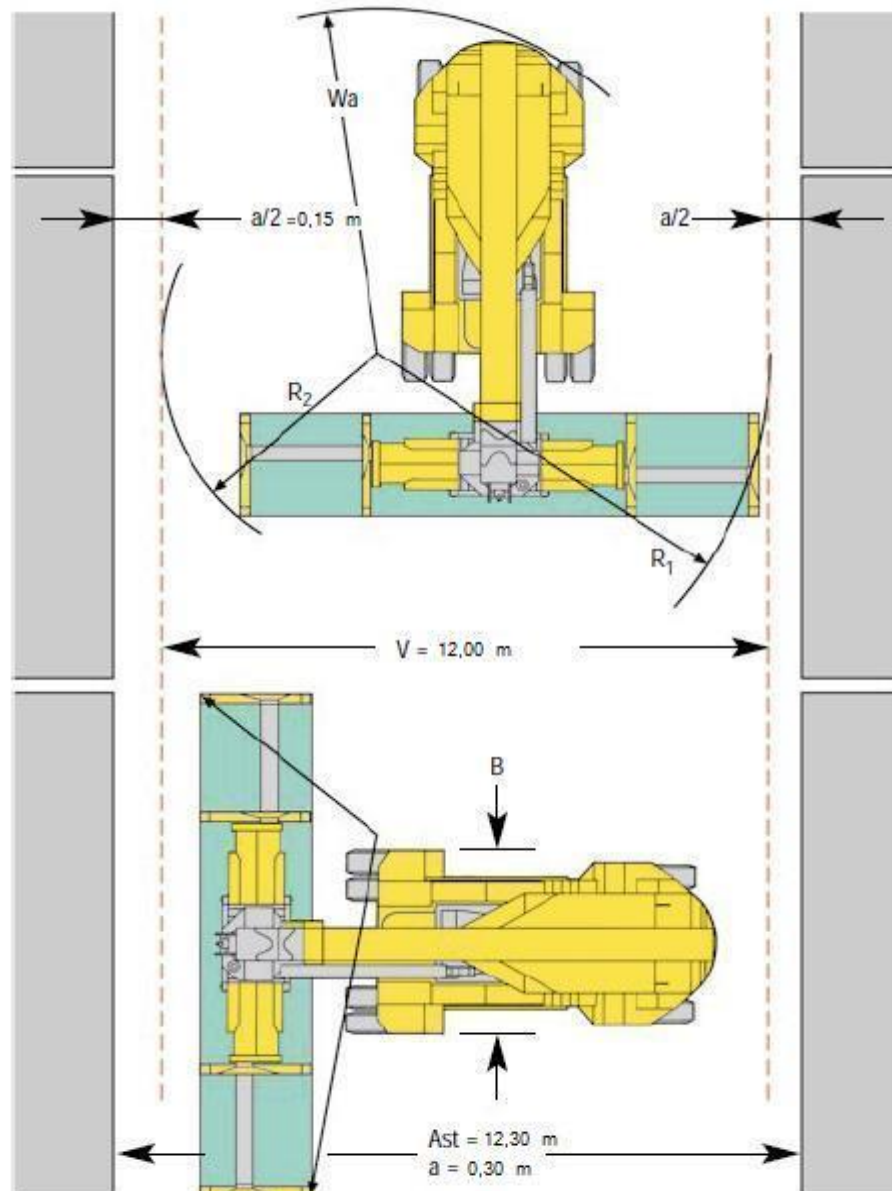


Figura 4-5 – Raio de Operação da Reach Stacker

4.2.3. Espaçamentos Gerais

Para a disposição dos blocos utilizamos espaçamentos de 30 cm entre os contêineres normais e 1,30 para os *reefers* (contêineres refrigerados) de acordo com as figuras 4-6 e 4-7 abaixo.

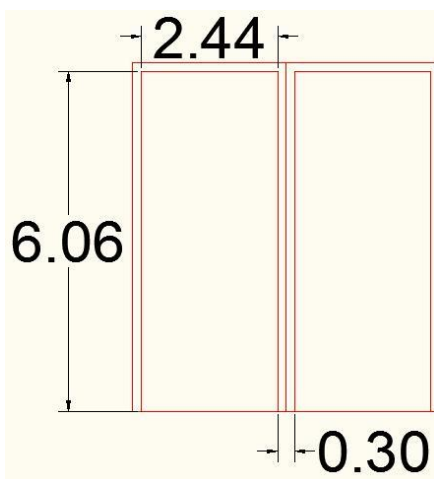


Figura 4-6 - Espaçamentos e Dimensões dos contêineres

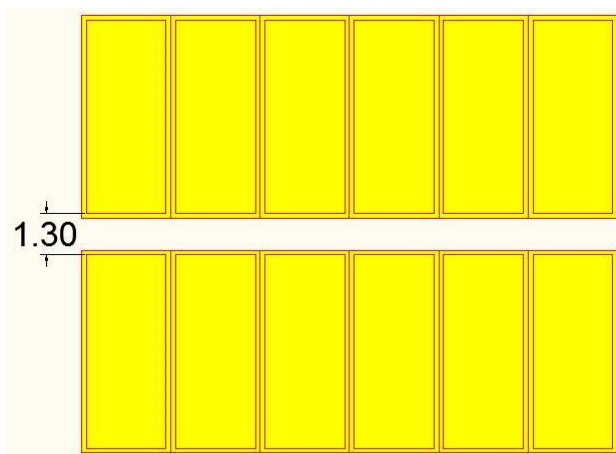


Figura 4-7 - Espaçamento dos Reefers

Além dos espaçamentos entre contêineres, temos o comprimento das vias de carregamento/descarregamentos dos transtêineres, espaçamento entre transtêineres, dimensões do transtêineres e largura das vias de circulação, segundo as figuras 4-8, 4-9 e 4-10 respectivamente.

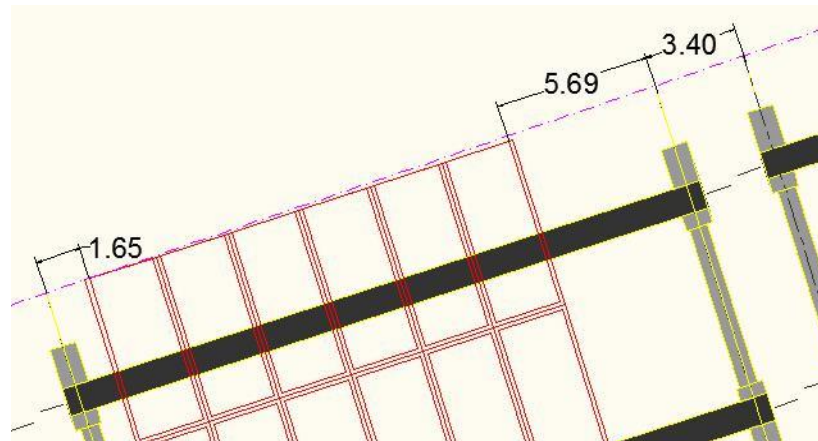


Figura 4-8 - Espaço e largura da via de carregamento/descarregamento

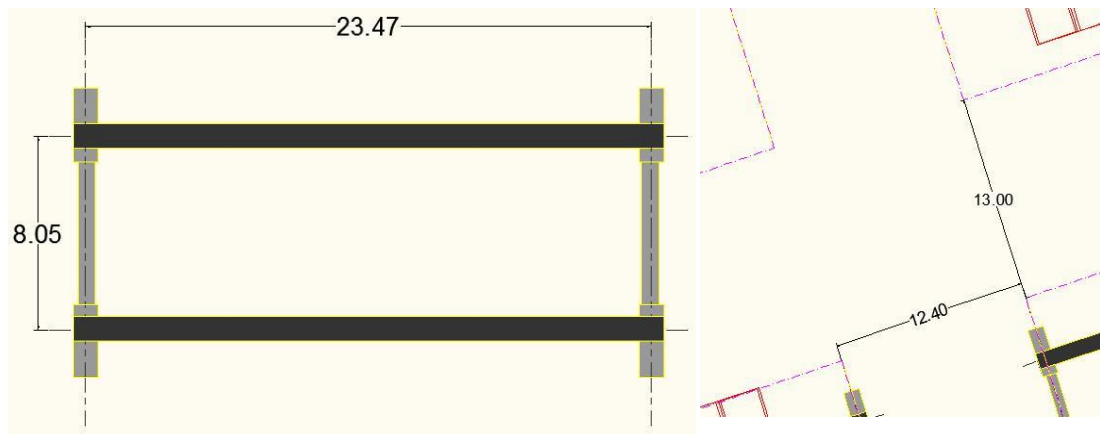


Figura 4-9 - Dimensões Transtêiner

Figura 4-10 - Largura das Vias de circulação

4.2.4. Layout 1

Como já prevíamos no momento da elaboração, este layout nos dá a maior capacidade estática da retro área, comparado aos outros layouts desenvolvidos, os ganhos em *ground slots* são significativos, mesmo para nossa reduzida área de estudo. De acordo com esta disposição chegamos a uma capacidade estática superior a capacidade do berço de atracação. Com ganhos de 4% vs. Layout 2 e 10% vs. Layout 3.

Este layout é de acordo com o modelo utilizado pela PSA em terminais de altíssima capacidade e movimentação como o de *Singapore*, onde o aumento da densidade torna-se fundamental para atender tamanho fluxo. No Brasil este layout



não é utilizado pelas operadoras locais, sua utilização ficaria vinculada a grandes investimentos em equipamentos velozes para viabilizar a grande densidade e só seria justificada em casos de grandes movimentações. Além dos custos envolvidos temos questões operacionais, como segurança, estes fatores são de difícil mensuração, um trabalho de campo deve ser realizado para avaliar as possíveis implicações da eliminação das vias de passagem, no entanto este não é o objetivo deste estudo.



ESPAÇO PARA LAYOUT 1

TEMOS QUE IMPRIMIR A3



4.2.5. Layout 2

Com o acréscimo das vias de passagem entre transtêineres (*bypass lane*) temos uma redução de 4% na capacidade estática da retro área vs. Layout 1. Mesmo com esta redução de capacidade estática ela continua superior a capacidade do cais.

Esta redução da capacidade estática pode ser compensada pelo menor tempo de ciclo e redução da quantidade de equipamentos de transporte. Uma análise econômica dos investimentos necessários pode avaliar melhor os ganhos com as alterações sugeridas.

Neste layout ainda necessitamos de equipamentos de alta performance para movimentação dos contêineres, pois as filas continuam longas e superiores a 170 m, limite sugerido por fabricantes de equipamentos.



ESPAÇO PARA LAYOUT 2

TEMOS QUE IMPRIMIR A3



4.2.6. Layout 3

Com o acréscimo das vias de passagem entre transtêineres (*bypass lane*) e vias intermediárias temos uma redução de 10% na capacidade estática vs. Layout 1. Mesmo com esta redução de capacidade estática ela continua superior a capacidade do cais.

A melhor avaliação dos ganhos na utilização deste layout seria na avaliação financeira, principalmente pela redução dos equipamentos em função das menores filas e facilidade de acesso e circulação. Além dos ganhos financeiros temos também os ganhos operacionais pela redução do tempo de movimentação dos contêineres e conseqüentemente redução do tempo de ciclo.

Como já citamos acima, neste layout podemos optar por equipamentos mais econômicos, pois o maior comprimento da fila será de 140 m, menor que a distância sugerida pelos fabricantes de transtêineres.



ESPAÇO PARA LAYOUT 3

TEMOS QUE IMPRIMIR A3



4.2.7. Layout 4

Nesta variação do Layout 3, foi alterado o posicionamento das filas em 90º ficando perpendiculares ao cais. Esta alteração é mais bem vista no layout abaixo.

Apesar do pequeno ganho em capacidade estática, o objetivo desta alteração foi inserir a discussão do possível ganho através da redução de veículos para alimentação da primeira linha de contêineres. Sendo estas alimentadas diretamente pelos portêiners, que colocariam os contêineres no solo, eliminando o equipamento de transporte.

Sem dúvida alguma a operação poderia ser chamada de mista, com equipamentos de transporte e contêineres ao solo, pois a movimentação dos portêiners é superior ao dos transtêineres.

A melhor avaliação dos ganhos desta disposição seria feita por uma avaliação financeira, pois os investimentos em equipamentos poderiam ser reduzidos sem comprometer a capacidade de movimentação da retro área.



ESPAÇO PARA LAYOUT 4

TEMOS QUE IMPRIMIR A3



4.2.8. Tipos e distribuição dos contêineres

A disposição dos “ground slots” foi projetada para diferentes tipos de contêineres. Para operação no porto de Imbituba será disponibilizado na retro área espaço para:

- Contêineres carregados: 40 pés.
- Contêineres carregados: 20 pés.
- Contêineres vazios.
- Contêineres com carga perigosa.
- Contêineres refrigerados.

A distribuição dos contêineres na retro área foi feita pensando no fluxo de caminhões, facilidade de acesso às pilhas, maior frequência de utilização, proximidade da saída entre outros fatores.

As pilhas de contêineres carregados ficam mais próximas ao berço, pois é onde se encontra o maior fluxo de caminhões e grande parte do material carregado.

Vale ressaltar que não foi considerado neste estudo área para armazenamento do material transportado. Dado que a área da retro área é pequena e este espaço é financeiramente pouco atrativo, uma alternativa possível é a construção de um porto seco fora da área portuária. As vantagens são que é possível otimizar o espaço de



estocagem dos contêineres e ainda utilizar para armazenamento terrenos que sejam de menor valor financeiro

4.3. Recomendações

Após a consolidação das informações obtidas com os quatro layouts desenvolvidos, nossa primeira avaliação de que a área disponibilizada para armazenagem dos contêineres seria insuficiente mostrou-se falha.

Mesmo o layout com menor área útil atende a capacidade de movimentação do cais com grande folga, 229.000 TEU's/ano do cais vs. 530.000 TEU's/ano do Layout 3.

Nestas condições afirmamos que o berço 3 é insuficiente para atender a capacidade de armazenagem desta área em estudo.

Uma possível solução seria atender também aos berços 1, 2 ou 4, que estão sendo ampliados e reformados. Ainda outra possibilidade seria a dragagem para atender navios superiores ao *Post Panamax*, aumentando assim a utilização dos portêiners e conseqüentemente a capacidade de operação do cais.

4.4. Estudo do Terminal

O estudo da operação portuária envolve o exame dos fluxos de carga e descarga dos navios, em função dos volumes, tipos e natureza das cargas e dos equipamentos empregados em sua movimentação. Dependendo das quantidades e distintas naturezas destas cargas e de seus volumes anuais ou mensais, tipos dos navios ou



frotas, o estudo operacional define as taxas de ocupação dos cais ou obras, a quantidade e os comprimentos dos berços de atracação.

4.4.1. Escolha do Navio Tipo

Para o dimensionamento da capacidade de transporte do porto é necessário que se conheça os navios que vão operar no terminal. Dois navios-tipo serão utilizados para os cálculos.

➤ **Full Cellular (1970-1980)**

Comprimento: 220,6 metros

Calado: 12,1 metros

DWT: 75.000

Capacidade: 2305 TEUS

➤ **Post-Panamax (1986-2000)**

Comprimento: 287,6 metros

Calado: 13,2 metros

DWT: 100.000

Capacidade: 4848 TEUS

Para os cálculos será empregado um navio médio entre os apresentados que terá capacidade para transportar 3576,5 TEUS.



4.4.2. Escolha do Portêiner

O portêiner Post Panamax utilizado tem a capacidade de retirar um contêiner do navio em 72s e serão utilizados dois portêiners por berço. Estes devem operar 16 horas/dia e seis dias por semana.

4.4.3. Escolha do Transtêiner

O Transtêiner escolhido tem capacidade para pilhas de 5+1 contêineres de altura por 6 contêineres de largura.

Será estabelecido um comprimento máximo dos ground slot a fim de evitar atrasos nas operações.

4.4.4. Premissas de operação do Terminal

A seguir segue um resumo das informações necessárias a fim de obtermos a capacidade anual de operação do terminal.

- 1 ano = 365 dias, sendo 330 dias úteis.
- Carga horária de funcionamento do portêiner: 16 horas/dia.
- Capacidade do navio: 50% carregado
- Tempo de aproximação/atracação/saída do navio no berço: 8 horas.
- Tempo de permanência de contêiner na retro área: 5 a 7 dias.



4.4.5. Capacidade anual de operação

- Cálculo do Tempo médio de permanência de um navio no berço:

O tempo de permanência de um navio no berço é composto pelo tempo médio de aproximação de um navio no porto, tempo de atracação no berço, tempo de retirada e colocação dos contêineres no navio e, por fim, o tempo de saída do navio do porto.

Por dados coletados em campo, podemos constatar que os navios levam cerca de 8 horas para aproximação, atracação e saída do berço. Este tempo pode parecer excessivo, mas é um trabalho de extrema perícia, pois a região apresenta ventos muito fortes, forte correnteza e estruturas ainda precárias.

$$T_{manobra} = T_{chegada} + T_{atracação} + T_{saída} = 1/3 DIAS$$

O tempo de retirada e colocação dos contêineres depende diretamente da capacidade dos portêiners que irão operar no cais. No caso, estes guindastes disponibilizados conseguem retirar um contêiner a cada 72 segundos, como já mencionado anteriormente.

A seguir segue o cálculo do tempo, em dias, de retirada de um contêiner pelo portêiner:

$$T_{contêiner} = \frac{72 \left(\frac{s}{contêiner} \right)}{16 \left(\frac{h}{dia} \right) \cdot 60(s) \cdot 60(min)} = 0,00125 DIAS$$



Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
Engenharia Civil
Trabalho de Formatura - 2009

Sendo assim é possível calcular o tempo de retirada dos contêineres do navio. Foi adotado que os navios que operarão no porto de Imbituba circulam com 50% da capacidade de carregamento e que operam por berço dois portêiners simultaneamente. A seguir segue o cálculo referido:

$$T_{\text{retirada}} = \frac{T_{\text{contêiner}} \cdot 1788,25(\text{contêineres})}{2(\text{portêiners})} = 1,12 \text{ DIAS}$$

Por fim é possível obter o tempo médio de permanência de um navio no berço somando todas as etapas descritas anteriormente. Nota-se que o tempo de retirado é igual ao tempo de colocação dos contêineres no navio, portanto é multiplicado por dois.

$$T_{\text{permanência}} = 2T_{\text{retirada}} + T_{\text{manobra}} = 2,6 \text{ DIAS}$$

Logo, temos que o tempo médio de permanência de um navio no berço é de 2,6 dias.

➤ Quantidade de navios por ano no berço:

Com o tempo de permanência de um navio no berço, é possível calcular a quantidade de navios que operam por ano nos berços.

Será utilizada para este cálculo uma premissa de operação de seis dias de trabalho por semana, como foi constatado na visita ao porto. Podendo então aproximar para 330 dias úteis em um ano.



A seguir o cálculo mencionado:

$$N^{\circ} \frac{\text{Navios}}{\text{Ano}} = \frac{330(\text{Dias úteis})}{2,6(T_{\text{permanência}})} = 128$$

Com isso foi possível obter um número aproximado de 128 navios por ano no berço estudado.

- Quantidade de TEUS movimentados por ano no berço:

A partir da informação de quantidade de navios que operam no berço anualmente e da capacidade de contêineres do navio-tipo, é possível obter a quantidade de TEUS movimentados no período de um ano através de um cálculo simples:

$$\frac{\text{TEUS}}{\text{Ano}} (\text{Berço}) = 1788,25 \left(\frac{\text{contêineres}}{\text{Navio Médio}} \right) \cdot 128 = 229.741$$

Logo temos uma expectativa de operar no berço 229.741 TEUS anualmente.

- Quantidade movimentada pelo portêiner de TEUS por ano no berço:

$$\frac{\text{TEUS}}{\text{Ano}} (\text{Porteiner}) = \frac{229.741}{2 \left(\frac{\text{portêineres}}{\text{berço}} \right)} = 114.870$$

Sendo assim, como temos dois portêiners operando em um berço simultaneamente, a capacidade de operação do portêiner é de 114.870 TEUS por berço anualmente.



➤ Quantidade de TEUS movimentados por ano no berço, relativo à área da retro área:

Sabendo o tamanho da retro área de 8 hm e a quantidade de TEU's movimentados em um ano, temos o cálculo a seguir:

$$\frac{TEUS}{Ano} (Área da Retroarea) = \frac{229.741}{8} = 30.161$$

➤ Quantidade de TEUS movimentados por ano no berço, relativo ao comprimento do cais:

Sabendo o tamanho do cais de 245 m e a quantidade de TEUS movimentados em um ano, temos o cálculo a seguir:

$$\frac{TEUS}{Ano} (Cais) = \frac{229.741}{245} = 938$$

4.4.6. Capacidade anual de operação no mundo

A seguir segue um comparativo da capacidade anual de operação no mundo. É possível observar que o projeto de expansão para o porto de Imbituba é bastante arrojado. Atingir uma capacidade de 900.000 o tornaria o próximo dos principais portos do Brasil em capacidade transportada de contêineres.



Tabela 4-5 - Comparativo de capacidade de operação entre portos no mundo

TEUS/ANO	Imbituba*	Santos	Hong Kong	Singapura
Total	900.000	1.051.841	13.425.000	20.600.000
Berço	229.741	262.960	559.375	174.576
Porteiner	114.870	131.480	156.105	174.576
Retroarea (ha)	30.161	21.732	47.103	60.718
Cais (m)	938	983	1.574	1.715

*Capacidade estimada em projeto.

Dados: 2004.

Essa capacidade seria possível, pois o porto de Imbituba está sendo projetada para ter um dos calados mais rebaixados da região, permitindo a operação de navios maiores. Com isso, a navegação por cabotagem aumentaria consideravelmente tornando o movimento maior na região.

As obras de expansão seguem um ritmo acelerado, pois, após a destruição parcial do porto de Itajaí, causada pelas chuvas, começou uma corrida contra o tempo a fim de dominar o mercado excedente da região. Portos como o de Itapoá e até mesmo Santos tem se preocupado com esta demanda extra.

5. Geotecnia

“A obtenção de dados sobre os esforços resistentes, ou seja, sobre o comportamento carga x recalque dos elementos de fundação é fundamental para o projeto de qualquer obra geotécnica”(Bilfinger, 2002, fl. 50). Para tanto, em geral, utiliza-se de processos de previsão de capacidade de carga, baseados em interpretações a partir do perfil de solo local e de ensaios geotécnicos.



No estudo geotécnico da concepção de uma obra portuária, há grande importância estrutural e econômica no cravamento das estacas do cais. Portanto, este trabalho se propõe a mostrar um estudo da capacidade de carga através da comparação entre os resultados obtidos pelo método sugerido por Aoki e Velloso (1975) e as Provas de Carga Estática e Dinâmica realizadas no TECON da Santos Brasil. Também serão descritos alguns conceitos executivos, como o embuchamento da ponta da estaca e o Fator de Set Up (cicatrização).

5.1. Determinação da Capacidade de Carga em Estacas

A capacidade de carga de estacas é geralmente a característica mais importante de uma estaca cravada. Somente em situações especiais existem critérios que não a capacidade de carga e, mesmo assim, muitas vezes estes outros critérios estão ligados, direta ou indiretamente à capacidade de carga. Esta determinação pode ser direta, através de provas de carga, ou indireta, através de alguma metodologia que estime o valor da capacidade de carga (Bilfinger, 2002).

5.1.1. O Método de Análise Preliminar: Aoki-Velloso

5.1.1.1. Descrição

Por este método, proposto pelos autores no Congresso Panamericano de 1975, em Buenos Aires, utiliza-se parâmetros retirados do ensaio CPT (“Cone Penetration Test”) para a obtenção dos valores de resistência de ponta e atrito lateral. No Brasil não é plenamente difundido o uso do CPT, de modo que também foi proposta por Aoki e Velloso uma relação entre os resultados do ensaio SPT que permite estimar os



Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
Engenharia Civil
Trabalho de Formatura - 2009

parâmetros de resistência utilizados. Segue uma breve descrição matemática do

Método:

$$\bullet P_r = P_a + P_p \quad \text{onde:}$$

P_r = carga de ruptura da estaca

P_a = parcela da carga suportada por atrito lateral

P_p = Parcela da carga suportada pela resistência de ponta

Agora:

$$\bullet P_p = A_p \times q_c / F_1$$

A_p = área da seção transversal na ponta da estaca

q_c = resistência de ponta do ensaio CPT

F_1 = fator de conversão do ensaio para estaca

$$\bullet P_a = \sum (U \times \delta L_i \times f_{si} / F_2)$$

U = perímetro da seção transversal da estaca

δL_i = trecho, ao longo do comprimento da estaca, em que f_{si} é constante

f_{si} = resistência de atrito lateral local do ensaio CPT

F_2 = fator de conversão do ensaio para estaca



Para estacas de aço e pré-moldadas de concreto foram sugeridos $F1=1,75$ e $F2=3,50$ (Aoki e Veloso, 1975).

As relações propostas para estimar os resultados de CPT através do ensaio de SPT são:

$$f_{si} = \alpha \times q_c$$

$$q_c = K \times N_{SPT}$$

Os valores de α e K adotados serão os propostos por Aoki e Velloso. Estes parâmetros, que dependem apenas do tipo de solo, foram os utilizados na retroanálise dos casos reais realizada pelos autores. Através da comparação entre as capacidades de carga obtidas pelo método e os resultados das provas de carga será proposta, na última subseção deste estudo geotécnico, uma recalibração do Método para a região em estudo.



Tabela 5-1 - Valores de K e α propostos por Aoki e Veloso (1975)

Tipo de solo	α (kgf/cm ²)	K
argila	0,060	2,0
argila siltosa	0,040	2,2
argila arenosa	0,024	3,5
silte	0,030	4,0
silte argiloso	0,034	2,3
silte arenoso	0,022	5,5
areia	0,014	10,0
areia argilosa	0,030	6,0
areia siltosa	0,020	8,0

5.1.1.2. Aplicação

A partir da o perfil geotécnico traçado, um estudo prévio de capacidade de carga foi realizado. Com ele, adotaremos o critério de utilizar cerca de 80% da capacidade de carga na forma de atrito lateral e 20% para a resistência de ponta. Este critério será utilizado apenas como um estudo inicial, pois este foi estipulado para aceitação de estacas escavadas. A estaca utilizada neste tipo de obra e adotada como ponto de partida do estudo foi uma estaca mista de concreto e metálica, com 80 cm de diâmetro e carga nominal de 350 tf, a obtenção da carga de trabalho está detalhada na seção de análise estrutural deste trabalho.

A partir da metodologia já descrita, chegou-se aos seguintes resultados:



Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
Engenharia Civil
Trabalho de Formatura - 2009

Tabela 5-2 - Aplicação do método sugerido por Aoki e Veloso (1975) para a sondagem SM - 02

Dados		Sondagem								
Gerais		L	cota	solo	NSPT	K	α	Pp (tf)	Pa (tf)	Pr
Pnom (tf)	350	1	-1	Água	0	0,0	0,000	0	0	0
CS	2	2	-2	Água	0	0,0	0,000	0	0	0
Pr (tf)	700	3	-3	Água	0	0,0	0,000	0	0	0
ϕ (cm)	80	4	-4	Água	0	0,0	0,000	0	0	0
Resistência de ponta		5	-5	Água	0	0,0	0,000	0	0	0
Ap (cm ²)	5026,548	6	-6	Água	0	0,0	0,000	0	0	0
F1	1,75	7	-7	Água	0	0,0	0,000	0	0	0
Atrito lateral		8	-8	Água	0	0,0	0,000	0	0	0
U (cm)	251,3274	9	-9	Água	0	0,0	0,000	0	0	0
F2	3,5	10	-10	argila siltosa	0	0,0	0,000	0	0	0
		11	-11	argila siltosa	0	0,0	0,000	0	0	0
		12	-12	argila siltosa	0	0,0	0,000	0	0	0
		13	-13	argila siltosa	13	2,2	0,040	82,15	8,21	90,36
		14	-14	areia argilosa	21	6,0	0,030	361,91	35,36	397,27
		15	-15	areia siltosa	27	8,0	0,020	620,42	66,38	686,80
		16	-16	areia siltosa	32	8,0	0,020	735,31	103,14	838,46
		17	-17	areia siltosa	38	8,0	0,020	873,18	146,80	1019,99
		18	-18	areia siltosa	46	8,0	0,020	1057,01	199,65	1256,67
		19	-19	areia siltosa	43	8,0	0,020	988,08	249,06	1237,13
		20	-20	areia siltosa	45	8,0	0,020	1034,03	300,76	1334,79
		21	-21	areia siltosa	48	8,0	0,020	1102,97	355,91	1458,88
		22	-22	areia siltosa	41	8,0	0,020	942,12	403,01	1345,13
		23	-23	areia siltosa	29	8,0	0,020	666,38	436,33	1102,71
		24	-24	areia argilosa	2	6,0	0,030	34,47	438,92	473,39
		25	-25	argila siltosa	35	2,2	0,040	221,17	461,04	682,20
		26	-26	areia argilosa	40	6,0	0,030	689,36	512,74	1202,09
		27	-27	areia siltosa	19	8,0	0,020	436,59	534,57	971,16
		28	-28	areia argilosa	39	6,0	0,030	672,12	584,98	1257,10
		29	-29	argila arenosa	18	3,5	0,024	180,96	595,83	776,79
		30	-30	argila arenosa	22	3,5	0,024	221,17	609,10	830,27
		31	-31	argila arenosa	42	3,5	0,024	422,23	634,44	1056,67
		32	-32	argila arenosa	34	3,5	0,024	341,81	654,94	996,75
		33	-33	argila arenosa	35	3,5	0,024	351,86	676,06	1027,91

Primeiramente, vale lembrar que os cálculos consideram uma estaca com ponta fechada, fato que irá ocorrer, apenas, caso se verifique o “embuchamento” esperado (este conceito será discutido, adiante). Adotando-se o coeficiente de segurança proposto por Aoki e Velloso (CS=2,0), foi calculada a carga de ruptura da estaca $Pr = 2,0 \times 350 = 700$ tf. Foi constatado nos resultados desta análise preliminar que este valor de capacidade de carga é atingido, com bons valores de carga por atrito lateral (valores superiores a 80% da capacidade total), a partir da cota -26 m. Este resultado



sugere que se apóie a estaca aproximadamente nesta cota, para esta região do perfil geotécnico.

5.1.2. Provas de Carga

5.1.2.1. Prova de Carga Dinâmica

Normalizada pela NBR – 13208 – Ensaio de Carregamento Dinâmico – a prova de carga dinâmica consiste na aplicação de um golpe de martelo no topo da estaca, de modo a gerar ondas de deformação. É um ensaio em que se aplica um carregamento dinâmico axial no topo do elemento estrutural de fundação, com o objetivo de obter principalmente uma avaliação da sua capacidade de carga, com a utilização de instrumentação adequada a da aplicação da teoria da equação de onda (Moraes, 2005).

As primeiras aplicações a fundações em estacas cravadas foram aparentemente executadas por St. Venant. Posteriormente foram desenvolvidas técnicas diversas, tais como instrumentação com transdutores piezoelétricos com registro dos sinais em osciloscópio ou medições de deslocamentos através de câmeras filmadoras de alta velocidade, todas elas de sucesso limitado (Bilfinger, 2002, Niyama, 1983).

5.1.2.1.1. Instrumentação

Na realização da instrumentação dinâmica é utilizado o sistema PDA (*Pile Driving Analyser*), composto por dois acelerômetros, dois transdutores de deformação específica e um analisador de cravação (o sistema utilizado em Imbituba é o PDA (*Pile Driving Analyser*) e ele será destacado neste trabalho, entretanto, existem outros



sistemas de instrumentação, comercializados por outros fornecedores.). Os acelerômetros e transdutores de deformação são colocados em posições diametralmente opostas, próximas ao topo da estaca, para compensar os efeitos de momento fletor, e os sinais coletados por cada medidor, a cada golpe, são enviados através de cabos para o analisador – PDA. Este sistema permite obter, segundo site na web da Empresa *In Situ Geotecnia* (www.insitu.com.br):

- Força máxima do impacto;
- Energia máxima do golpe;
- Energia aplicada ao sistema (EMX);
- Eficiência do sistema de cravação;
- Verificação de dano estrutural e sua posição;
- Resistência máxima mobilizada (RMX);
- Deslocamentos máximos (DMX);
- Avaliação da distribuição da resistência.

Segundo Moraes (2005), Bilfinger et al. (2002), a instrumentação dinâmica com o auxílio do PDA, quando associada a realizações de interpretações usando o programa CAPWAP®, permite quantificar separadamente as parcelas de tensão na ponta e fuste, permitindo uma análise dos métodos de previsão da capacidade de carga como o proposto por Aoki e Velloso (1975).



5.1.2.1.2. Método CAPWAP®

O método CAPWAP®, desenvolvido na Case Western Research University (EUA), permite uma análise elaborada dos sinais obtidos pela instrumentação.

Através do método CAPWAP®, o sistema estaca-solo é modelado por uma série de massas e molas com o objetivo de se obter a carga estática mobilizada durante o golpe do martelo (Moraes, 2005).

A seguir, serão analisados os resultados das provas de carga dinâmicas em algumas estacas ensaiadas em Imituba.

Através da análise dos resultados do CAPWAP® (**ANEXO A – CAPWAP SUMMARY RESULTS**) chega-se aos seguintes resultados:

Tabela 5-3 - Resumo dos resultados do CAPWAP para uma estaca da área do Berço em execução

Estaca: E42		
Golpe: 155		
cota	Pp (tf)	Pa (tf)
-13,7		0,0
-15,6		6,1
-17,4		13,0
-19,2		54,6
-21,7		155,6
-24,3		230,1
-26,9		281,9
-29,5	35,0	396,0
Pr = 431,00		(tf)
EMX=	11,87	ton x m
DMX=	23,65	MM

Verifica-se, portanto, uma resistência total de 431 tf para apoio da estaca na cota -29,5 m.



5.1.2.1.3. Estudo de Recravação – Análise do Fator de “set-up”

Alguns solos apresentam fenômenos de cicatrização / relaxamento (“set-up”) algum tempo após a cravação de estacas. O ensaio de carregamento dinâmico permite avaliar estes efeitos a partir da recravação da estaca, alguns dias após a cravação. Esta mudança de comportamento ocorre devido ao acomodamento do solo em torno da estaca ocorrer de forma gradual. Foi observado no solo da fundação do TECON, em Imbituba, um bom potencial de “set-up”, na forma de “cicatrização”.

O potencial de “set-up” de um solo, segundo Bilfinger (2002), pode ser avaliado por um especialista quando existirem dados de bibliografia e experiência de projeto do solo estudado. Quando existir este potencial, deve-se verificar se já ocorreu “set-up” neste solo para a estaca estudada. Estudos indicam que um prazo de 10 dias já seria suficiente para a ocorrência do “set-up” (Bilfinger, 2002, Mello et al., 1998).

As provas de carga dinâmicas de recravação realizadas na obra do porto de Imbituba levaram aos resultados mostrados na tabela abaixo:



Tabela 5-4 - Resumo dos resultados de resistência na recravação da estaca E22, a um e a sete dias.

Estaca: E22			Estaca: E22		
Recravação de 1 dia			Recravação de 7 dias		
cota	Pp (tf)	Pa (tf)	cota (m)	Pp (tf)	Pa (tf)
-14,4		0,00	-14,4		9,60
-16,3		13,90	-16,3		34,60
-18,2		58,10	-18,2		85,40
-20,2		120,50	-20,2		146,00
-22,6		195,10	-22,6		236,80
-25,0		275,70	-25,0		299,30
-27,4		354,50	-27,4		408,80
-29,8	19,9	370,10	-29,8	34,8	448,60
		Pr = 390,00 (tf)			Pr = 483,40 (tf)

Fica evidente, na comparação dos resultados, o ganho de capacidade de carga da estaca E22 entre o primeiro e o sétimo dia após a cravação. Observando a resistência global, o aumento relativo foi de aproximadamente 24%. Entretanto, o fator de “set-up” não é aceito por todos os autores, alguns consideram que este estudo pode levar a resultados demasiadamente otimistas. Ainda, segundo Bilfinger (2002), o ideal seria realizar algumas provas de carga de recravação à idade crescente para uma boa avaliação do potencial de “set-up” e fixar critérios de execução para as provas de carga.

5.1.2.1.4. Estudo da Envoltória

Outro estudo da resistência de atrito lateral será proposto para atingir valores de resistência. Ele consiste na análise da resistência, na recravação, em golpes com energia crescente. A idéia é que com o aumento da energia fornecida, golpe após golpe, se consiga valores de resistência de atrito estático para cada segmento do perfil



de solo estudado. Com os resultados fornecidos pelo CAPWAP® de cada um dos golpes podemos ter valores mais próximos da envoltória de resistência ao atrito lateral em torno da estaca.

Tabela 5-5 - Obtenção da envoltória de resistência por atrito lateral

Envoltória Recravação de 7 dias Estaca E22					
	golpe 2	golpe 3	golpe 4	golpe 5	Envoltória
EMX (ton x m)	3,22	4,05	5,19	6,47	-
Segm. de solo No.					
1	9,50	9,60	0,00	45,90	45,90
2	19,90	25,00	32,10	8,50	32,10
3	49,90	50,80	67,60	21,30	67,60
4	95,00	60,60	43,90	70,00	95,00
5	96,90	90,80	88,50	99,50	99,50
6	93,60	62,50	54,80	66,00	93,60
7	61,70	109,50	72,80	19,30	109,50
8	54,40	39,80	36,80	63,80	63,80
Soma	480,90	448,60	396,50	394,30	607,00
Ponta	11,10	34,80	41,60	46,60	46,60
C.C. Tot.					653,60

A tabela acima mostra os resultados do CAPWAP® para a recravação de 7 dias na estaca E22 de Imbituba. Compondo a Envoltória pelos maiores valores de resistência de cada camada ao se elevar a energia fornecida à estaca, podemos admitir estarmos chegando cada vez mais próximos do valor de resistência de atrito estático para o segmento. Assim, somando todos os valores de resistência da envoltória temos um



bom valor de Capacidade de Carga para atrito lateral, uma vez que a situação de utilização do estaqueamento é, necessariamente, estática.

Segundo Bilfinger (2002), Mello et al. (1998) apresentaram um estudo de envoltória como o descrito acima. Foram analisados sucessivos golpes de recravação, para interpretar a envoltória de atrito lateral.

5.1.2.2. Prova de Carga Estática

Segundo Bilfinger (2002), remetendo a Rocha Filho (1985): “o objetivo das provas de carga estáticas é, de forma simplificada, antecipar os potenciais carregamentos em determinado elemento de fundação, visando verificar / avaliar a sua real capacidade de carga, seu comportamento tensão x deformação e/ou determinar características do maciço de solo.”

Também é recomendado que se realizem provas de carga estáticas quando não há conhecimento suficiente sobre o subsolo, ou quando se está testando um novo tipo de estaca (BILFINGER, 2002, DGGT, 1998). Bilfinger (2002) faz questão de ressaltar que, usualmente, a prova de carga estática é executada em estacas isoladas e, sendo assim, seu comportamento não necessariamente é igual ao de um grupo de estacas.

A idéia da prova de carga estática é, portanto, reproduzir a seqüência de carregamentos reais da estrutura, que são, em geral, crescentes (BILFINGER, 2002, AOKI, 1997).



5.1.2.2.1. Análise dos resultados da Prova de Carga Estática.

Como Imbituba ainda está em fase de execução de provas de carga estática, analisaremos, com a finalidade de discutir alguns resultados deste tipo de análise, os resultados de ensaios realizados no porto de Santos. Foi disponibilizada, para análise neste trabalho, a prova de carga estática realizada na estaca E535 da fundação do quarto terminal de contêineres da Operadora Portuária, Santos Brasil, na região da retroárea. A prova de carga foi realizada de acordo com a especificação técnica AG55A-G1E-01-004 rev. 00 (**ANEXO B – ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA, PROVA DE CARGA ESTÁTICA COM CARREGAMENTO MISTO**), que tomou como referência para sua estruturação a Norma ABNT NBR 1213 – Estacas – Prova de carga estática – Método de Ensaio.

Antes de apresentar a análise dos resultados encontrados, segue uma breve descrição do mecanismo utilizado para execução do ensaio:

A estrutura montada para submeter a estaca às elevadas cargas de prova é composta, basicamente, por quatro estacas de reação, vigas metálicas solidarizando o mecanismo e um sistema de macaqueamento, que carrega a estaca ensaiada em duas etapas. Na primeira etapa, é utilizado um carregamento lento, com aplicação de cargas em estágios equivalentes a 20% da carga de trabalho, até que seja atingida uma carga igual a 1,2 vezes a carga de trabalho. Segue-se, então, um descarregamento em quatro estágios. Na segunda etapa, faz-se um carregamento rápido, com a aplicação de cargas em estágios também equivalentes a 20% da carga de trabalho, até que a carga de ruptura prevista para a estaca seja atingida.



A figura a seguir mostra o esquema, em planta, das estacas de reação, vigas e estaca ensaiada:

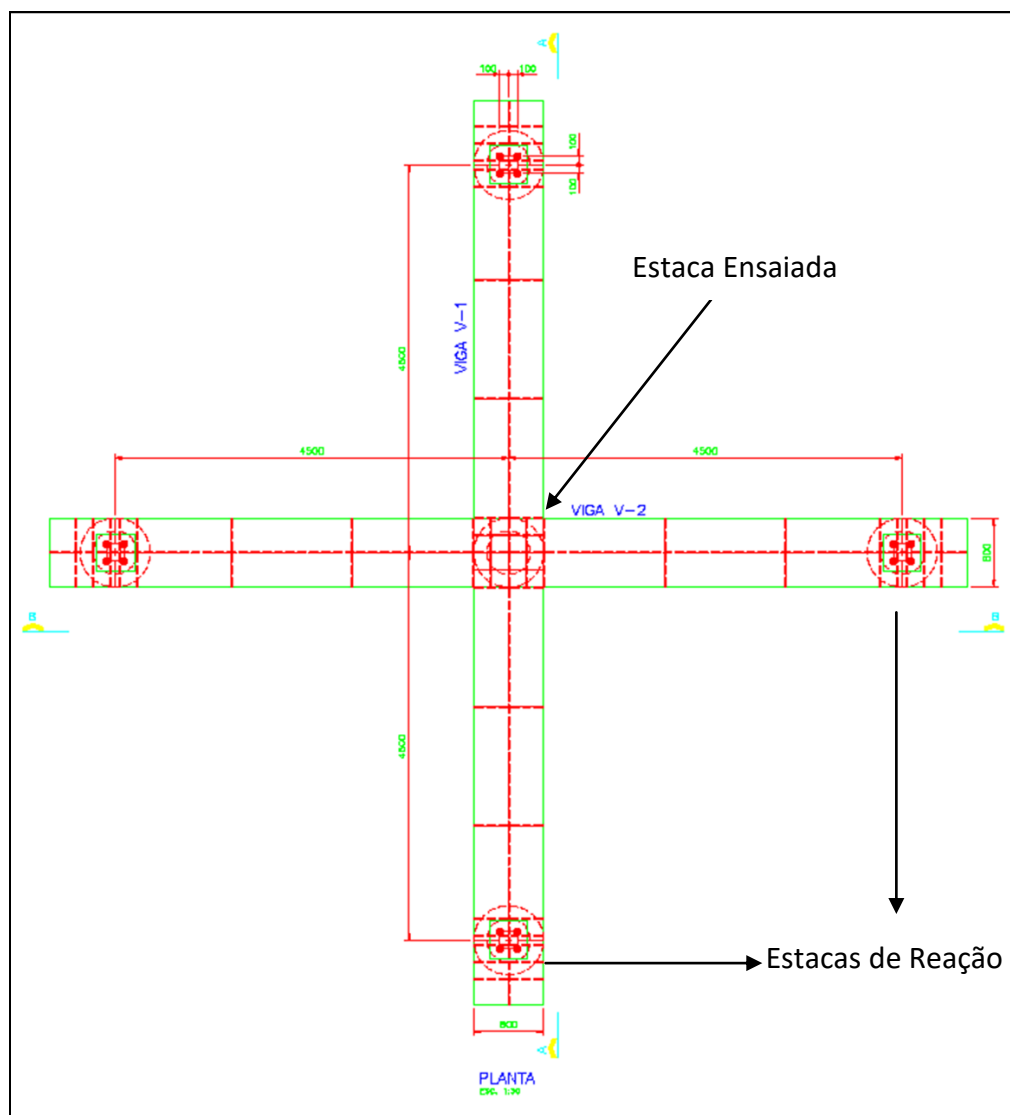


Figura 5-1 - Prova de carga estática com uso de estacas de reação



Segue, agora, os resultados dos ensaios da primeira e da segunda etapa:

1ª Etapa – Carregamento Lento:

Tabela 5-6 - Valores médios obtidos na 1ª Etapa

Carga (tf)	Recalque (mm)
0	0,00
74	0,71
148	1,95
222	3,11
296	5,09
370	7,03
444	9,11
333	7,97
222	6,88
111	3,64
0	0,96

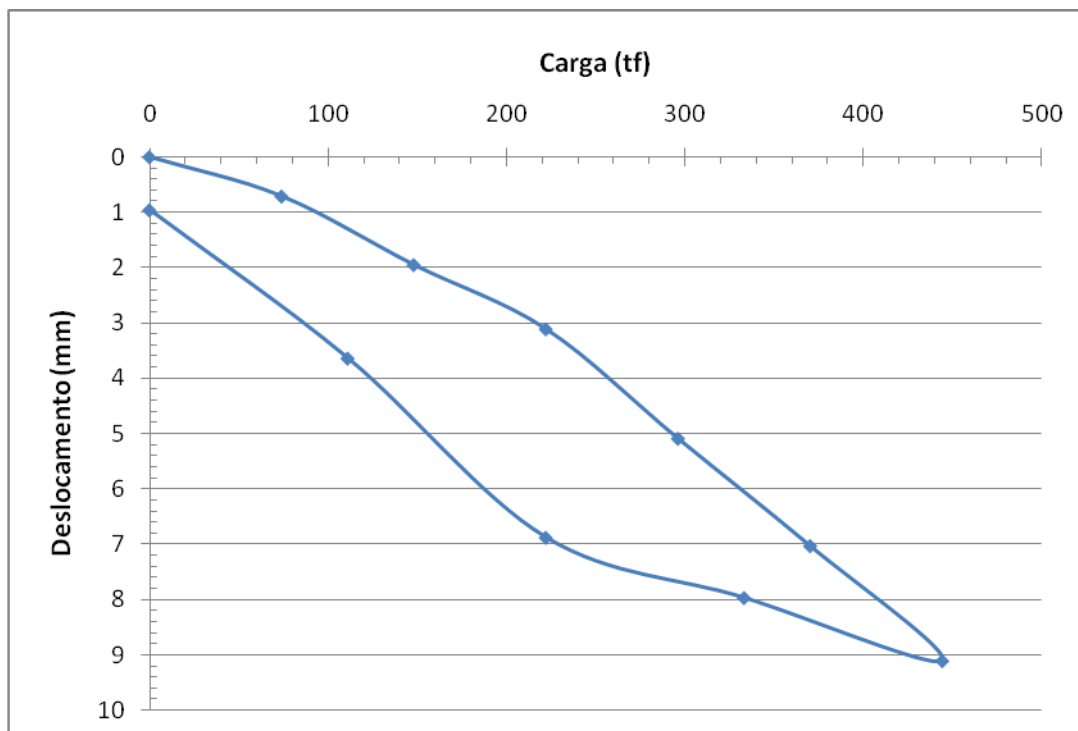


Figura 5-2 - Comportamento Carga x Recalque resultante do Carregamento Lento

2ª Etapa – Carregamento Rápido

Tabela 5-7- Valores médios obtidos na 2ª Etapa

Carga (tf)	Recalque (mm)
0	0,96
72	2,54
148	3,79
222	5,26
296	6,94
370	8,64
444	9,84
518	11,91
592	14,26
666	17,52
740	20,03
592	19,30
444	17,20



296	14,00
148	9,60
0	3,90

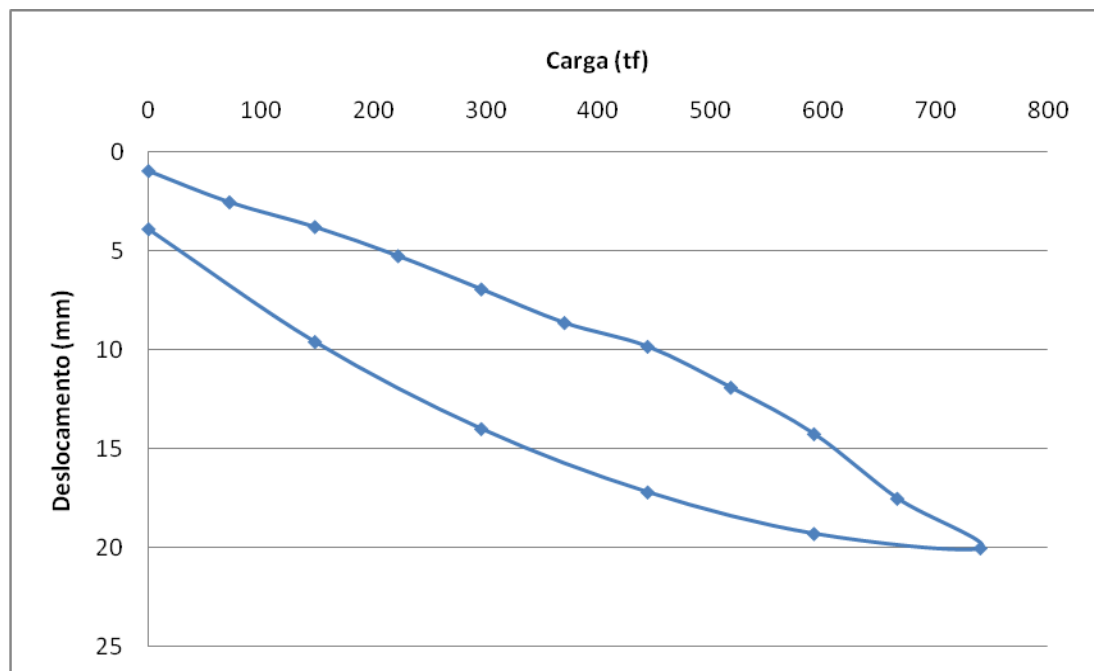


Figura 5-3 - Comportamento Carga x Recalque resultante do Carregamento Rápido

A partir dos resultados, acima mostrados, conclui-se que a estaca ensaiada teve comportamento adequado (praticamente elástico). O recalque residual apresentado foi apenas de, aproximadamente, quatro milímetros para uma carga total aplicada, equivalente ao dobro da carga de trabalho. Nota-se, também, um recalque máximo da ordem de 20 milímetros, ou seja, 2,5% do diâmetro da estaca. Segundo o critério de ruptura da NBR 6122, o recalque máximo da estaca é dado por: $\Delta_r = P_r \times L / (A \times E) + D/30$.



Onde:

Δr = recalque de ruptura convencional

P_r = carga de ruptura convencional

L = comprimento da estaca

A = área da seção transversal da estaca

E = módulo de elasticidade do material da estaca

D = diâmetro do círculo circunscrito à estaca

Desta forma, chega-se a um recalque máximo, para esta estaca ensaiada, de aproximadamente 70 mm. Comparando este resultado com o recalque máximo constatado no ensaio (cerca de 20 mm), verifica-se um recalque de aproximadamente 30% do recalque que a estaca teria em sua ruptura geotécnica. Em suma, a análise do resultado da prova de carga permite afirmar que a estaca ensaiada teve comportamento adequado e atende aos requisitos de projeto.

5.1.3. Embuchamento

Na cravação de estacas vazadas uma discussão importante para a capacidade de carga de ponta é o embuchamento.

O embuchamento ocorre quando, na cravação de estacas de ponta aberta, o solo se acumula no interior da estaca no momento da cravação. A “bucha” que se forma



altera o comportamento da estaca, tornando-o semelhante ao de uma estaca de ponta fechada.

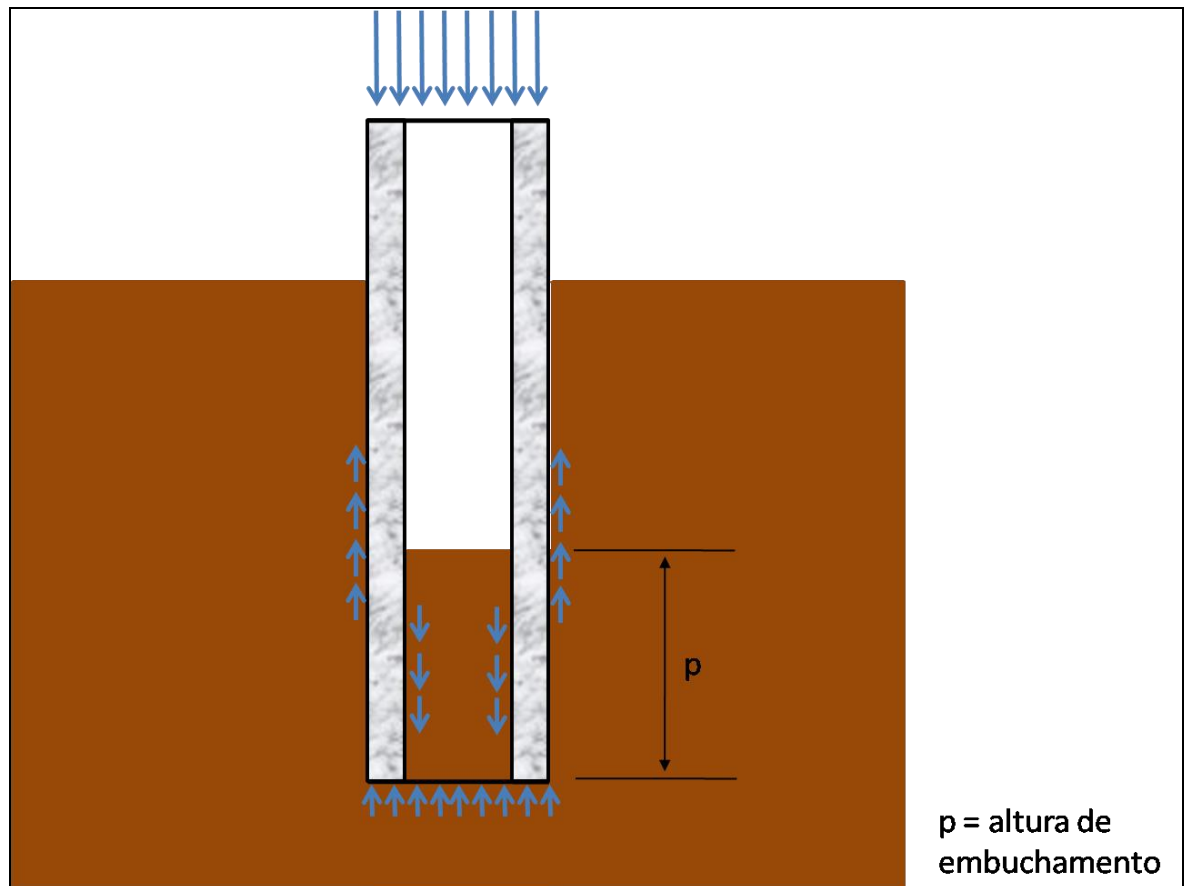


Figura 5-4 - Embuchamento em estacas de ponta aberta

5.1.3.1. *Embuchamento em estacas de concreto x estacas de aço*

O efeito do embuchamento em estacas de concreto é atingido mais rapidamente devido à espessura das paredes de estacas de concreto ser maior. Tal fato é responsável por um maior confinamento do material que penetra pela estaca de concreto em relação à metálica, o que eleva o efeito do atrito nas paredes internas.

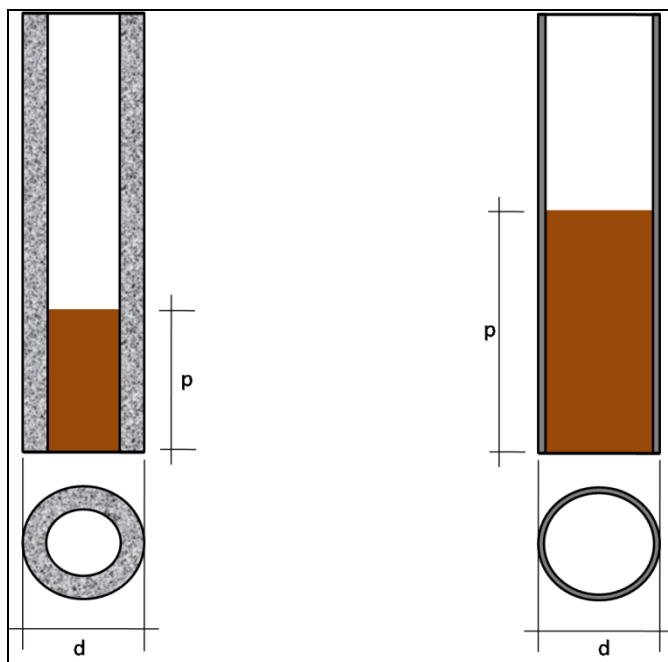


Figura 5-5 - Comparação entre a altura de embuchamento de estacas com diferentes espessuras de parede

5.1.4. A estaca

A escolha do tipo de estaca de uma obra portuária deve levar em consideração o significativo custo de implantação, a dificuldade de execução (em geral, são estacas de porte bastante superior ao de edificações convencionais), a ação degradante do meio e o comportamento do perfil do solo.

Devido, principalmente, à ocorrência de areia siltosa compacta no perfil de solo de Imbituba, está sendo utilizada uma estaca mista (concreto + aço). A estaca mista tem a seguinte configuração:

Diâmetro externo igual a 80 cm, formadas por um trecho em seção anelar de concreto pré-moldado, com 15 cm de parede e uma ponteira metálica formada por



tubo de aço com 16 mm de espessura de parede. O comprimento médio das estacas é de 32 m.

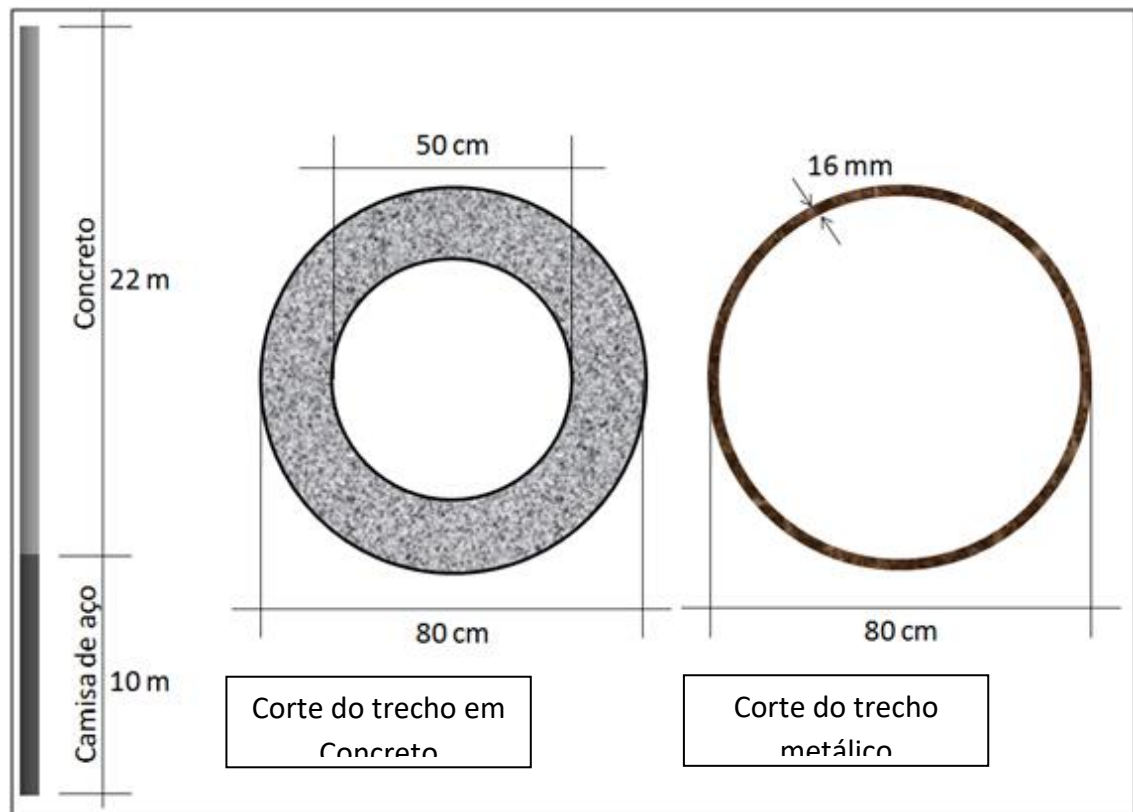


Figura 5-6 - Detalhamento da estaca mista

A camisa de aço tem a finalidade de viabilizar a cravação, em virtude da ocorrência de uma camada de argila siltosa dura no terreno, o que tornaria muito difícil tal cravação sem a utilização deste dispositivo.

Uma desvantagem do uso da ponta metálica é a maior altura de embuchamento, como explicado na seção anterior. Esta dificuldade de “embuchar” levou alguns testes dinâmicos a apresentar pouca resistência de ponta, comparado com o esperado pela análise preliminar.



5.1.4.1. Dispositivo de Corte

Devido à grande dificuldade encontrada para cravação das estacas, foi utilizado um sistema de corte com uso de um jato hidráulico, liberado pelos tubos de injeção. Com isto, possibilita-se chegar às cotas de apoio desejadas. Este sistema leva a um impacto negativo no comportamento da capacidade de carga esperada.



Figura 5-7: Posicionamento dos tubos de injeção antes da concretagem da estaca

5.1.5. Análise Crítica dos Resultados

Nesta seção pretende-se, além de fazer um comparativo entre os resultados das provas de carga estática e dinâmica e o previsto pelo método previsão de capacidade de carga, fazer uma recalibração deste método de previsão (Aoki e Veloso) para o



subsolo da região em estudo. Para tanto, a metodologia aplicada será calcular um fator de correção baseado na relação das capacidades de carga esperadas, pela análise preliminar, e as capacidades de carga relatadas pelo CAPWAP®. Esta recalibração será feita parcialmente, para ponta e para atrito lateral.

5.1.5.1. Fator de Correção Parcial

Para o cálculo dos fatores de correção, foram utilizados os resultados da pré-análise – pelo método de Aoki e Velloso (1975) – de duas sondagens (SM06 e SM08), bem como os resultados da prova de carga dinâmica de 3 estacas (E22, E36 e E42). Dado que E22 está posicionada na região de SM06; E36 e E42 estão na região de SM08. Segue esquema ilustrando o posicionamento das referidas estacas e sondagens:

Agora, segue resumo dos valores de capacidade de carga encontrados na cota de apoio das estacas:

Aoki-Velloso			
Estaca	Pp*(tf)	Pa*(tf)	Pr*(tf)
E22	229,8	331,5	561,3
E36	459,6	346,0	805,5
E42	459,6	346,0	805,5
Prova de Carga Dinâmica (CAPWAP)			
Estaca	Pp(tf)	Pa(tf)	Pr(tf)
E22	30,5	317,7	348,2
E36	110,6	333,4	444,0
E42	35,0	396,0	431,0

Percebe-se, claramente, que não se está atingindo, na ponta da estaca, a capacidade de carga esperada. Justifica-se este fato pela dificuldade em conseguir o



Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
Engenharia Civil
Trabalho de Formatura - 2009

embuchamento necessário para a estaca se comportar como uma estaca de ponta fechada. Um agravante deste problema é a viabilização da cravação a partir da utilização de um dispositivo de corte do solo com uso de jato hidráulico, como explicado na seção anterior.

Os fatores de correção de Aoki-Velloso estão apresentados nas tabelas que seguem:

Tabela 5-8: Cálculo do Fator de Correção da capacidade de carga de ponta para Aoki-Velloso, na região de Imbituba

Estaca	$P_p^*(tf)$	$P_p(tf)$	P_p^*/P_p
E22	229,79	30,50	7,53
E36	459,57	110,60	4,16
E42	459,57	35,00	13,13
média			8,27
Fator de Correção			0,12

Tabela 5-9: Cálculo do Fator de Correção da capacidade de carga por atrito lateral para Aoki-Velloso, na região de Imbituba

Estaca	$P_a^*(tf)$	$P_a(tf)$	P_a^*/P_a
E22	331,52	317,70	1,04
E36	345,97	333,40	1,04
E42	345,97	396,00	0,87
Média			0,98
Fator de Correção			1,02



Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
Engenharia Civil
Trabalho de Formatura - 2009

Analisando os resultados, percebe-se que os valores esperados pela análise preliminar, para capacidade de carga por atrito lateral, se mostraram bastantes próximos dos encontrados na prova de carga dinâmica. Isto também se observa pelo fator de correção sugerir um aumento de apenas 2% aos valores calculados por Aoki-Velloso.

Entretanto, para a correção da capacidade de carga da ponta da estaca, o fator de correção sugere uma redução dos valores de Aoki-Velloso para 12% do calculado pela formulação do método. Este valor corrigido leva em conta a falta de embuchamento constatada. Desta forma, foram recalculados os valores da pré-análise para as regiões das sondagens SM-02, SM-06, SM-08, SM-10 e SM-12:

Tabela 5-10: Aoki-Velloso recalibrado para as sondagens realizadas

Sondagem	Pp*(tf)	Pa*(tf)	Pp* _(recalibrado)	Pa* _(recalibrado)	Pr* _(recalibrado)
SM-02	110,6	304,6	13,4	309,2	322,6
SM-06	229,8	331,5	27,8	336,6	364,4
SM-08	459,6	346,0	55,5	351,3	406,8
SM-10	436,6	318,7	52,8	323,5	376,3
SM-12	15,8	348,8	1,9	354,1	356,0



5.1.5.2. Conclusão

Os grandes problemas enfrentados em Imbituba, no que diz respeito à cravação das estacas, estão na grande resistência do solo da região, que possui camadas de areia siltosa muito compactas complicando a penetração da estaca. Para vencer este obstáculo, foi utilizado um sistema que alterou algumas características de resistências esperadas para o perfil de solo estudado. No momento, novos ensaios de capacidade de carga (estáticos e dinâmicos) estão sendo realizados e espera-se que os resultados confirmem a resistência pedida em projeto.

6. Pavimento

O pavimento representa importante parcela no custo global de um projeto portuário. Dada tal importância, dedicamos um capítulo para o projeto do pavimento da retroárea. Neste estudo do pavimento iremos pré-dimensionar dois tipos de pavimentos, mais comuns para este tipo de utilização, e avaliar o custo deste da sua implantação. Para o pré-dimensionamento do pavimento intertravado de blocos de concreto, utilizaremos o critério de dimensionamento da Interpave, quarta edição do John Knapton, já para o pavimento de concreto simples, utilizaremos a verificação por fadiga da AASHTO 2002 e modelo de elementos finitos pelo software EVERFE 2.24.

Apesar de efetuarmos os pré-dimensionamentos, o objetivo deste estudo é avaliar os custos na construção das soluções que estudaremos.



6.1. Pré-dimensionamento

O ponto de partida para o dimensionamento está na definição das solicitações, equipamentos que utilizarão o pavimento e número de repetições. Além das solicitações, precisamos verificar a capacidade de sustentação do subleito. Com essas informações, podemos iniciar o dimensionamento pelos métodos já citados.

6.1.1. Equipamentos

Nosso dimensionamento levará em consideração a movimentação de três diferentes equipamentos. Reach Stacker, que trará a maior solicitação e será utilizado para dimensionar o pavimento intertravado, caminhão semi-reboque porta container e os transtêineres.

Abaixo segue desenho técnico dos equipamentos e como a carga é distribuída no solo.

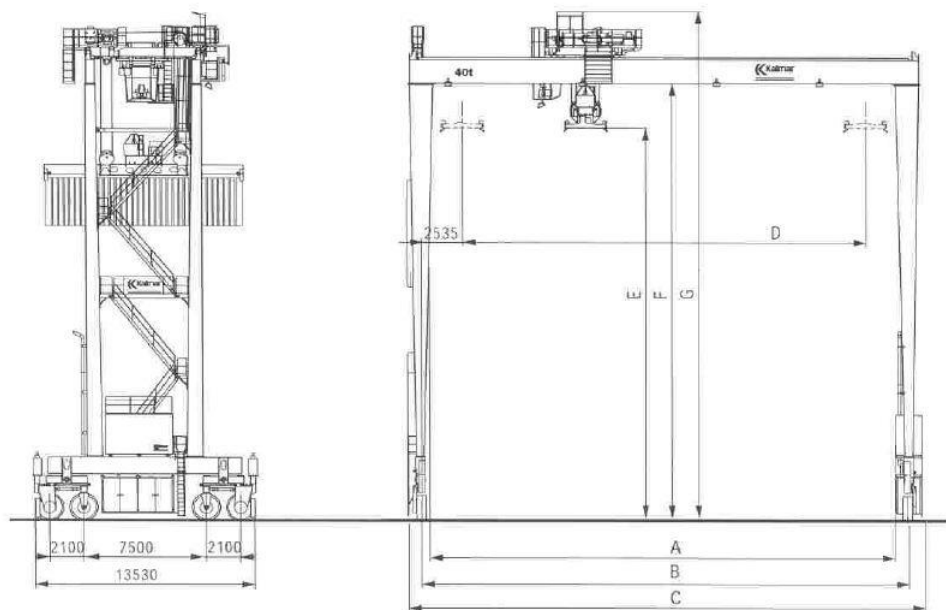




Figura 6-1 - Especificações técnicas transtêiner

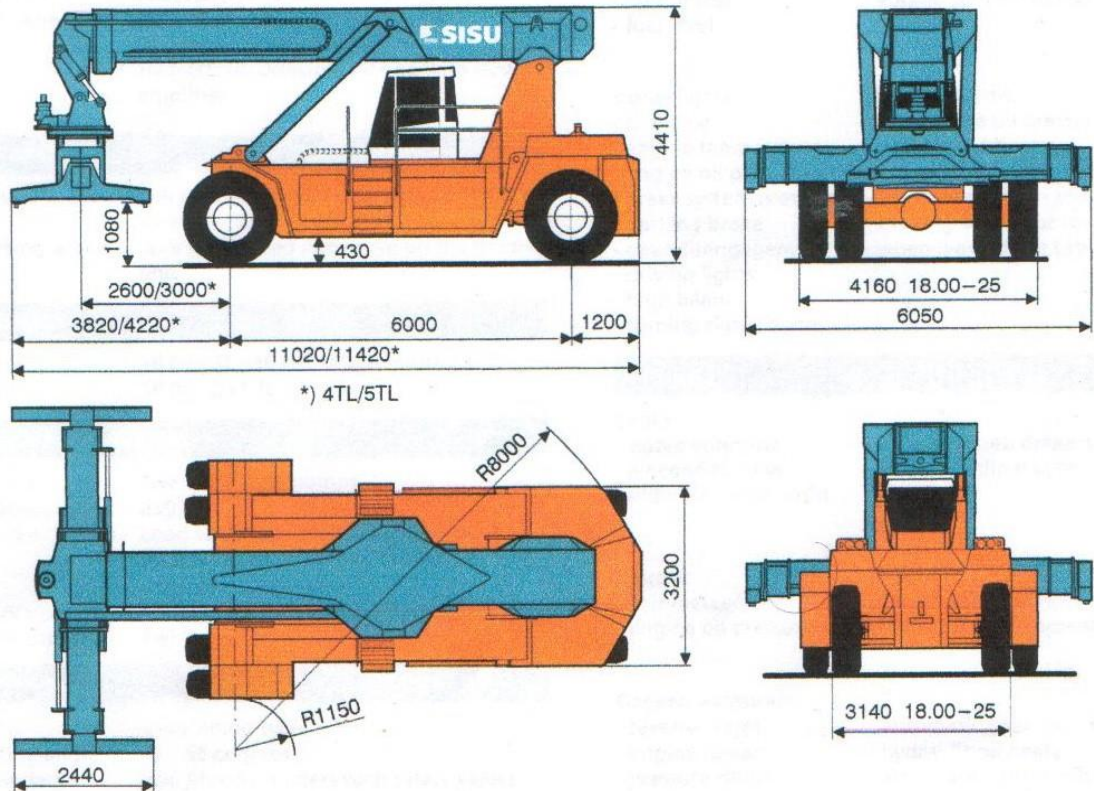


Figura 6-2 - Especificações técnicas reach stacker

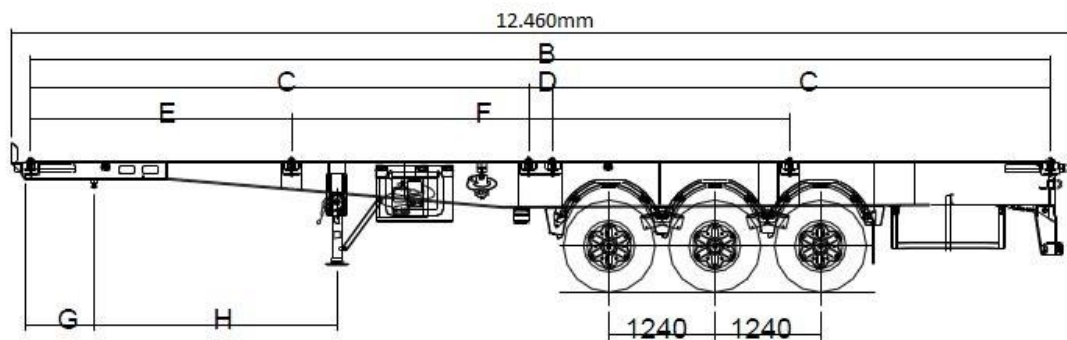


Figura 6-3 - Especificações técnicas caminhão semi-reboque porta container



Tabela 6-1 - Solicitação equipamentos

	Carga total	Carga eixo mais solicitado
Transtêiner	1440KN	720KN
Reach Stacker	1090KN	920KN
Caminhão Semi-reboque	360KN	120KN

6.1.2. Informações do subleito

Avaliando os ensaios de SPT da área (anexos), encontramos uma uniformidade que facilitará nossa análise e dimensionamento. Para toda área encontramos o subleito de aterro de areia, com obstáculo impenetrável na cota 5 m.

Apesar da facilidade na uniformidade e boa sustentação, encontramos dificuldade em traduzir estas informações nas utilizadas pelas metodologias que aqui vamos apresentar. O ensaio CBR (California Bearing Ratio) é a medida da pressão necessária para um êmbolo de área padrão penetrar uma amostra de solo. Este ensaio não faz sentido quando falamos de areias e assim precisamos de alguma correlação para seguir adiante e poder utilizar as metodologias mais comuns existentes e principalmente as selecionadas neste estudo.

Neste sentido, utilizaremos o CBR de 10% para este tipo de solo, segundo orientação do prof. Balbo.



6.2. Intertravado

Para o dimensionamento do pavimento intertravado, utilizaremos a metodologia da INTERPAVE (www.paving.org.uk), que é a associação britânica de pavimento de concreto pré-fabricado. Esta mesma associação mantém um fluxo de pesquisa e estudo sobre a pavimentação pré-fabricada para utilização em pisos industriais e de grandes solicitações.

Esta metodologia consiste em chegar no SEWL (Single Equivalent Wheel Load) e com as informações de sustentação do solo (CBR) chegar as espessuras das camadas da sub-base e base.

6.2.1. Carga por roda

No dimensionamento deste tipo de pavimento e nesta metodologia utilizaremos, apenas, o carregamento por roda crítico, no caso, o eixo frontal do reach stacker.

Relembrando um pouco dos layouts que desenhamos no capítulo de logística, não utilizaremos o reach stacker em toda área do pátio, apenas nos blocos incompletos, mas o dimensionamento de todo o pátio para suportar sua solicitação evitaria problemas futuros de alteração de layout e permite a utilização deste equipamento na substituição do transtêiner em caso de quebra ou manutenção.

Como demonstrado na tabela 6-1, a carga no eixo frontal é de 920KN, sendo assim 230KN/roda ou 23.000Kg/roda. Este é nosso ponto de partida no dimensionamento.



6.2.2. Espaçamento das rodas

As tensões nas camadas inferiores, se avaliando sistemas com apenas 1 roda, acontecem no centro da roda e vão reduzindo ao se distanciar deste centro, mas quando temos 2 rodas próximas a tensão embaixo de cada roda é aumentada pelo efeito da proximidade das cargas. Assim, para ajustar este efeito, levaremos em consideração este espaçamento, utilizando espaçamento e sustentação do solo. Na tabela 6-2, temos a relação espaçamento e proximidade.

Além do espaçamento das rodas, chegaremos à profundidade efetiva (effective depth) através da formulação a seguir:

$$Effective\ Depth = 300x \sqrt[3]{\frac{35.000}{CBRx10}}$$

Tabela 6-2 - Fator de espaçamento das rodas



Wheel Spacing (mm)	Proximity factor for effective depth to base of:		
	1000mm	2000mm	3000mm
300	1.82	1.95	1.98
600	1.47	1.82	1.91
900	1.19	1.65	1.82
1200	1.02	1.47	1.71
1800	1.00	1.19	1.47
2400	1.00	1.02	1.27
3600	1.00	1.00	1.02
4800	1.00	1.00	1.00

Com uma profundidade efetiva de 2.114mm, após interpolação dos dados acima, teremos a soma de $1,578 + 1,01 + 1,00 = 1,59$, para as distancias de 1020mm, 3140mm e 4160mm respectivamente.

A partir disso, chegamos à carga por roda de $23.000\text{kg} \times 1,59 = 36.570\text{Kg/roda}$.

6.2.3. Efeito dinâmico da operação

Os efeitos dinâmicos da aceleração e frenagem dos equipamentos, curva e desnível da superfície são levados em consideração pelo fator f_d . Estes fatores, que somados nos dá o novo SEWL segue tabela abaixo. [Tabela 6-3]



Tabela 6-3 - Fatores do efeito dinâmico

Condition	Plant Type	fd
Braking	Reach Stacker/Front Lift Truck	±30%
	Straddle Carrier	±50%
	Side Lift Truck	±20%
	Tractor and Trailer	±10%
	Rubber Tyred Gantry Crane (RTG)*	±10%
Cornering	Reach Stacker/Front Lift Truck	40%
	Straddle Carrier	60%
	Side Lift Truck	30%
	Tractor and Trailer	30%
	Rubber Tyred Gantry Crane (RTG)*	zero
Acceleration	Reach Stacker/Front Lift Truck	10%
	Straddle Carrier	10%
	Side Lift Truck	10%
	Tractor and Trailer	10%
	Rubber Tyred Gantry Crane (RTG)*	±5%
Uneven Surface	Reach Stacker/Front Lift Truck	20%
	Straddle Carrier	20%
	Side Lift Truck	20%
	Tractor and Trailer	20%
	Rubber Tyred Gantry Crane (RTG)*	±10%

Como estamos dimensionando este pavimento baseado no equipamento *Reach Stacker*, teremos o fator $f_d = 100\%$ (30%+40%+10%+20%). Com a carga por roda do item anterior de 36.570 Kg/roda, passamos a carga por roda de 73.500Kg/roda. Assim, temos definido nosso SEWL em 735 KN.

6.2.4. Tempo de serviço

Nossas avaliações de utilização deste pavimento nos dão 180 movimentações diárias para o *Reach Stacker*. No entanto, precisamos ser conservadores nesta



avaliação, pois nesta metodologia os movimentos consideram todos os efeitos dinâmicos do item anterior, fato este que pode não ser verdade, já que uma frenagem intensa aconteceria apenas quando o movimento se dá em linha reta. Assim, devemos reduzir nossa movimentação em 10% ou o efeito dinâmico em 30%, segundo descrito pela própria metodologia.

Para um período de 25 anos, teríamos $180 \times 365 \times 25 \times 0,9 = 1.478.250$ passagens durante a vida útil do pavimento, sendo a componente de fadiga do nosso dimensionamento.

6.2.5. Dimensionamento das camadas

Para o dimensionamento das espessuras das camadas da fundação deste pavimento, segundo orientação da metodologia, não precisaríamos de uma camada de proteção para a sub-base por termos um leito com CBR maior que 5%. Desta forma, teríamos apenas a camada da sub-base de 150mm de bica corrida.

Para o dimensionamento da base, utilizaremos ábaco com as passagens na vida útil e SEWL, segundo figura 6-4.



Single Equivalent Wheel Load (kN)

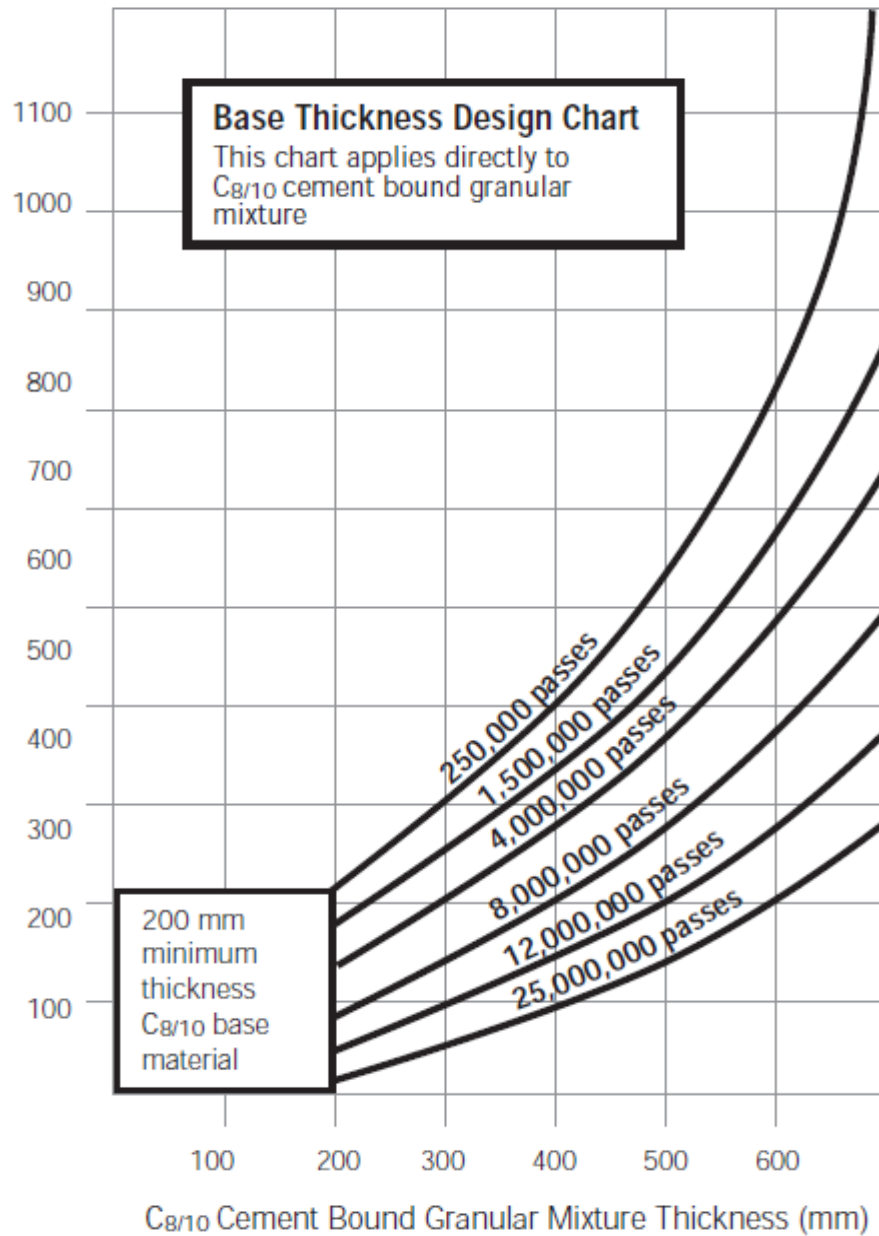


Figura 6-4 - Ábaco de dimensionamento da base com BGTC

Relacionando as duas dimensões que temos, chegamos à espessura de 650 mm de BGTC.



Além das camadas de sub-base, base, temos a intermediária entre os blocos que são definidos em 30 mm de areia fina lavada, denominada pela BS7533-3:2005 como areia categoria 2.

Para definir a espessura do bloco de concreto, deparamos com uma dificuldade. Na metodologia utilizada todo dimensionamento é baseado em blocos de 80 mm e resistência elevada do concreto (aproximadamente 50 Mpa), no entanto a norma brasileira NBR9730/9731 define a espessura mínima de 100 mm para utilizações pesadas como esta que estamos estudando. Acreditamos na redução da altura das camadas com a utilização de blocos de 100 mm de alta resistência, no entanto estudos e ensaios para esta utilização precisam ser feitos para adaptar a metodologia britânica, que já aceita blocos de 80 mm para utilização pesada, para as normas brasileiras. Desta maneira, utilizaremos blocos de 100 mm sem qualquer alteração nas camadas, mas demonstrando nossa expectativa na redução das mesmas que devem ser comprovadas com estudos mais detalhados, que não são do escopo deste trabalho. Abaixo, na figura 6-5, segue as camadas e suas espessuras para resumir os resultados obtidos neste dimensionamento.



Figura 6-5 - Camadas do pavimento de blocos de concreto intertravados

6.2.6. Avaliação do custo de implantação

Nesta avaliação, chegaremos ao custo para implantar esta solução dentro da retroárea, que possui 76.170,35 m², para isso utilizaremos como base a tabela de preços do DERSP de setembro 2009, que acompanha este estudo no ANEXO C. Esta tabela nos dá o preço final pago pelo DER para a utilização de cada tipo de material, este preço já é o preço final, entregue, o que facilita nossa análise.

Segundo a tabela do **ANEXO C – Tabela de preços DERSP**, temos a tabela abaixo:

Tabela 6-4 - Custo por m² das camadas da solução pavimento intertravado

Material	Espessura	Unidade da tabela	R\$/m ²
Bloco de concreto	100 mm	m ²	67,45
Areia fina	30 mm	m ³	3,22
BGTC	650 mm	m ³	128,67
Bica corrida	150 mm	m ³	19,15
Total	910 mm		218,49



Assim, temos o custo final de implantação deste pavimento em:

$$R\$218,49 \times 76.170,35 \text{ m}^2 = R\$ 16.642.460$$

6.3. Placas de concreto moldadas *in loco*

Para dimensionar este tipo de pavimento, devemos verificar a resistência a tração das placas quando solicitadas pelos carregamentos dos veículos que utilizarão e circularão por este pavimento. Além da resistência à tração, é importante verificar a fadiga pelos ciclos de carregamentos que será submetido durante a vida útil.

Para isso, é importante verificar o comportamento da placa de concreto para os diferentes carregamentos, identificar as situações críticas e verificar se os materiais utilizados toleram tal ciclo de vida. Para esta simulação utilizaremos um software de elementos finitos, que nos dará o comportamento das placas e as tensões máximas de acordo com o posicionamento do trem-tipo. Com essas informações, chegamos ao final da interação verificando se o pavimento dimensionado será suficiente para comportar tais carregamentos pelo período definido. Em caso negativo, ajustes precisam ser feitos, como aumento de resistência do concreto ou espessura das placas.

6.3.1. EverFE 2.24

O EverFE é uma ferramenta analítica de elementos finitos 3D para placas de concreto. Esta ferramenta já desenvolvida para este objetivo facilita no



posicionamento e definição das dimensões do trem-tipo e, conseqüentemente, há um grande ganho de velocidade na análise dos dados.

Os resultados extraídos do EverFE são:

- Efeito do carregamento sobre 4 placas de 5x5;
- Solicitações máximas e mínimas em cada uma das 4 placas;
- Deformada da maior solicitação encontrada.

6.3.2. Dados iniciais

A primeira interação começa com a definição das espessuras das camadas, passando este modelo pelo software de elementos finitos e seguintes verificações citadas acima. Neste primeiro dimensionamento, faremos a verificação do modelo com placas de 5 m x 5 m e 500 mm de espessura, além do revestimento, incluiremos 100 mm de base granular, que garante um acréscimo de 10% no módulo de reação no topo do sistema de acordo com a tabela 6-5.

Além da definição das camadas iniciais, precisamos definir as características físicas dos materiais que utilizaremos nesta primeira interação. Na figura 6-6 todas as características utilizadas diretamente no EverFE.



Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
Engenharia Civil
Trabalho de Formatura - 2009

Geometry	Material	Loading	Dowel	Interlock	Meshing
Slab:		E (MPa) 28000			
		nu 0.2			
		alpha (per deg C) 0			
		density (kg/m ³) 2400			
Dowels and Ties:		E (MPa) 200000			
		nu 0.3			
<hr/>					
Base:		E (MPa) 5000			
		nu 0.2			
		density (kg/m ³) 0			
Slab/Base Interface:		<input checked="" type="checkbox"/> Bonded Base			
Dense Liquid Subgrade:		<input type="checkbox"/> Tensionless			
		K (MPa/mm) 0.049			

Figura 6-6 - Características dos materiais utilizados na base e revestimento



Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
Engenharia Civil
Trabalho de Formatura - 2009

Tabela 6-5 - Variação do módulo de reação pela utilização de base granular

Aumento de k devido à presença de base granular

Valor e suporte do subleito		Módulo de Reação no topo do sistema para espessuras de base iguais a (cm)			
CBR (%)	k (MPa/m)	10	15	20	30
2	16	19	22	27	33
3	24	27	31	37	45
4	30	34	38	44	54
5	34	38	42	49	59
6	38	42	46	53	65
7	41	45	50	56	69
8	44	48	53	60	72
9	47	52	56	63	76
10	49	54	58	65	79
11	51	56	60	67	81
12	53	58	62	69	84
13	54	59	63	70	85
14	56	61	65	72	87
15	57	62	66	73	88
16	59	64	68	75	91
17	60	65	69	76	92
18	61	66	70	77	93
19	62	67	71	78	94
20	63	68	72	79	96

Observações:

- (1) Para espessuras de base entre os valores tabelados, ressalta-se que poderá ocorrer a interpolação para obtenção do módulo de reação (k) desejado.
- (2) As bases ou sub-bases granulares, neste método, se restringem à brita graduada simples e ao macadame hidráulico, para vias de tráfego médio.
- (3) Para ruas periféricas com tráfego leve e declividade acentuada, poderão ser empregadas misturas do tipo solo-agregado como base do pavimento de concreto.

Para fechar, precisamos dos carregamentos e desenho dos trens-tipo que seguem nas figuras 6-7 e 6-8.

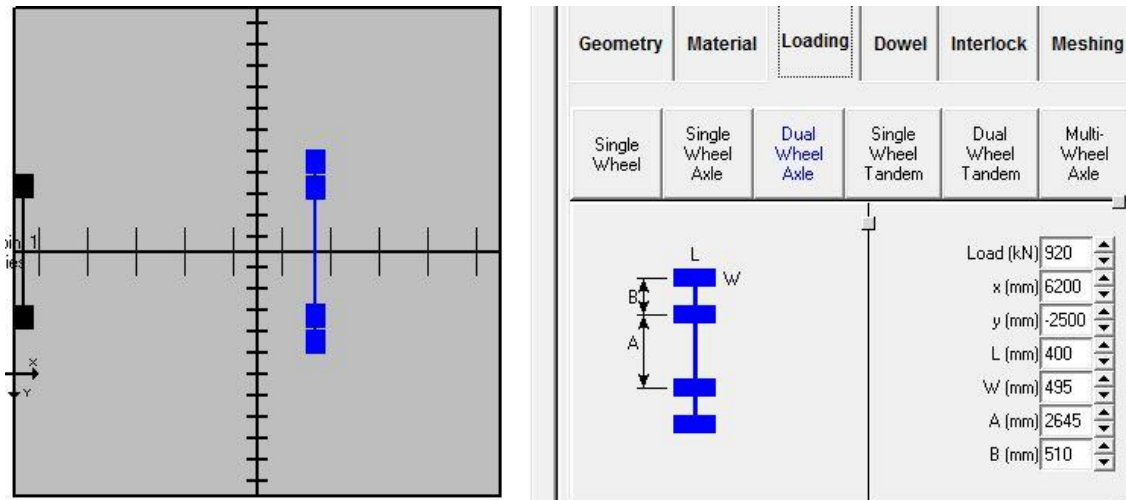


Figura 6-7 - Trem-tipo do reach stacker

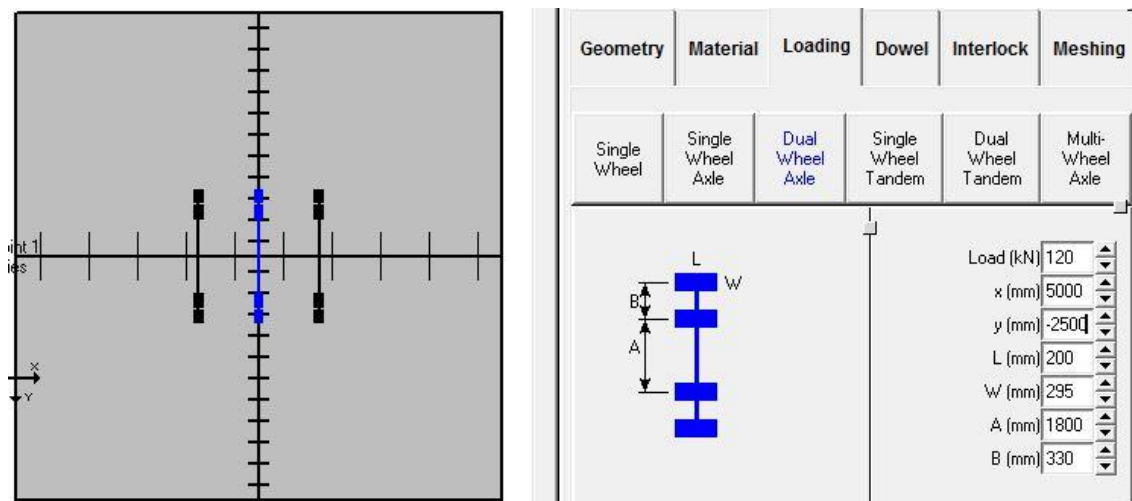


Figura 6-8 - Trem-tipo do equipamento de transporte

6.3.3. Efeitos e deformada das placas de concreto

6.3.3.1. Reach Stacker

6.3.3.1.1. Borda entre placas

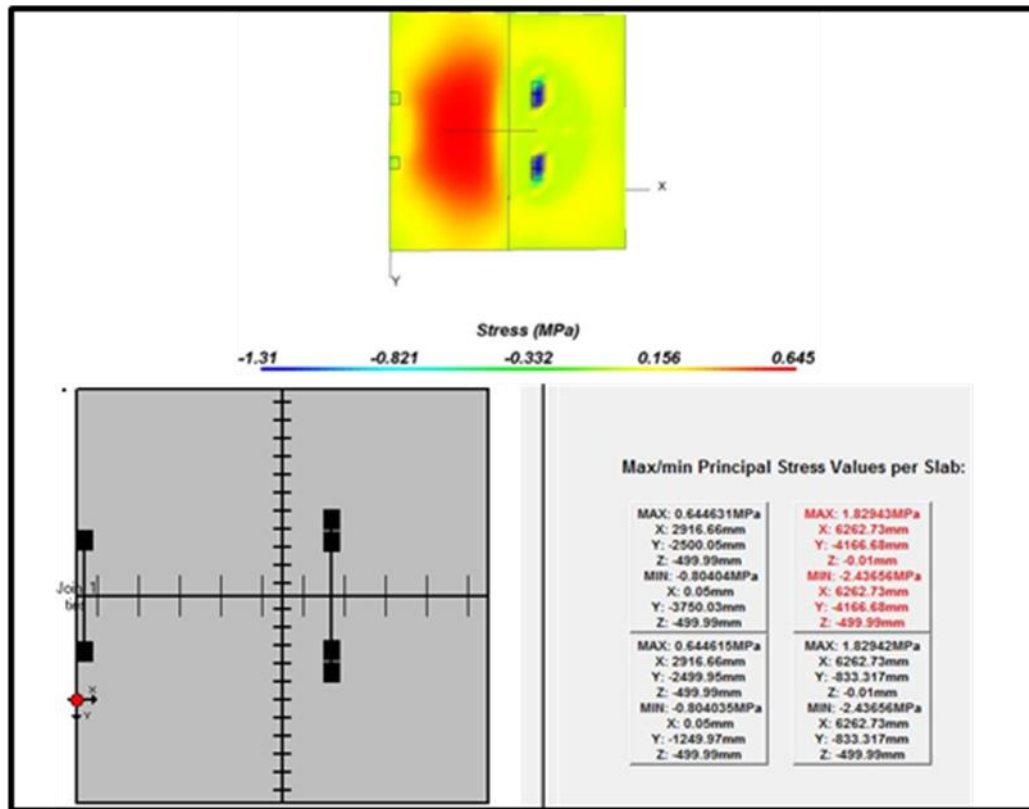


Figura 6-9 - Reach Stacker – borda entre placas eixo traseiro



6.3.3.1.2. Borda meio placa

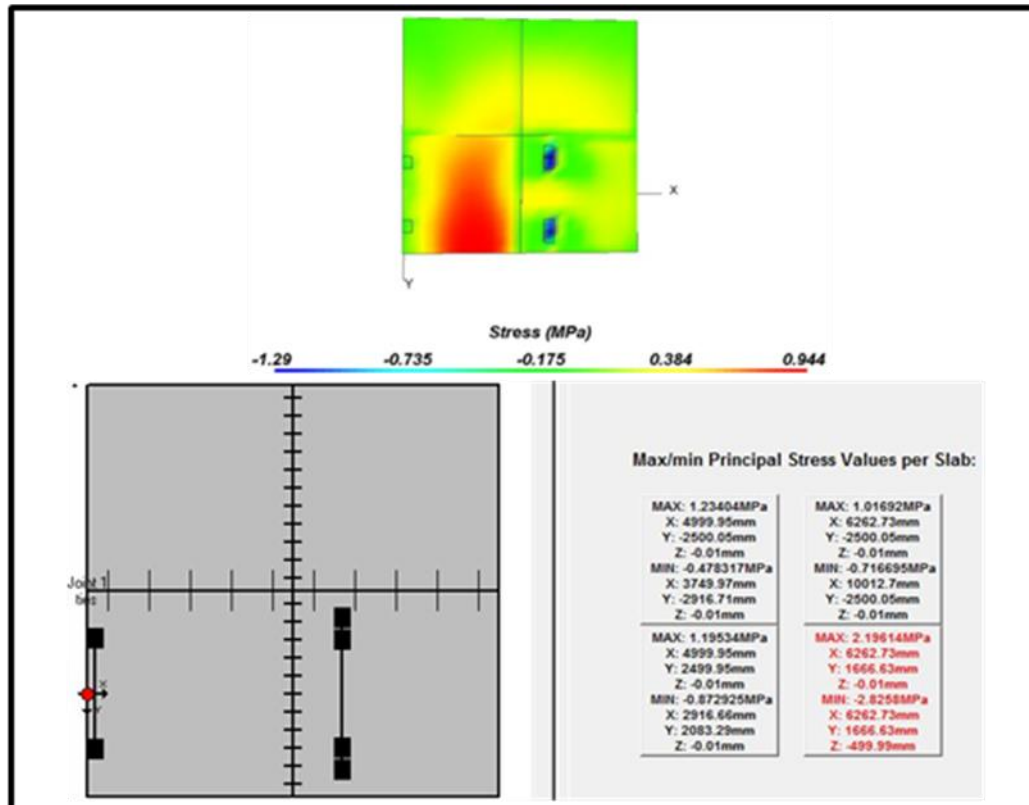


Figura 6-10 - Reach Stacker – borda meio placa



6.3.3.1.3. Meio placas

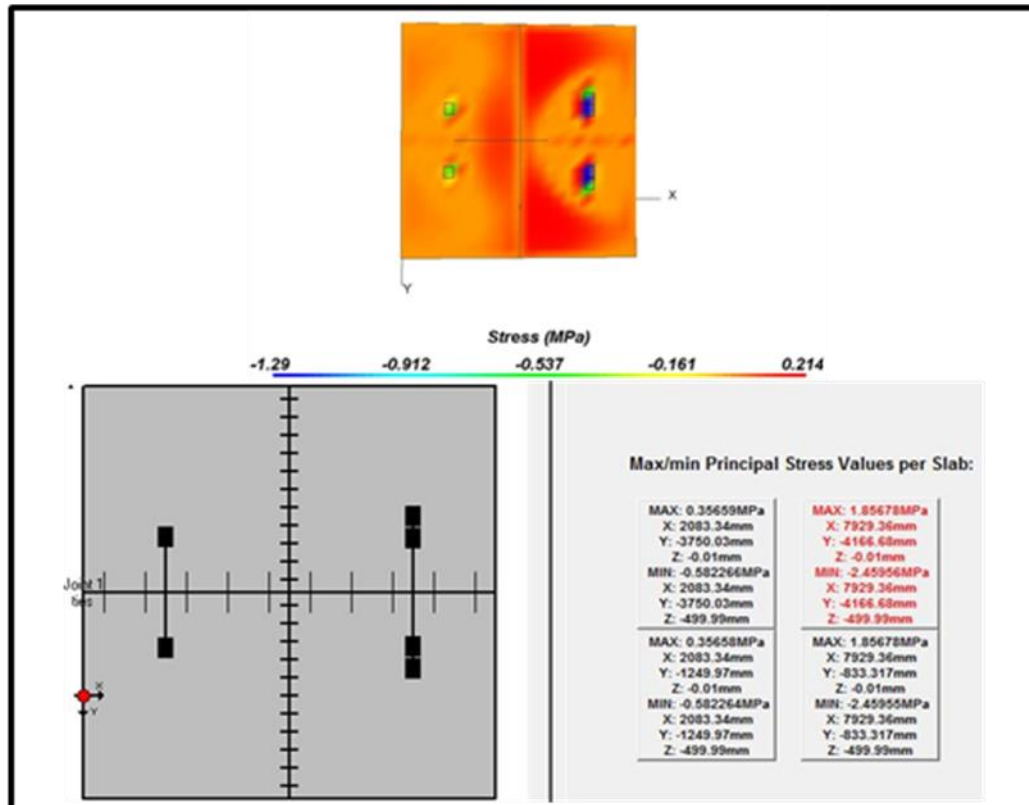


Figura 6-11 - Reach Stacker – meio placas



6.3.3.2. Equipamento de transporte

6.3.3.2.1. Borda entre placas

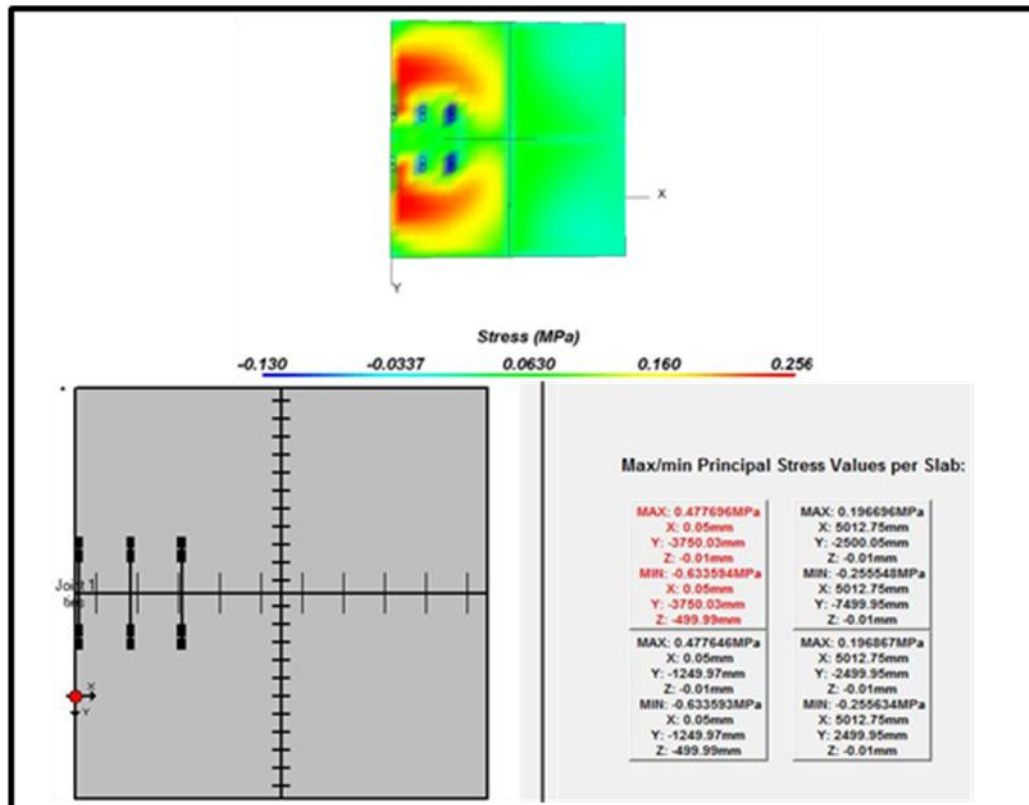


Figura 6-12 - Caminhão – borda entre placas

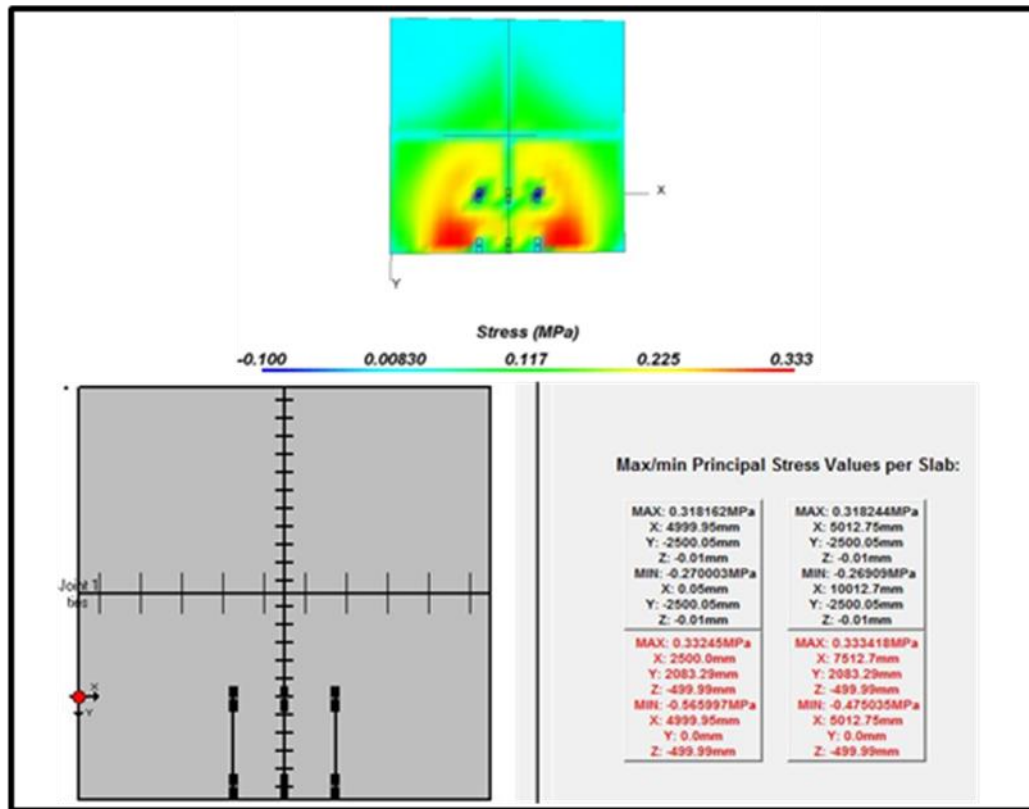


Figura 6-13 - Caminhão – borda entre placas



6.3.3.2.2. Borda

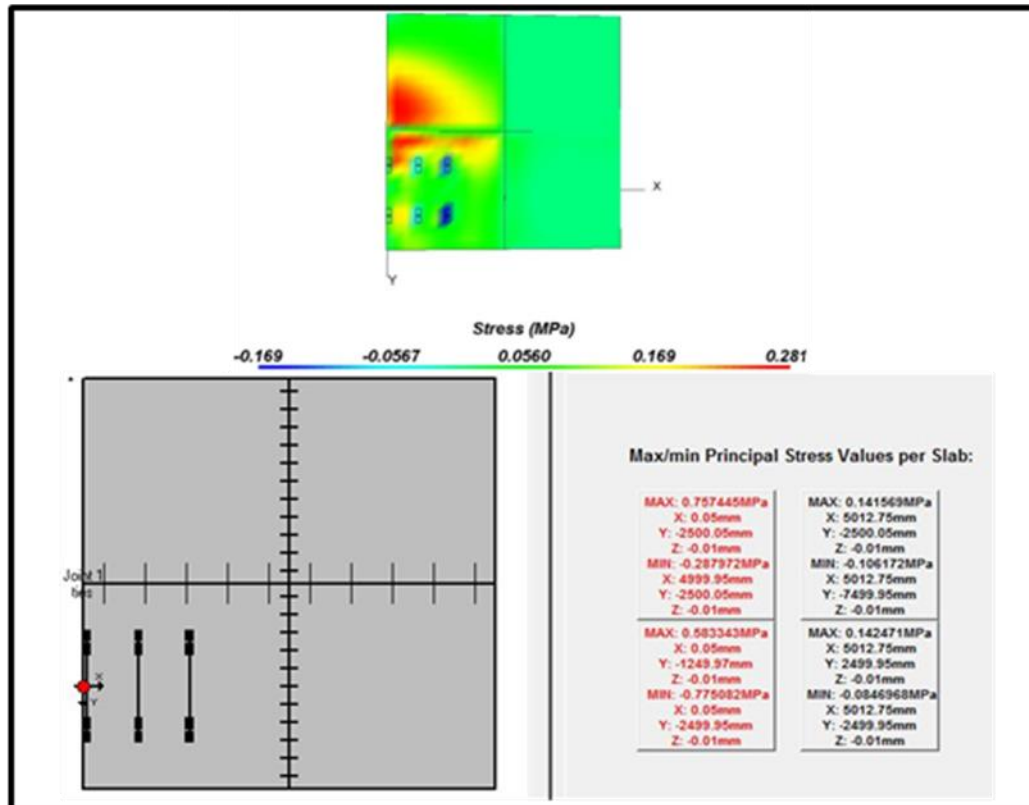


Figura 6-14 - Caminhão – borda meio placa

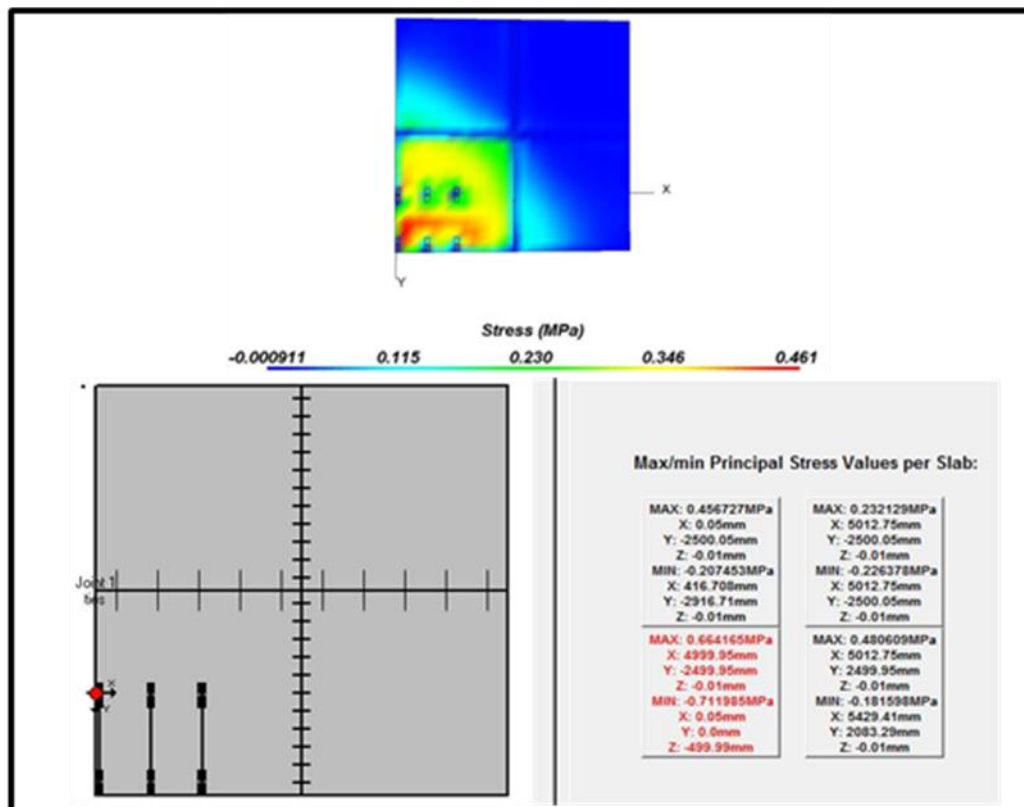


Figura 6-15 - Caminhão – canto placa



6.3.3.2.3. Meio

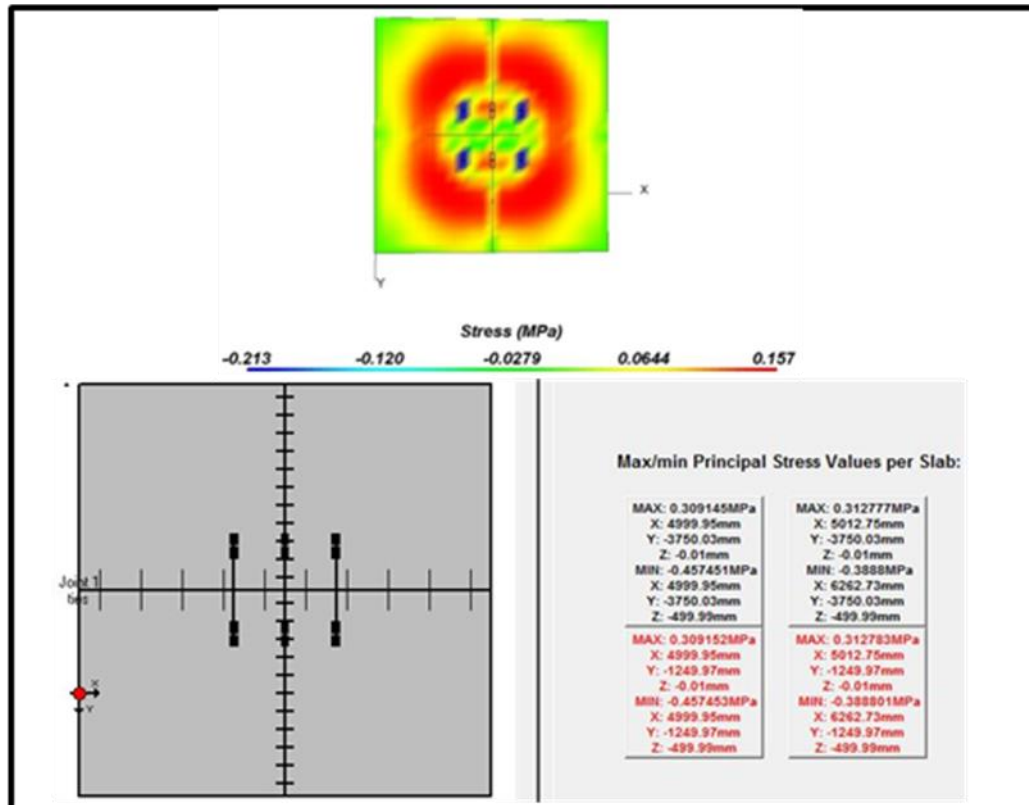


Figura 6-16 - Caminhão – meio placas

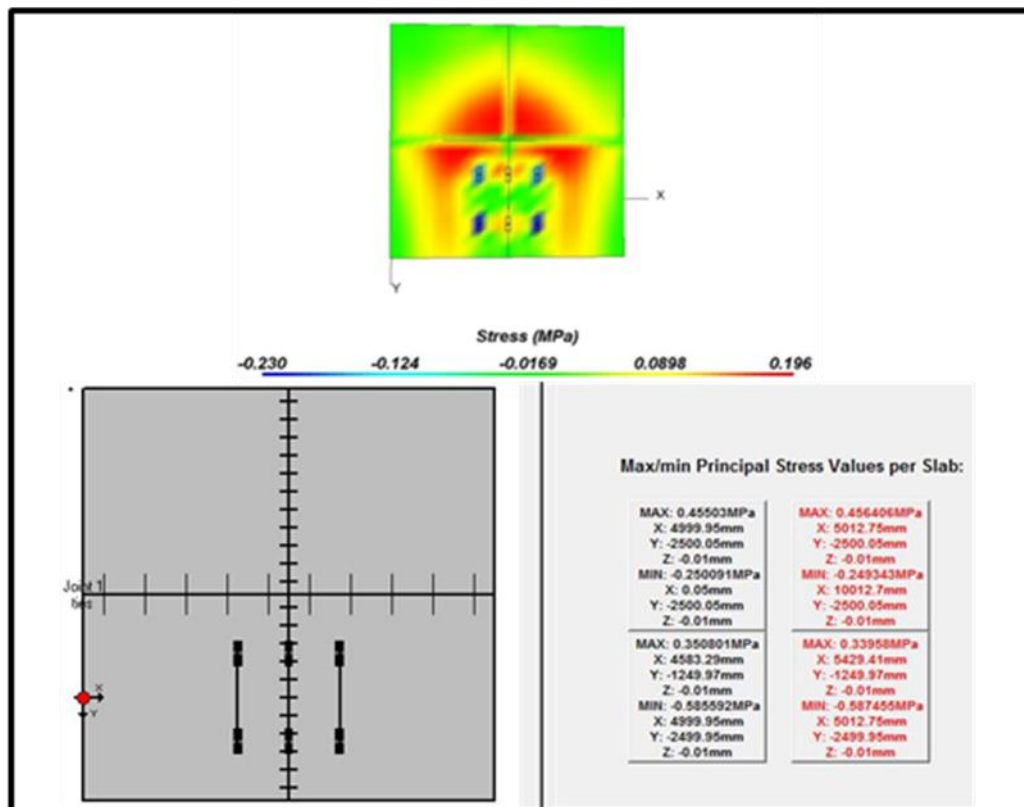


Figura 6-17 - Caminhão – entre placas meio

6.3.3.3. Deformada da maior solicitação

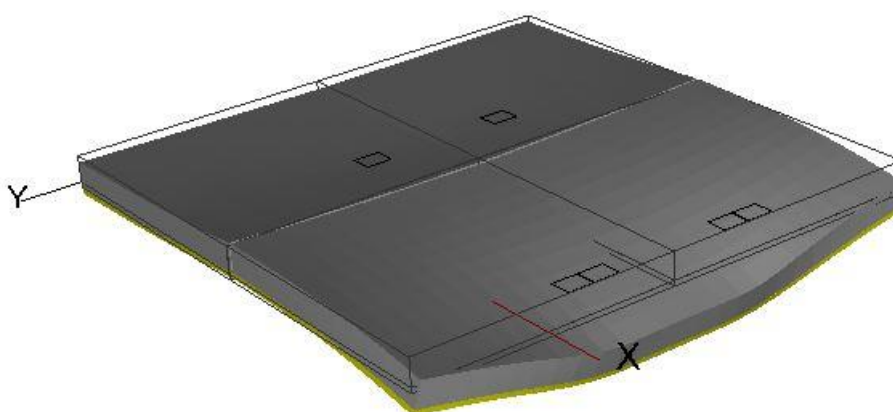


Figura 6-18 - Deformada para a maior solicitação do reach stacker

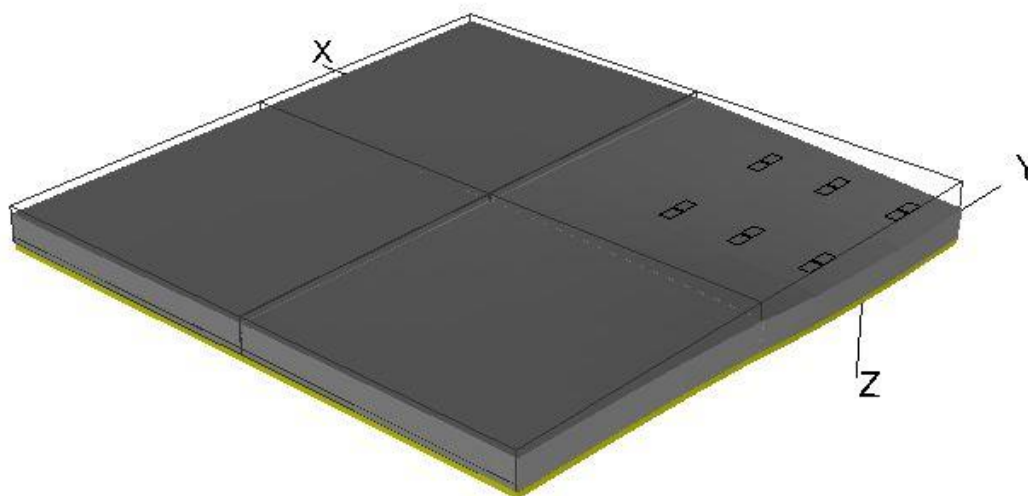


Figura 6-19 - Deformada para a maior solicitação do caminhão

6.3.4. Tempo de serviço

Assim como no pavimento de blocos de concreto intertravado, precisamos quantificar a utilização do pavimento em movimentos totais durante o período de utilização, componente importante para a avaliação quanto à fadiga.

Quanto ao número de movimentos do *reach stacker*, adotaremos o mesmo valor utilizado no dimensionamento do pavimento intertravado, ou seja, 1.478.250 movimentos durante a vida útil de 25 anos.

Para os movimentos do equipamento de transporte, utilizamos os valores de movimentos TEUS/ano do capítulo de logística. Para a movimentação de 229.741 TEUS/ano nos dá, ao final de 25 anos, 5.743.525 movimentos durante a vida útil.

6.3.5. Verificações quanto á fadiga

Para a verificação quanto à fadiga, utilizaremos o modelo da AASHTO 2002, segundo a formulação abaixo.



$$\log N_{adm} = 2 \times \left(\frac{f_{ctm}}{\sigma_{max}} \right)^{1,22}$$

Este modelo simples combina a posição mais desfavorável de solicitação e a resistência do concreto quanto à tração. Por final, comparamos as repetições admissíveis com a necessária para atender a vida útil. Esta relação entre repetição admissível e necessária total, ou seja, considerando todos os veículos que irão utilizar este pavimento, não pode ser superior a 100%.

Abaixo temos as tabelas com as tensões para diferentes posicionamentos de carga:

Tabela 6-6 - Comportamento á fadiga nas bordas

Tipo de Eixo	Carga sobre eixo (kN)	Posição da solicitação	Número de veículos esperado por dia	Qtde Período	Tensão de cálculo	Fctm	RT	N admissível	CRF i (%)	CRF t (%)
Reach Stacker	720	Borda entre placas	180	1478250	2,650	5,5	2,0755	4,76E+05	310,80%	310,80%
ETT	120	Borda entre placas	697	5743525	0,477	5,5	11,5304	9,88E+45	0,00%	310,80%
Reach Stacker	720	Borda meio placa	180	1478250	2,196	5,5	2,5046	1,38E+07	10,71%	10,71%
ETT	120	Borda meio placa	697	5743525	0,757	5,5	7,2655	1,52E+26	0,00%	10,71%

Tabela 6-7 - Comportamento á fadiga no meio das placas

Tipo de Eixo	Carga sobre eixo (kN)	Posição da solicitação	Número de veículos esperado por dia	Qtde Período	Tensão de cálculo	Fctm	RT	N admissível	CRF i (%)	CRF t (%)
Reach Stacker	720	Meio placas	180	1478250	1,856	4,5	2,4246	7,29E+06	20,27%	20,27%
ETT	120	Meio placas	697	5743525	0,317	4,5	14,1956	1,89E+59	0,00%	20,27%

Como podemos observar, as solicitações de borda são tão elevadas e desfavoráveis que não atingimos a vida útil de 25 anos, mesmo utilizando um concreto de alta resistência de 5,5 MPa de resistência a tração. No entanto, quando olhamos o comportamento das placas solicitadas no meio delas/entre placas, temos situações onde podemos reduzir a resistência deste concreto, redução esta que reflete em



economia financeira na implantação desta solução, no caso acima, na tabela 6-7, utilizamos resistência de 4,5 MPa de resistência à tração e encontramos uma boa folga na utilização.

6.3.6. Sugestões de soluções possíveis

Seguindo um pouco as questões levantadas no tópico anterior, não faz sentido dimensionar todo o pavimento com as características e comportamento das placas de borda, o custo seria muito superior e haveria um superdimensionamento deste pavimento. Pensando desta forma, sugerimos algumas soluções para este pavimento que são viáveis operacionalmente.

6.3.6.1. Armadura nas placas de borda

Uma possível solução seria armar as placas de borda de forma a aumentar a resistência à tração deste elemento. Esta solução, apesar de trabalhar com diferentes técnicas construtivas, pode trazer um resultado satisfatório, principalmente quando fazemos o pré-dimensionamento e chegamos a valores de armadura mínima para estes elementos. Desta forma, teríamos aproximadamente 70 kg/m³ de concreto ou Ø 12,5 mm com espaçamento de 12,5 cm.

6.3.6.2. Mudança na modulação, redução das dimensões das placas de borda

Uma opção levantada foi a alteração da modulação, alterando as dimensões das placas de borda de 5x5 para 3x3. Após simulação no EverFE, chegamos ao resultado abaixo na figura 6-20, que mostra os resultados para a posição mais desfavorável.

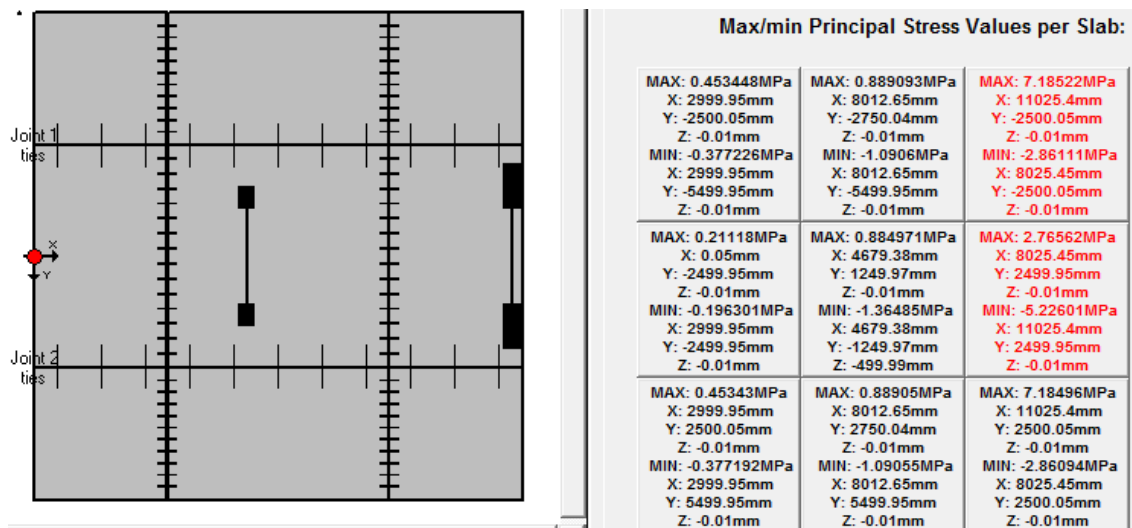


Figura 6-20 - Posição mais desfavorável para nova modulação

Como podemos observar, os resultados são muito piores para esta modulação, não precisando nem da avaliação quanto à fadiga, teríamos o rompimento do bloco por superar sua resistência à tração de 5,5 MPa.

6.3.6.3. Plano de monitoramento, manutenção e reparo das placas de borda

Outra solução já utilizada pelas operadoras portuárias é o acompanhamento, através de um plano especial de manutenção, do comportamento das placas de borda. Este monitoramento é acompanhado de um plano de manutenção que faz intervenções periódicas prolongando a vida útil deste pavimento, que como podemos ver seria menor que o previsto.

6.3.6.4. Considerações finais das soluções apresentadas

Como podemos ver a alteração da modulação não traz um resultado satisfatório, as placas de maiores dimensões apresentam um comportamento muito superior com



tensões de tração máximas quase três vezes menor da apresentada para as placas de 3x3.

Assim, a combinação das outras duas alternativas pode trazer um resultado interessante. Armar as placas de borda traz complicações construtivas por diferenciar os elementos, mas que podem ser facilmente contornados. Quanto ao plano de manutenção especial para as placas de borda, esta solução já é utilizada e muitas operadoras optam por esta alternativa quando utilizam pavimentos de concreto simples.

6.3.7. Avaliação do custo de implantação

Nesta avaliação chegaremos ao custo para implantar esta solução dentro da retro área, que possui 76.170,35 m², para isso utilizaremos como base a tabela de preços do DERSP de setembro 2009, que acompanha este estudo no **ANEXO C**. Esta tabela nos dá o preço final pago pelo DER para a utilização de cada tipo de material, este preço já é o preço final, entregue, o que facilita nossa análise.

Segundo a tabela do **ANEXO C**, temos a tabela abaixo:

Tabela 6-8 - Custo por m2 das camadas da solução pavimento de concreto simples

Material	Espessura	Unidade da tabela	R\$/m ²
Concreto simples	500 mm	m ³	267,21
Concreto compactado com rolo (CCR)	100 mm	m ³	22,92
Total	600 mm		290,13

Assim, temos o custo final de implantação deste pavimento em:



$$R\$290,13 \times 76.170,35 \text{ m}^2 = R\$ 22.099.303$$

6.4. Conclusão

Neste estudo passamos por duas metodologias diferentes, abordando as duas soluções mais utilizadas para este tipo de utilização.

Além de descrever e percorrer as metodologias, chega-se ao custo de implantação. A diferença nos custos de implantação chegou a 33% de um método VS. o outro. Sem dúvida alguma um importante aspecto no processo de decisão.

Para o pavimento de concreto simples, encontramos dificuldades devido às solicitações elevadas dos equipamentos que estudamos. As placas de borda por estarem em balanço em uma das faces sofrem grande tração, no caso estudado, reduzindo a vida útil e precisando de planos especiais de manutenção ou alternativas para viabilizar este tipo de técnica.

Quando falamos do pavimento de bloco intertravado, encontramos uma solução mais barata, que não traz dificuldades construtivas devido à posição da solicitação. Além de algumas vantagens, que precisam ser estudadas mais a fundo, como integração com a drenagem e ainda utilização de pavimento drenante, reduzindo assim a dimensão das galerias e canais. Enfim, uma solução que traz vantagens técnicas e econômicas.



7. Drenagem

7.1. Concepção

O sistema de drenagem portuária tem o objetivo de escoar a água das chuvas. Deve-se conceber um sistema que devolva a água em condições adequadas, atendendo à legislação vigente. Concebe-se tal sistema através de um estudo baseado na média histórica das chuvas na região. Sabendo-se a vazão que deverá ser escoada, será feita uma discussão acerca do layout do sistema em paralelo ao dimensionamento de seus elementos constituintes (canaletas e galeria). Este sistema de drenagem será proposto para a retro área do TECON de Imbituba, mesma área estudada no escopo de logística e pavimentação deste relatório.

7.2. A Média Histórica – Modelo ABC6

A média histórica para o cálculo da vazão que deverá ser escoada pelo sistema de drenagem foi retirada do banco de dados do programa ABC6. O ABC6 é um programa de Análise de Bacias Complexas, desenvolvido pelo LabSid (Laboratório de Sistemas de Suporte de Decisão) da Escola Politécnica da USP. Ele tem como finalidade auxiliar o usuário em simulações e caminhamento de ondas de cheias geradas por tormentas de projeto em bacias hidrográficas complexas focadas em atividades acadêmicas.



Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
Engenharia Civil
Trabalho de Formatura - 2009

O programa é gratuito, sem restrições de conteúdo e de livre distribuição (download no site: <http://200.144.189.36/labsid/Default.aspx?u1=programas&u2=8>).

A seguir, será detalhado o processo de dimensionamento do sistema:

Dados de Entrada:

- Período de Retorno (T [anos]);
- Área de Controle (A [m^2]);
- Intensidade de Precipitação (I [mm/h]);

Primeiramente, a partir da Intensidade de precipitação chega-se à vazão de escoamento Q_{100} (vazão a ser drenada para um período de retorno de 100 anos), esta será a vazão que o sistema de drenagem deverá escoar.

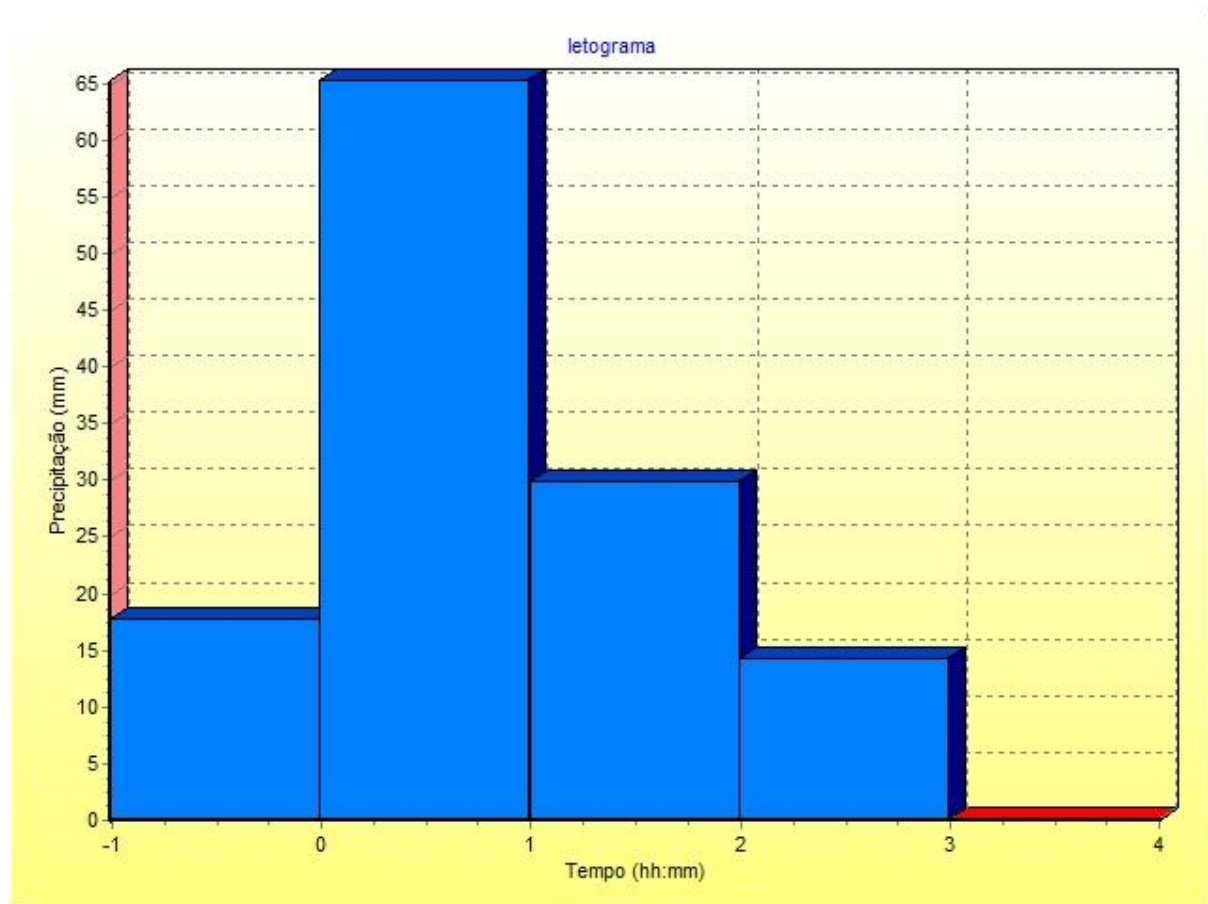


Figura 7-1 - ABC6: Hietograma da região de Florianópolis (SC); T= 100 anos

Deve-se garantir o escoamento da água na chuva de intensidade crítica (65,25 mm em 1 hora). Para tanto:

$$Q = c \times I \times A = \frac{1 \times 65,25 \times 10^{-3} \times 98645}{3600} = 1,79 \text{ m}^3/\text{s}$$



Onde:

c = Coeficiente de escoamento superficial. Admitindo igual a 1 considera-se que a água escoar integralmente pela superfície. Neste caso, nosso sistema de drenagem deverá escoar toda a água da chuva crítica;

I = Intensidade da chuva [mm/h];

A = Área de Controle [m^2];

Q = Vazão resultante [m^3/s].

Agora que se sabe a vazão de chuva que o sistema terá que drenar, parte-se para o dimensionamento do sistema.

7.3. Dimensionamento do Sistema de Drenagem

7.3.1. Disposição

A área drenada não oferece grandes desafios à escolha da melhor disposição do sistema de drenagem. O layout mais simples, com canaletas paralelas ao cais e galeria lateral, poderá ser utilizado.

Uma vez que o sistema não deverá trabalhar “afogado”, a preocupação na escolha da disposição das canaletas e galeria se dá em torno da necessidade de caimento mínimo de 0,5 %. Para tal caimento, sabendo que a canaleta mais comprida possui 300m temos um desnível máximo de 1,5m. Este desnível é aceitável uma vez que o nível d’água está 6,7m abaixo da superfície da retro área.



Dada a premissa inicial da disposição do sistema, segue-se o dimensionamento dos componentes do sistema.

7.3.2. Canaletas

O sistema concebido será composto por três canaletas perpendiculares ao cais, portanto, a vazão que cada canaleta escoará será um terço da vazão calculada anteriormente, pois as canaletas serão distribuídas de forma a possuírem áreas de contribuição iguais.

Utilizar-se-á uma canaleta quadrada com uma base de dimensão restrita devido à largura do fechamento superficial, que será submetido aos grandes esforços solicitantes do pavimento portuário.

Agora, o processo de dimensionamento das canaletas:

$$Q_{canaleta} = \frac{1,79}{3} \cong 0,6 \, m^3/s$$

Pela equação de descarga:

$$Q_{canaleta} = C \times b \times h \times \sqrt{Rh \times i}$$

Onde:

C = Coeficiente de resistência (dado por $Rh^{1/6}/n$, onde n é o número de Manning);

b = base da canaleta



Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
Engenharia Civil
Trabalho de Formatura - 2009

h = altura da canaleta

R_h = raio hidráulico da seção da canaleta

i = caimento (0,5%)

Chegou-se às dimensões mínimas da canaleta sabendo que: $Q_{canaleta}$ deveria ser, no mínimo $0,6 \text{ m}^3/\text{s}$, e b deveria ser menor ou igual a 40 cm, para que o fechamento superior fosse razoável, levando-se em conta os esforços aos quais será submetido.

Dessa forma, o resultado é mostrado pela Tabela 7-1:

Tabela 7-1 - Tabela de dimensionamento das calhas de drenagem

Dimensionamento da calha		
Quadrada		
$Q =$	$C \cdot b \cdot h \cdot \text{raiz}(R_h \cdot i)$	Eq. de descarga
$C =$	73,44	
$b =$	0,40 m	
$h =$	0,73 m	
$R_h =$	0,16 m	
$i =$	0,5%	
$Q_{100} =$	0,60 m^3/s	

O resultado obtido foi uma canaleta de base 40 cm e altura mínima de 73 cm.

No dimensionamento das canaletas, tentou-se fazer uso de estruturas circulares. Calhas circulares são mais eficientes por maximizarem o raio hidráulico das seções, entretanto, o dimensionamento de calhas nestas condições mostrou que haveria necessidade de estruturas maiores do que a canaleta quadrada, esta solução foi



descartada, entretanto, por não levar a resultados adequados às necessidades do sistema.

7.3.3. Galeria

Analogamente ao dimensionamento das canaletas, faz-se o dimensionamento da galeria para que esta seja suficiente para escoar a vazão total de chuvas ($Q = 1,79 \text{ m}^3/\text{s}$). Assim, utilizando a equação de descarga ($Q_{\text{Galeria}} = C \times b \times h \times \sqrt{Rh \times i}$), tal qual foi utilizada no dimensionamento das calhas, temos as dimensões mínimas da galeria. Segue tabela com memória de cálculo para dimensionamento:

Tabela 7-2 - Tabela de dimensionamento da galeria

Dimensionamento da galeria		
Quadrada		
Q=	C.b.h.raiz(Rh.i)	
C=	79,99	
b=	0,79	m
h=	0,79	m
Rh=	0,26	m
i=	0,5%	
Q100=	1,79	m³/s

Eq. de descarga

Desta forma, teremos uma galeria de dimensões úteis (molhadas) mínimas de 80 x 80 cm. Agora, segue o detalhamento do sistema resultante. Mais adiante, ainda, será dimensionada a estrutura de concreto necessária para suportar os esforços solicitantes na galeria.



7.3.3.1. Análise do escoamento pela galeria

Para se prever danos à estrutura de concreto da galeria, há necessidade de fazer uma verificação do impacto do escoamento sobre sua estrutura. É possível que a formação de ressalto hidráulico em níveis elevados cause um efeito erosivo às paredes da galeria, fato que comprometeria significativamente sua vida útil.

Uma análise simples para se entender o comportamento do escoamento em canais é através do adimensional proposto por Froude:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \times y}}$$

Onde:

Fr = Número de Froude;

V = Velocidade do escoamento;

g = Aceleração da gravidade;

y = Altura da lâmina d'água.

A análise empírica dos resultados do número de Froude levou à estipulação das seguintes faixas de intensidade de ressalto:

Se $1 < Fr < 1,7$: ressalto hidráulico ondulado. Neste caso não se tem o ressalto propriamente dito, mas sim a formação de ondas que se propagam para jusante. A



dissipação de energia é muito pequena, de modo que o ressalto não é empregado como dissipador;

Se $1,7 < Fr < 2,5$: ressalto hidráulico fraco. Pouca energia é dissipada. Uma série de pequenos vórtices é formada sob a superfície livre na região do ressalto e a região a jusante do ressalto permanece aproximadamente uniforme e lisa;

Se $2,5 < Fr < 4,5$: ressalto oscilante. Para este intervalo de Fr , o ressalto apresenta uma superfície livre com ondulações e ocorre a formação de ondas que podem se propagar para jusante sobre longas distâncias. Este fenômeno pode causar erosões em alguns tipos de canais;

Se $4,5 < Fr < 9,0$: ressalto estável. Este tipo de ressalto é empregado como dissipador de energia em bacias de dissipação. Aproximadamente 45 a 70% da energia total a montante do ressalto é dissipada ao longo de sua extensão;

Se $Fr > 9,0$: ressalto forte. Este tipo de ressalto não é empregado como dissipador de energia porque há o risco de ocorrência de erosões significativas em função da elevada turbulência.

Então, para a galeria dimensionada inicialmente:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \times y}} = \frac{2,90}{\sqrt{9,81 \times 0,8}} = 1,05 \quad (\text{Ressalto Ondulado})$$

Ou seja, nosso escoamento poderá apresentar, em sua vazão mais crítica, ondulações que não comprometeriam a estrutura da galeria.



7.4. Detalhamento do Layout

A partir das dimensões mínimas calculadas deve-se, agora, detalhar o layout do sistema que será sugerido.

A retro área em questão possui uma boa altura de solo acima do NA de trabalho para o projeto de drenagem (6,7 m), o que facilitou bastante a escolha do layout. O maior trecho de dreno possui 300 m e, portanto, com um caimento de 0,5% chega-se a um desnível de 1,5m. Somando-se altura com a queda da galeria, o ponto mais baixo do sistema, no desemboque para o mar, trabalhará a 1,70 m do NA.

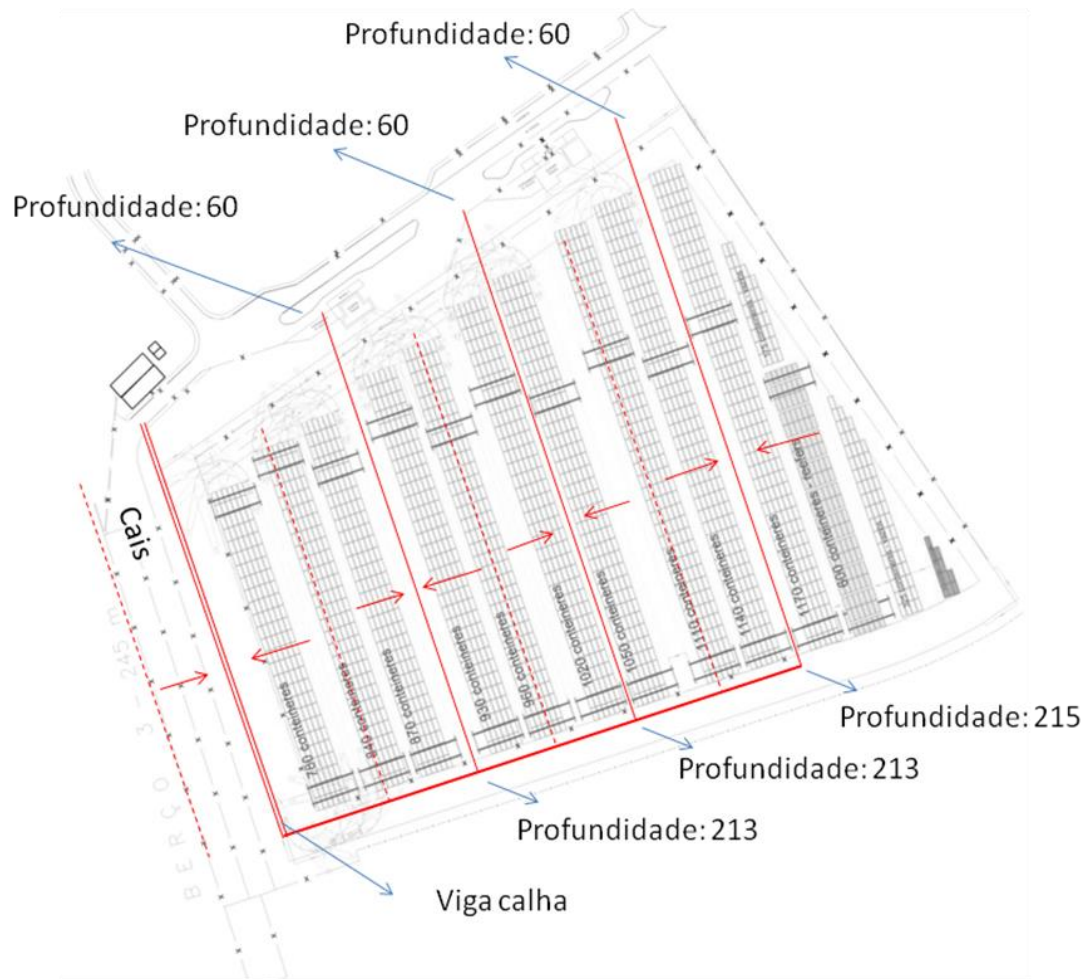


Figura 7-2 - Layout do sistema de drenagem sugerido para a retro área

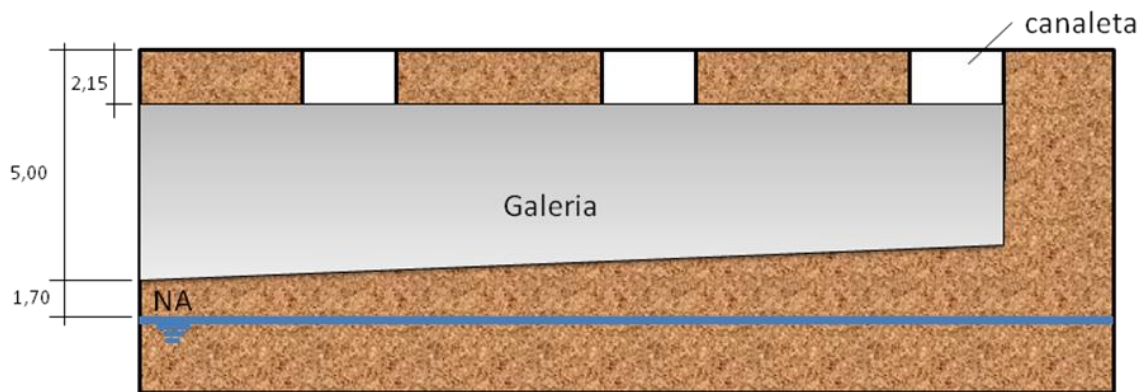


Figura 7-3 - Corte longitudinal da área de passagem da galeria

7.5. Cálculo estrutural da galeria

Para o estudo do comportamento da estrutura da galeria, quando sujeita aos esforços solicitantes da retro área, foi realizada uma análise estrutural plana de sua seção transversal. Segue o modelo plano utilizado:



Paredes Laterais

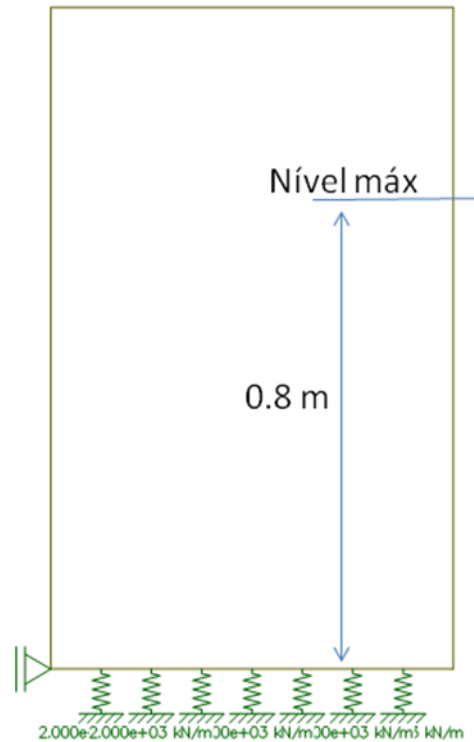
Comprimento = 1.30 m

-Material:

E = 25000 MPa
gama = 25.0 kN/m³
alpha = 0.000010 /°C

-Seção da barra:

d = 25.0 cm
b = 1.0 cm
A = 25.00 cm²
I = 1.30 x 10³ cm⁴
depth = 25.0 cm
y_{gc} = 12.5 cm



Paredes Superior e Inferior

Comprimento = 0.80 m

-Material:

E = 25000 MPa
gama = 25.0 kN/m³
alpha = 0.000010 /°C

-Seção da barra:

d = 40.0 cm
b = 1.0 cm
A = 40.00 cm²
I = 5.33 x 10³ cm⁴
depth = 40.0 cm
y_{gc} = 20.0 cm

Este modelo foi submetido aos seguintes carregamentos críticos:

- A) Peso-próprio;
- B) Empuxo de solo confinante;
- C) Carregamentos de Contêineres e Reach Stacker.



7.5.1. Esforços de Peso-próprio

Os esforços foram obtidos considerando-se:

- Altura das barras: $h_{bs}=0,4$ m, $h_{bl}=0,25$ m;
- Peso específico do concreto: $2,5$ tf/m²;
- Portanto: $PP_s = 0,4 \times 2,5 = 1,0$ tf/m e $PP_l = 0,25 \times 2,5 = 0,625$ tf/m.

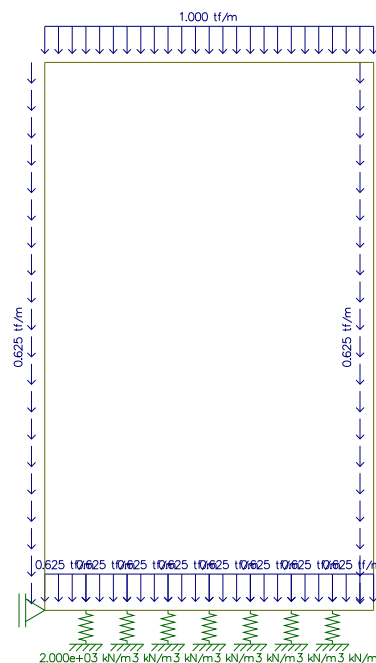


Figura 7-4 - Modelo plano (peso-próprio)

Agora, seguem os resultados obtidos:

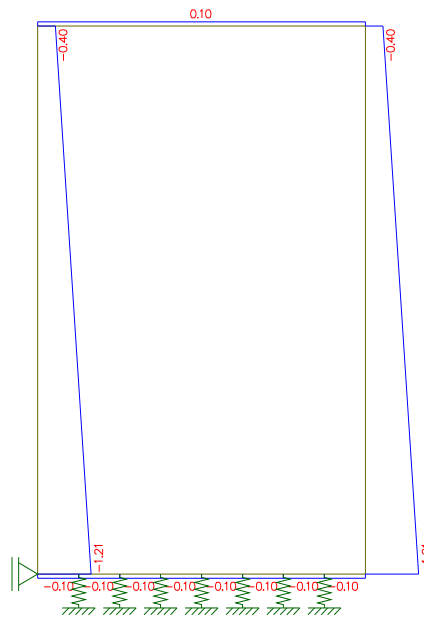


Figura 7-5 - Diagrama de força normal (peso-próprio)

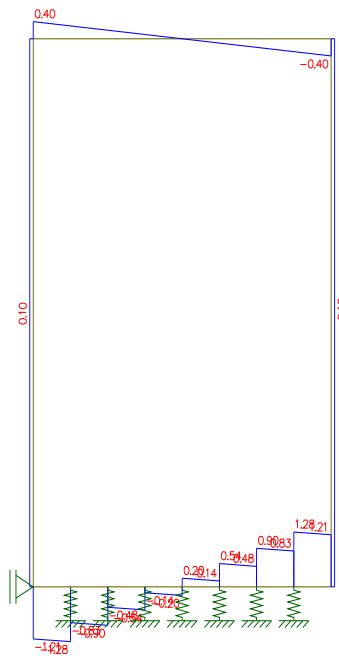


Figura 7-6 - Diagrama de força cortante (peso-próprio)

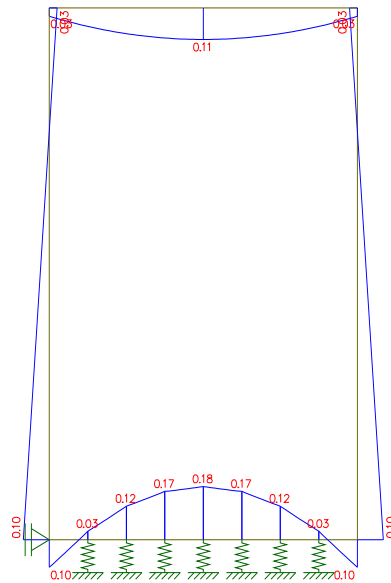


Figura 7-7 - Diagrama de momento fletor (peso-próprio)

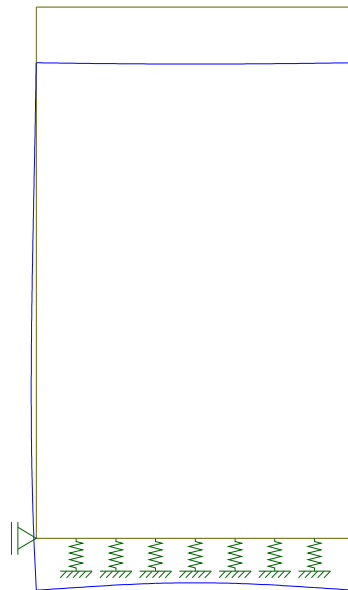


Figura 7-8 - Deformada (peso-próprio)

7.5.2. Esforços de empuxo do solo

O empuxo carregando as paredes da galeria é dado por:



$$E = Ka \times \gamma \times h = 0,772 \text{ tf/m}$$

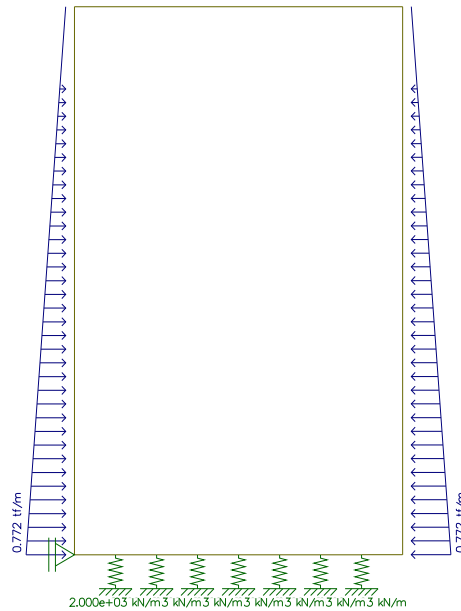


Figura 7-9 - Modelo plano (empuxo do solo)

Agora, seguem os resultados obtidos:



Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
Engenharia Civil
Trabalho de Formatura - 2009

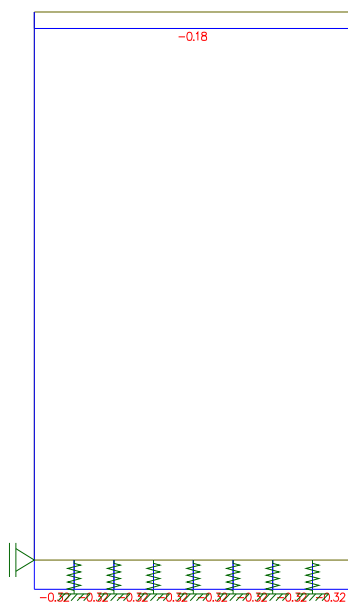


Figura 7-10 - Diagrama de força normal (empuxo de solo)

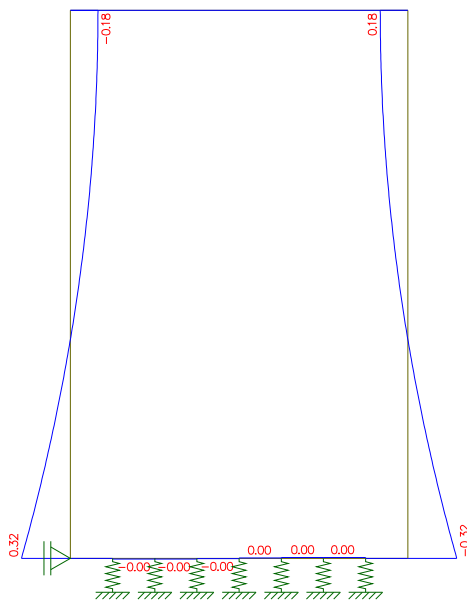


Figura 7-11 - Diagrama de força cortante (empuxo de solo)

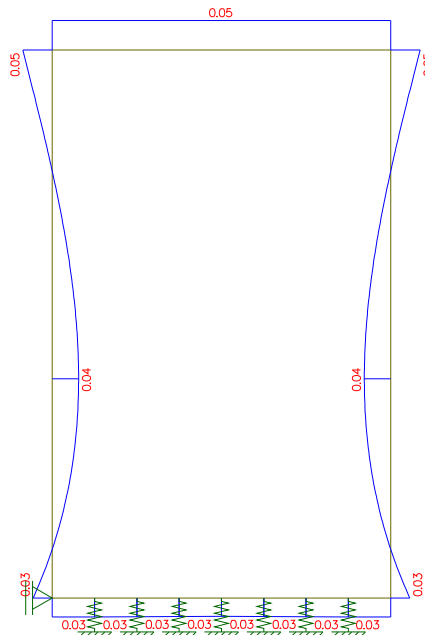


Figura 7-12 - Diagrama de momento fletor (empuxo de solo)

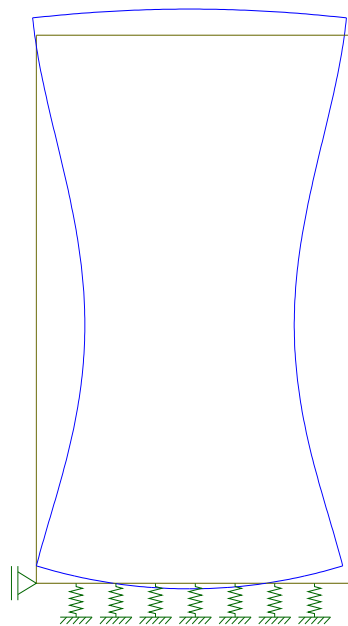


Figura 7-13 - Deformada (empuxo de solo)

7.5.3. Esforços de carregamentos críticos (Contêineres e Reach Stacker)

O efeito dos carregamentos críticos – provenientes das altas cargas dos contêineres e Reach Stacker – é estudado como segue:



Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
Engenharia Civil
Trabalho de Formatura - 2009

Para os contêineres foi considerado um carregamento $q = 6,00 \text{ tf/m}$, portanto:

Carregamento superior: $q = 6 \text{ tf/m}$;

Carregamento lateral: $K_a \times q = 0,33 \times 6 = 1,98 \text{ tf/m}$. Onde K_a é o coeficiente de empuxo ativo.

A) Carregamentos, superior e nas laterais:

Esta é a situação em que teríamos contêineres exatamente acima da galeria e no solo imediatamente ao lado de sua estrutura.

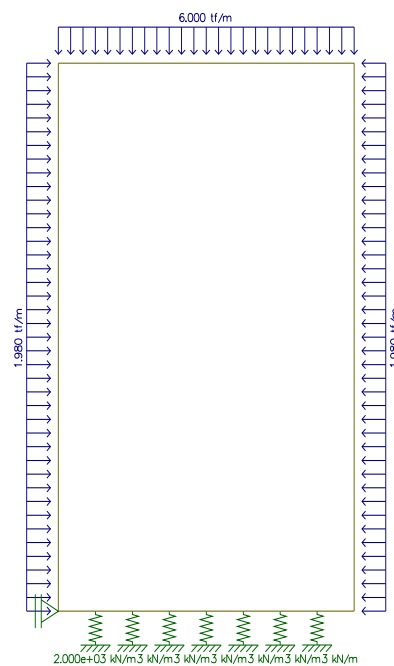


Figura 7-14 - Modelo plano (carregamentos, superior e nas laterais)

Agora, segue resultado obtido:



Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
Engenharia Civil
Trabalho de Formatura - 2009

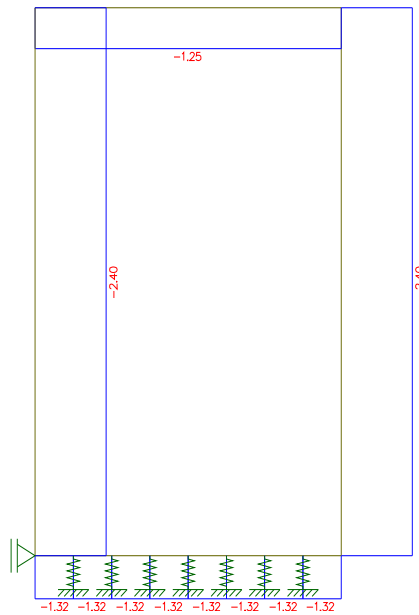


Figura 7-15 - Diagrama de força normal (carregamento superior e nas laterais)

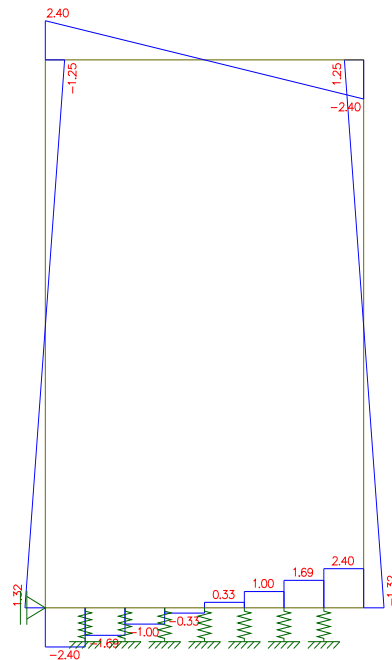


Figura 7-16 - Diagrama de força cortante (carregamento superior e nas laterais)

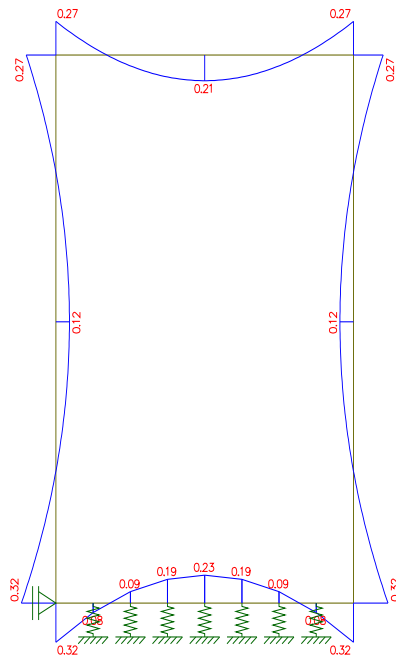


Figura 7-17 - Diagrama de momento fletor (carregamento superior e nas laterais)

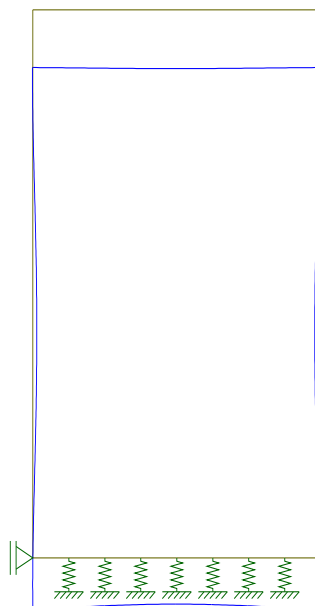


Figura 7-18 - Deformada (carregamento superior e nas laterais)

B) Carregamento em uma lateral:



Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
Engenharia Civil
Trabalho de Formatura - 2009

Neste estudo temos carregamento confinando uma parede lateral, proveniente de contêineres estocados lateralmente à galeria:

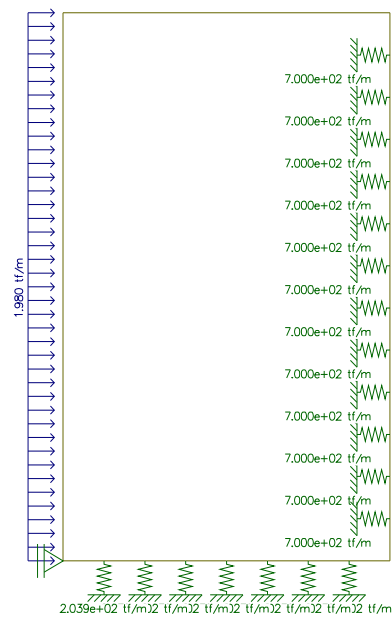


Figura 7-19 - Modelo plano (carregamento em uma lateral)

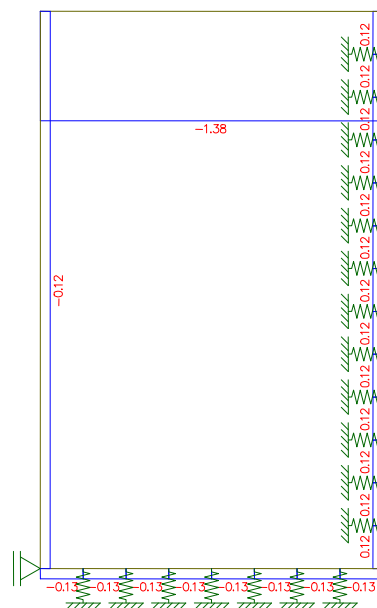


Figura 7-20 - Diagrama de força normal (carregamento em uma lateral)

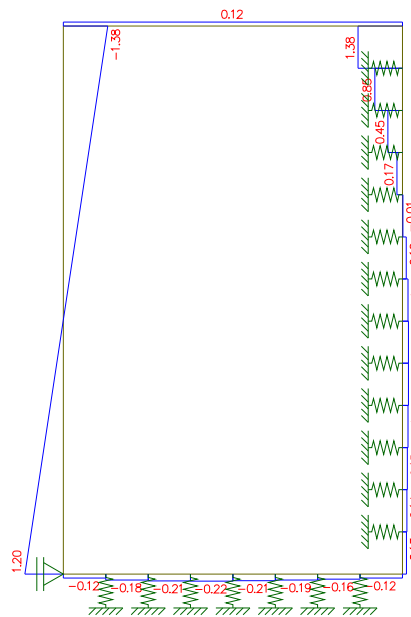


Figura 7-21 - Diagrama de força cortante (carregamento em uma lateral)

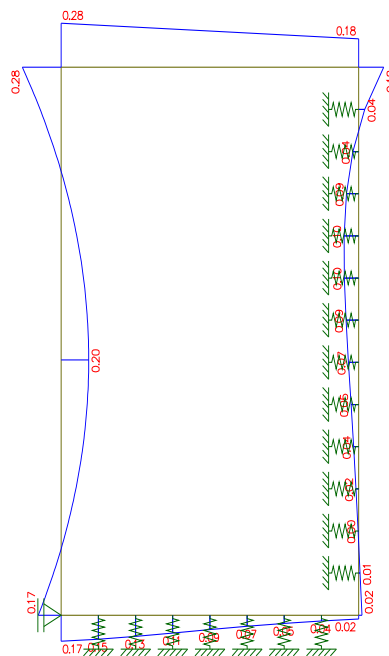


Figura 7-22 - Diagrama de momento fletor (carregamento em uma lateral)

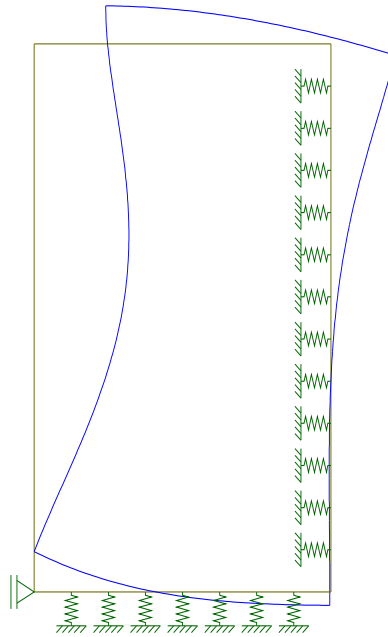


Figura 7-23 - Deformada (carregamento em uma lateral)

C) Carregamento superior e em uma lateral:

Temos, nesta situação, contêineres exatamente acima da galeria e imediatamente ao lado de uma das paredes.



Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
Engenharia Civil
Trabalho de Formatura - 2009

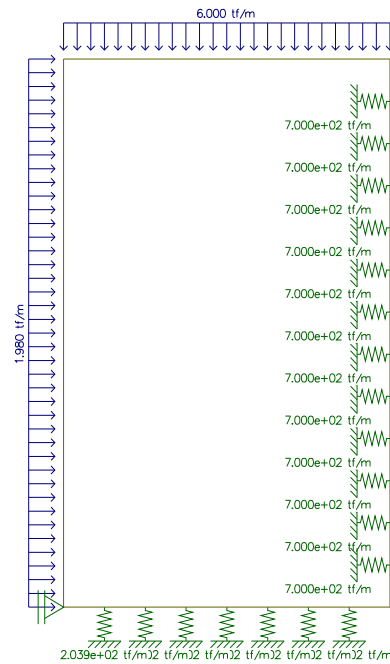


Figura 7-24 - Modelo plano (carregamento superior e em uma lateral)

Agora, segue resultado obtido:

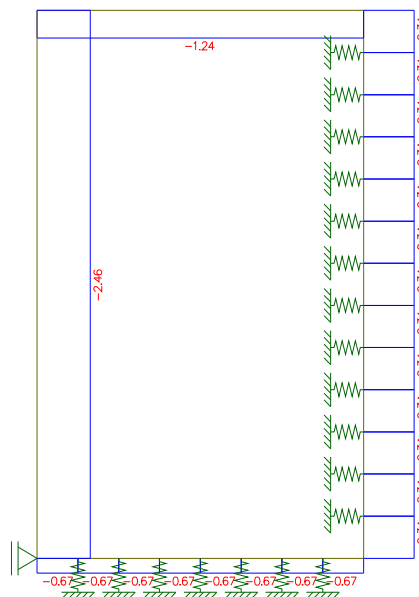


Figura 7-25 - Diagrama de força normal (carregamento superior e em uma lateral)

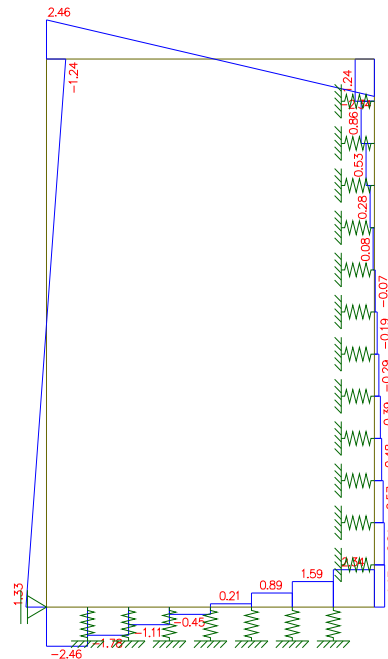


Figura 7-26 - Diagrama de força cortante (carregamento superior e em uma lateral)

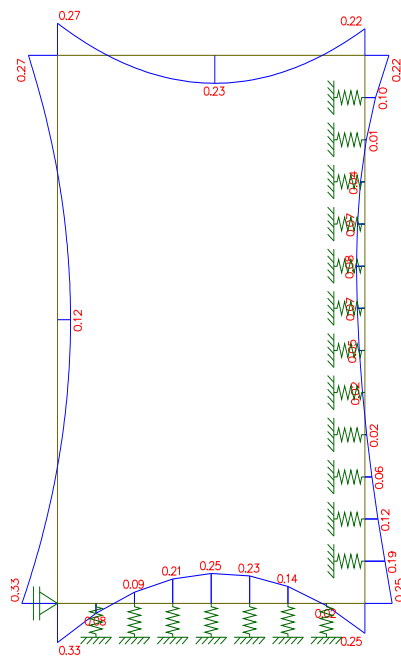


Figura 7-27 - Diagrama de momento fletor (carregamento superior e em uma lateral)

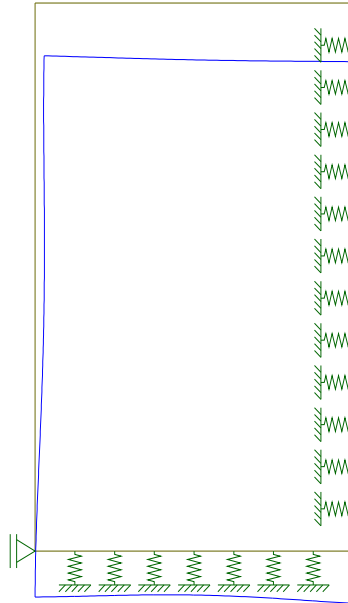


Figura 7-28 - Deformada (carregamento superior e em uma lateral)

Para chegar ao efeito do carregamento da Reach Stacker será considerada uma relação linear com os resultados dos carregamentos dos contêineres.

7.5.4. Análise dos resultados obtidos

A análise dos diagramas mostra maior criticidade dos esforços no meio do vão. A carga da Reach Stacker é a que será utilizada para dimensionar a laje superior da galeria. Pois se entende ser a maior carga a que ela poderá ser submetida.

7.5.4.1. Dimensionamento das lajes, superior e inferior

- 1) Carregamentos críticos no meio do vão:

Sendo o carregamento da Reach Stacker dado por:

$$q_{stacker} = \frac{P_{eixo}}{A_{projetada}} \frac{92,00}{2,8 \times 1,2} = 26,78 tf / m^2, \text{ onde:}$$

P_{eixo} = carga do eixo mais solicitado;



$A_{projetada}$ = Projeção da área de aplicação de carga das rodas da Reach Stacker;

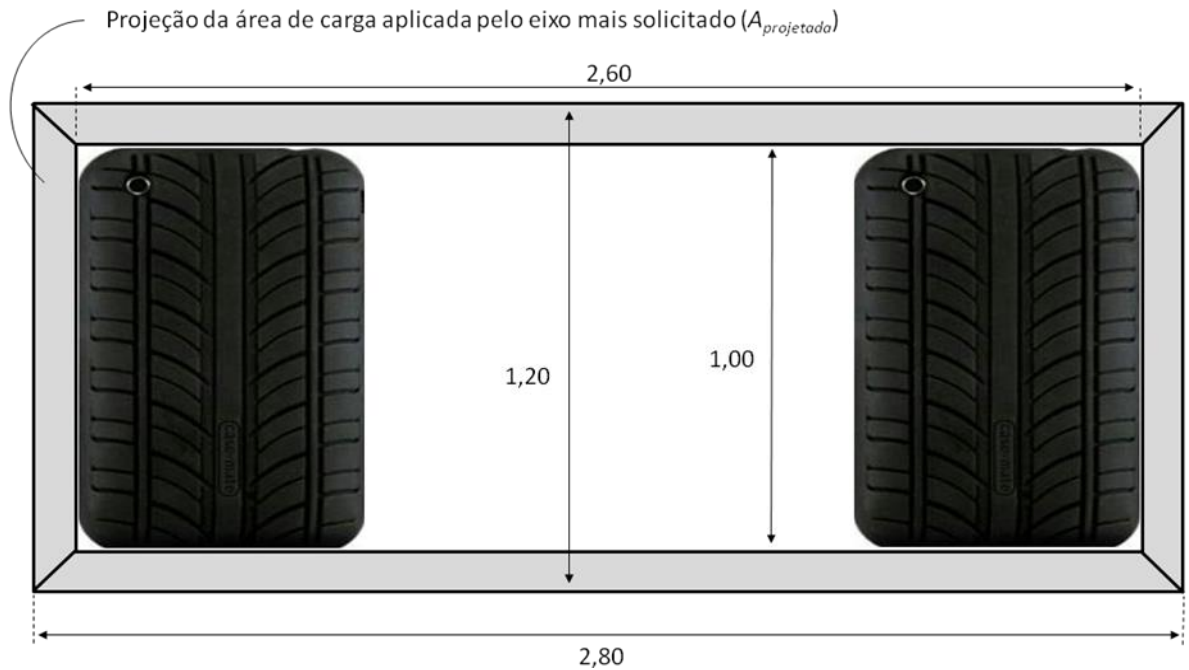


Figura 7-29 - Esquema ilustrativo do carregamento da Stacker sobre a galeria

A partir de $q_{stacker}$ adotaremos um fator de extrapolação dos resultados de carregamento de contêineres para chegar à solicitação da Reach Stacker. Esse fator será:

$$F_{correção} = q_{stacker} / q_{contêineres} = 26,78 / 6,00 = \mathbf{4,46}.$$

Temos os carregamentos críticos do meio do vão (vide diagramas da seção 1.5.):

Tabela 7-3 - Valores de esforços solicitantes segundo análise estrutural (Vide seção 7.5)

Esforços	M (tfm/m)	N (tf/m)
Peso próprio	0,11	0,1
Empuxo	-0,04	-0,18
Reach Stacker	$4,46 \times 0,21 = \mathbf{0,94}$	$4,46 \times -1,25 = \mathbf{-5,58}$

2) Momento fletor de projeto:



$$Md = \gamma_{fg} \times Mg + \gamma_{fq} \times Mq = 1,35(0,11 - 0,04) + 1,5 \times 0,94 = 1,5 \text{ tfm} / m$$

3) Normal de projeto:

$$Nd = \gamma_{fg} \times Ng + \gamma_{fq} \times Nq = 1,35(0,1 - 0,18) - 1,5 \times 5,58 = -8,48 \text{ tf} / m$$

4) Dimensionamento da armação:

Dada a utilização de concreto de $f_{ck} \geq 40$ MPa (NBR - 6118) e 5 cm de recobrimento, teremos que:

$$Md = 0,85 \times f_{cd} \times \bar{x} \left(h - c - \frac{\bar{x}}{2} \right) \Leftrightarrow 1,5 = 0,85 \times \frac{40000}{1,4} \times \bar{x} \left(0,4 - 0,05 - \frac{\bar{x}}{2} \right) \Leftrightarrow \bar{x} = 1,7 \times 10^{-4} m$$

Portanto, se $\bar{x} = 1,7 \times 10^{-4}$, então:

$$F_{cd} = F_{td} = 0,85 \times f_{cd} \times \bar{x} = 0,85 \times \frac{40000}{1,4} \times 0,00017 = 4,30 \text{ tf} / m$$

Donde chegamos que:

$$As = \frac{F_{td}}{f_{yd}} = 0,99 \text{ cm}^2 / m$$

Como $As < As_{\min}$, utilizaremos $As_{\min} = 0,23 \times 40 = 9,2 \text{ cm}^2 / m$, que dará uma armadura de $\phi 12c / 12,5$.

7.5.4.2. Dimensionamento das paredes laterais

1) Carregamentos críticos nos apoios:



Tabela 7-4 - Valores de esforços solicitantes segundo análise estrutural (Vide seção 7.5)

Esforços	M(tfm/m)	N(tf/m)
Peso próprio	0	0,29
Empuxo	-0,04	-0,18
Reach stacker	$4,46 \times 0,46 = \mathbf{2,05}$	$4,46 \times 0,21 = \mathbf{-3,43}$

- 2) Momento fletor de projeto:

$$Md = \gamma_{fg} \times Mg + \gamma_{fq} \times Mq = 1,35 \times (0 - 0,04) + 1,5 \times 2,05 = 3,03 \text{ tfm/m}$$

- 3) Dimensionamento da armação:

Dada a utilização de concreto de $f_{ck} \geq 40$ MPa (NBR - 6118) e 5 cm de recobrimento, teremos que:

$$Md = 0,85 \times f_{cd} \times \bar{x} \left(h - c - \frac{\bar{x}}{2} \right) \Leftrightarrow 3,03 = 0,85 \times \frac{40000}{1,4} \times \bar{x} \left(0,25 - 0,05 - \frac{\bar{x}}{2} \right) \Leftrightarrow \bar{x} = 3,6 \times 10^{-4} \text{ m}$$

Portanto, se $\bar{x} = 3,6 \times 10^{-4}$, então:

$$F_{cd} = F_{td} = 0,85 \times f_{cd} \times \bar{x} = 0,85 \times \frac{40000}{1,4} \times 0,00036 = 8,65 \text{ tf/m}$$

Donde chegamos que:

$$As = \frac{F_{td}}{f_{yd}} = 2,00 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Como $As < As_{\min}$, utilizaremos $As_{\min} = 0,23 \times h = 0,23 \times 25 = 5,75 \text{ cm}^2 / \text{m}$, que

dará uma armadura mínima de $\phi 10c / 12,5$.

7.5.4.3. Dimensionamento ao cisalhamento



Faz-se nesta seção uma verificação ao cisalhamento no ponto de maior cortante.

Pela análise dos resultados dos diagramas temos a força cortante crítica na situação de carregamentos confinando toda a galeria.

Tabela 7-5 - Valores de esforços solicitantes segundo análise estrutural (Vide seção 7.5)

Esforços	V(tfm/m)
Peso próprio	0,4
Empuxo	0,32
Reach Stacker	4,46x2,46= 10,97

Lajes maciças podem prescindir de armaduras para resistir à força cortante se:

$V_{sd} \leq V_{rd1}$, sendo:

$$V_{sd} = \gamma_{fg} \times V_g + \gamma_{fq} \times V_q = 1,35(0,4 + 0,32) + 1,5 \times 10,97 = 17,43tf \cong 174,3kN$$

Agora,

$$V_{rd1} = [\tau_{rd} \times k(1,2 + 40\rho_1) + 0,15 \times \sigma_{cp}]bw \times d, \text{ onde:}$$

$$\tau_{rd} = 0,25f_{ctd},$$

$$\rho_1 = \frac{As_1}{bw \times d},$$

Portanto:

$$\text{Se, } f_{ctd} = \frac{0,21 \times f_{ck}^{2/3}}{1,4} = \frac{0,21 \times 40^{2/3}}{1,4} = 1,75MPa = 1750kPa$$

e, se $k = 1,6 - d = 1,6 - 0,35 = 1,25m$, então:

$$V_{rd1} = [0,25 \times 1750 \times 1,25 \times (1,2 + 40 \times \frac{0,00092}{1 \times 0,35}) + 0,15 \times 0] \times 0,35 = 250kN$$



Portanto, $V_{sd} = 174,3 \leq V_{rd1} = 250$, que significa que a cortante resistente é maior que a cortante solicitante, nesse caso, segundo a norma NBR – 06118, não há necessidade de armadura para o cisalhamento.

7.5.4.4. Armadura

Feito o dimensionamento da galeria, chega-se à seguinte configuração para a armadura:

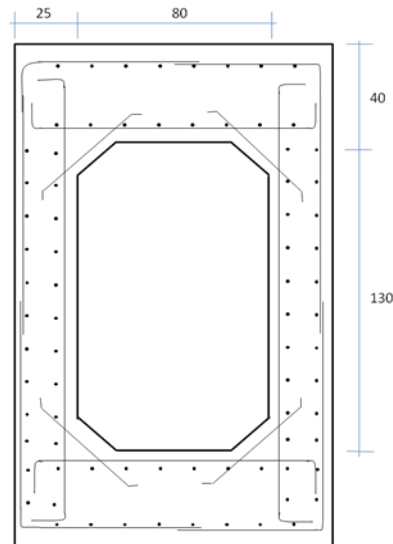


Figura 7-30 - Croqui da distribuição de aço da galeria

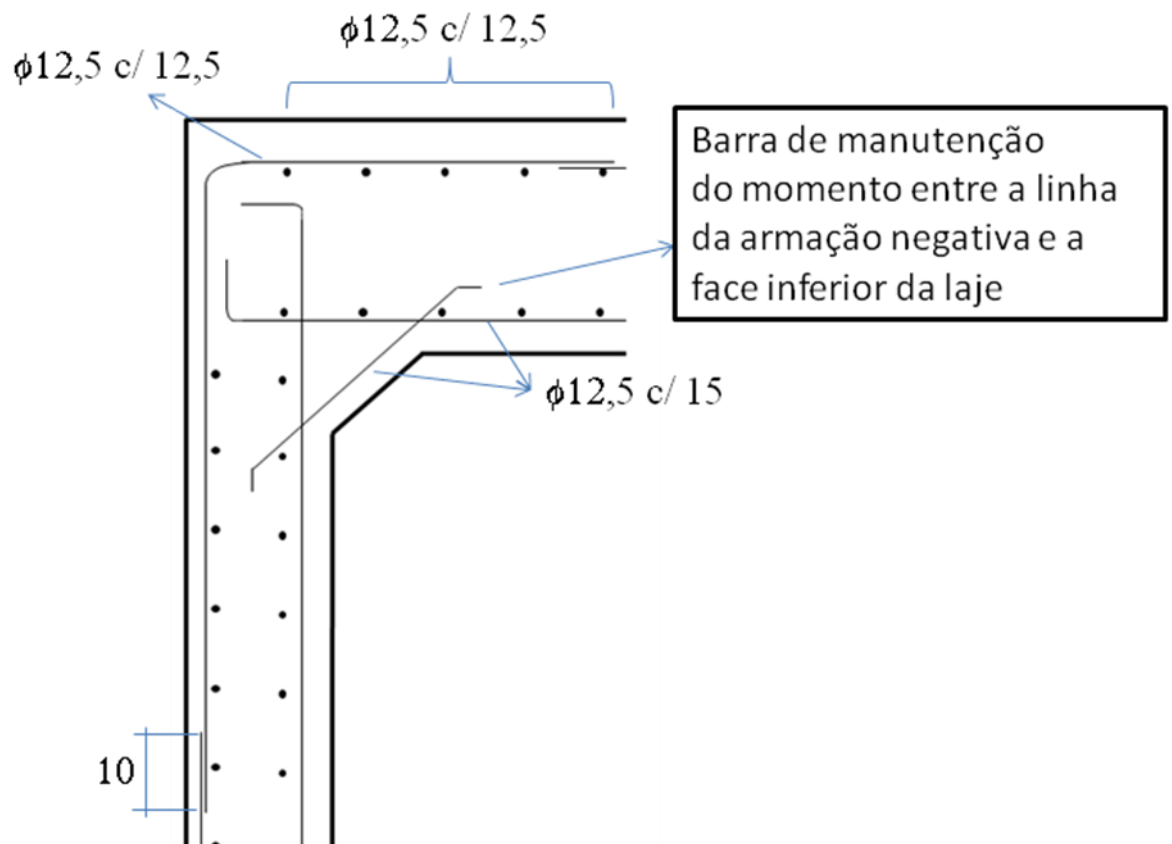


Figura 7-31 - Croqui ampliado do encontro de parede e laje

Segundo Fritz Leonhardt (Construções de Concreto Vol. 3), há significativa fragilização da estrutura na região da dobra da barra. Isso porque, nesse ponto, a barra se aproxima da base da estrutura, reduzindo o braço de momento de atuação da armação. Nesses casos, Leonhardt sugere a utilização de uma barra diagonal combinada a um “chanfro” de concreto, com a finalidade de compensar o efeito da dobra da barra.



8. Estruturas

8.1. Concepção

A concepção da obra portuária tem como elemento básico a definição da sua estrutura de fundação, assim como a sua capacidade de carga geotécnica à tração e à compressão.

A sua modulação, que resulta de uma distribuição isostática de cargas, é que permite em primeira avaliação a concepção da superestrutura.

O segundo aspecto em importância é o método construtivo, o qual define, na concepção, os elementos pré-moldados e a parte moldada “in loco”.

Neste aspecto, os equipamentos a serem utilizados na execução se constituem em elementos importantes e devem ter sua disponibilidade conhecida a priori. São os mais importantes:

- Martelo para cravação (diesel ou hidráulico);
- Flutuante com guia fixa ou móvel;
- Guindastes para cravação com guia fixa;
- Guindastes para lançamento de pré-moldados;
- Sistemas parciais de escoramentos, como, por exemplo, para a execução da

viga do paramento frontal.



A seguir, se encontram apresentados alguns dos demais elementos condicionantes e a metodologia de pesquisa da concepção.

8.2. Esforços Solicitantes

Para efeito da concepção estrutural de projeto, os esforços solicitantes foram divididos de acordo com sua ação na estrutura e sua ocorrência. As cargas permanentes que atuam no berço são o peso próprio da estrutura e o empuxo de terra do talude da retro área que chega na cortina de estacas prancha.

Além disso, os equipamentos presentes na operação, como portêiners, representam uma carga importante a ser analisada, não somente em termos da sua própria ação, mas também deve ser analisada a ação do vento sobre eles, o que gera um esforço horizontal de grande magnitude.

Ações de natureza ambiental também são esforços atuantes de grande magnitude sobre a estrutura. Além do empuxo de terra, já mencionado, cargas referentes à ação da sobrecarga do aterro (2 tf/m^2) e do vento foram consideradas nos cálculos estruturais deste trabalho.

Para o dimensionamento das estruturas de acostagem, foram considerados os esforços provenientes da atracação dos navios. Através da energia de atracação, escolheu-se a defesa adequada para absorvê-la e determinou-se a parcela desta energia que passa à estrutura do cais.



Além destes, há ainda esforços referentes à amarração dos navios nos cabeços de amarração, provenientes da ação das correntes marítimas e do vento sobre estes navios. Para efeito de cálculo, foram consideradas as piores combinações possíveis das ações, conforme NBR 8681. Além disso, este trabalho baseou-se nos arranjos dos cabos lançantes e springs (cabos de amarração) dos trabalhos do Prof. Dr. Paolo Alfredini e na BSRA.

Os esforços calculados foram majorados de acordo com os coeficientes de segurança determinados pela norma, de maneira a obter-se valores de cálculo.

A norma NBR 8681 também determina a utilização de fatores redutores para cada carga atuante, devido à improbabilidade de todas ocorrerem ao mesmo tempo. Utiliza-se o fator ψ_0 para as verificações na ruptura e os fatores ψ_1 e ψ_2 para as verificações de serviço.

8.3. Cálculo dos Esforços Solicitantes

8.3.1. Determinação do estaqueamento do cais

A seguir, serão determinados os espaçamentos longitudinais das linhas de estacas expostas na figura 8-1.

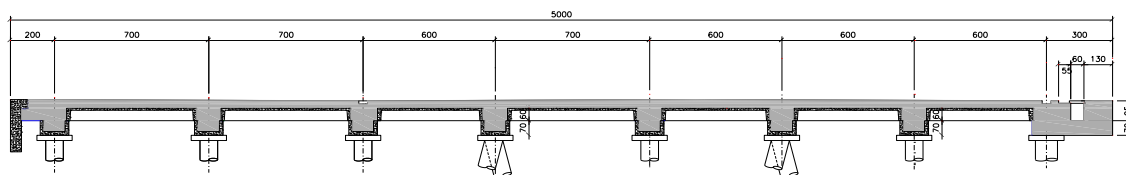


Figura 8-1 - Seção Transversal do cais

O modelo do espaçamento transversal apresentado acima foi concebido em um procedimento preliminar e será calibrado pela análise dos modelos plano e espacial em um segundo momento.

A máxima capacidade de carga característica admitida é de 390 tf e foi baseada no estudo de capacidade de carga teórico feito pelo processo Aoki Velloso e de acordo com a NBR 6122.

8.3.2. Estacas Verticais

Para o dimensionamento do espaçamento a ser utilizado entre as estacas resistentes somente a esforços verticais atuantes na estrutura do cais, foram considerados dois tipos de linhas de estaqueamento: linhas submetidas somente ao peso próprio da estrutura e cargas variáveis e aquelas posicionadas sob o trilho dos portêineres, recebendo, também, o esforço resultante da atuação do equipamento.

8.3.2.1. Estacas verticais sob os trilhos do portêiner

Os carregamentos considerados nesta linha foram: peso-próprio da estrutura, ação do portêiner e carga variável, conforme NBR 9782.



$$\text{Cargas: } -g = A_c \cdot \gamma_c = \left[0,58 \cdot \left(\frac{4,9}{2} + \frac{5,9}{2} \right) + 1,955 \right] \cdot 2,5 = 12,72 \text{ tf} / m$$

$$-q_{\text{portâiner}} = 65 \text{ tf} / m$$

$$-q_{\text{sobre carga}} = 4 \cdot \left(\frac{6}{2} + \frac{7}{2} \right) = 26 \text{ tf} / m$$

Carga total de cálculo:

$$-q_{d_{eq}} = 1,35 \cdot 12,72 + 1,5 \cdot 65 + 1,5 \cdot 0,8 \cdot 26 = 145,87 \text{ tf} / m$$

Carga total característica:

$$-q_{k_{eq}} = \frac{q_{d_{eq}}}{1,4} = 104,2 \text{ tf} / m$$

Espaçamento:

$$-e = \frac{\text{capacidade_de_carga}}{q_{k_{eq}} \cdot \text{fator_de_redução}} = \frac{390}{104,2 \cdot 1,07} = 3,5 \text{ m}$$

Portanto, para esta linha, o espaçamento entre estacas será de 3,5m.

8.3.2.2. Estacas verticais na linha fora do portêiner

Nesta linha, foram considerados somente os carregamentos referentes ao peso-próprio da estrutura e carga variável.

$$\text{Cargas: } -g = A_c \cdot \gamma_c = \left[0,58 \cdot \left(\frac{4,9}{2} + \frac{5,9}{2} \right) + 1,955 \right] \cdot 2,5 = 12,72 \text{ tf} / m$$



$$-q_{sobrecarga} = 4 \cdot \left(\frac{6}{2} + \frac{7}{2} \right) = 26 \text{ tf / m}$$

Carga total de cálculo:

$$-q_{d_{eq}} = 1,35 \cdot 12,72 + 1,5 \cdot 26 = 56,17 \text{ tf / m}$$

Carga total característica:

$$-q_{k_{eq}} = \frac{q_{d_{eq}}}{1,4} = 40,12 \text{ tf / m}$$

Espaçamento:

$$-e = \frac{\text{capacidade_de_carga}}{q_{k_{eq}} \cdot \text{fator_de_redução}} = \frac{390}{40,12 \cdot 1,07} = 9,1 \text{ m}$$

Para uma melhor modulação e facilitar a metodologia de cravação, o espaçamento das estacas verticais submetidas apenas à sobrecarga será o dobro do espaçamento das estacas verticais sob os trilhos do portêiner.

Com isso, definiu-se que o espaçamento será de 7,0 m.

8.3.3. Estacas inclinadas

As estacas inclinadas absorvem, além das cargas verticais, esforços horizontais, provenientes do impacto da atracação dos navios, da amarração dos mesmos nos cabeços de amarração, das cargas geotécnicas referentes ao aterro da retroárea, da ação do vento nos portêineres e dos efeitos das deformações impostas.



Essas estacas possuem inclinação de 1:4 (H:V) e trabalham em pares, formando um cavalete. Com essa configuração, quando o cavalete é submetido a essas forças horizontais, uma estaca será aliviada (tração) e outra terá um acréscimo de carga (compressão).

Logo, é necessário analisar se, com espaçamento adotado de 7,0m, as estacas estão compatíveis com os esforços máximos de tração e compressão, ou seja, não extrapolam os valores obtidos para a capacidade de carga geotécnica.

Cargas Verticais: $-g = A_c \cdot \gamma_c = \left[0,58 \cdot \left(\frac{4,9}{2} + \frac{5,9}{2} \right) + 1,955 \right] \cdot 2,5 = 12,72tf / m$

$$-q_{sobrecarga} = 4 \cdot \left(\frac{6}{2} + \frac{7}{2} \right) = 26tf / m$$

Logo, por cavalete teremos:

$$-g = 12,72 \cdot 7 = 89,04tf$$

$$-q = 26 \cdot 7 = 182tf$$

Para avaliar a influência dos esforços horizontais nos cavaletes, utilizamos o processo de Courbon-Engesser:

$$R_i = R_k \cdot \left(\frac{I_i}{\sum_{i=1}^n I_i} + \frac{I_i \cdot e_i \cdot e_j}{\sum_{i=1}^n I_i \cdot e_i^2} \right)$$



No meio do cais, há uma junta, assim estudaremos as duas metades separadas, que são iguais estruturalmente.

Abaixo, foram analisados os esforços nos cavaletes previamente citados.

8.3.3.1. Atracação

Para o cálculo dos esforços correspondentes à atracação dos navios, é necessário o cálculo da energia cinética de atracação E_c , que depende de uma série de fatores abaixo designados.

8.3.3.1.1. Espaçamento das defensas

Ao dimensionar o espaçamento das defensas, utilizamos o comprimento do menor navio-tipo de projeto, a fim de evitar que haja choque direto contra a estrutura em uma eventual atracação de navios pequenos. Admite-se que o espaçamento entre as defensas seja de 10% do comprimento deste menor navio-tipo, o que resulta em 22 metros de espaçamento. Porém, devido ao comprimento do cais de 410 metros, locou-se a primeira defesa a 2 metros do início do cais, a última a 2 metros do final deste e 20 defensas espaçadas de 20,3 nos 406 metros de cais intermediários.

8.3.3.1.2. Cálculo do Coeficiente de Excentricidade

O Coeficiente de excentricidade de um navio é um fator redutor da energia que é dissipada devido ao giro do navio depois do primeiro contato com a defesa até o contato final com a última.



Definido por

$$C_e = \frac{r^2}{l^2 + r^2},$$

Onde,

- l é a distância entre o centro de massa do navio e o ponto de contato com a defesa. Pode ser adotado o valor de 40% do comprimento do navio:

$$l = 0,4 \times C_N$$

- r é o raio deste giro. Adota-se o valor de 25% do comprimento do navio:

$$r = 0,25 \times C_N$$

Desta maneira, obteve-se o mesmo valor de C_e para os dois navios tipos de módulo igual a 0,28, o que usualmente não poderia ser usado, já que na prática utilizam-se valores maiores que 0,4. Contudo, o grupo optou por usar o valor resultante do cálculo, 0,28.

8.3.3.1.3. Cálculo do Coeficiente de Rigidez

O Coeficiente de rigidez é outro fator redutor da energia de atracção referente ao trabalho realizado pela estrutura do navio que absorve energia no impacto. O valor deste coeficiente é adotado como sendo 0,9.

8.3.3.1.4. Cálculo da massa deslocada pelo navio, M_1 :



A massa M_1 corresponde à massa do navio com capacidade total, dada por:

$$M_1 = \frac{\text{deslocamento}}{g}$$

Onde:

g = aceleração da gravidade.

Deste cálculo, obtiveram-se os valores de 10.204 UTM para o maior navio e 1.653 UTM para o menor navio.

8.3.3.1.5. Cálculo da massa de água adicional M_2 :

A massa M_2 é a massa de água movimentada na atracação, que, para efeitos de cálculo, considera-se como sendo a massa de um cilindro de água de diâmetro igual ao calado máximo e comprimento igual ao comprimento do navio. Assim, a massa M_2 pode ser calculada da seguinte maneira:

$$M_2 = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot \frac{L \cdot \gamma_a}{g}$$

Onde:

g = aceleração da gravidade;

D = Diâmetro do cilindro, ou calado máximo do navio;

L = Comprimento do navio;



Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
Engenharia Civil
Trabalho de Formatura - 2009

γ_a = Massa específica da água. $\gamma_a = 1 \cdot tf / m^3$.

Deste cálculo, obtiveram-se os valores de 4.016 UTM para o maior navio tipo e 2588 UTM para o menor navio-tipo.

Nota-se que ambos os pesos são divididos pelo valor da aceleração da gravidade, a fim de obter-se o resultado em Unidade Técnica de Massa UTM.

8.3.3.1.6. Cálculo da velocidade de aproximação do navio, V :

A velocidade de aproximação do navio depende do tamanho deste, da condição de abrigo do porto, das condições do porto e do uso, ou não, de rebocadores, podendo depender da habilidade do piloto.

A NBR 9782 prevê valores mínimos a serem adotados de acordo com a tabela 8-1.

Tabela 8-1 - Valores de Velocidade em m/s

Condição	Aproximação	Velocidade perpendicular à linha de atracação			
		até 1.000 TBP	até 5.000 TBP	até 10.000 TBP	navios maiores
Vento e ondas fortes	Difícil	0,75	0,55	0,40	0,30
Vento e ondas fortes	Favorável	0,60	0,45	0,30	0,20
Ventos e ondas moderados	Aceitável	0,45	0,35	0,20	0,15
Protegido	Difícil	0,25	0,20	0,15	0,10
Protegido	Favorável	0,20	0,15	0,12	0,10

Para o porto de Imbituba, adotou-se $V = 0,12m/s$, para o maior navio tipo, por estar em local protegido por molhes e pelo fato do navio-tipo maior ser menor que



10.000 TBP. Já para o menor navio tipo, a velocidade de aproximação adotada foi de

$$V = 0,15m/s.$$

8.3.3.1.7. Cálculo da Energia Cinética de Atracação, E_c :

Intuitivamente pode-se pensar que a energia de atracação do navio maior é, também, maior. Porém, ao pensar-se na velocidade de atracação, também é intuitivo pensar em um controle de velocidade de aproximação mais difícil para os navios menores. Além disso, navios menores têm coeficiente de excentricidade, C_e , redutor de energia, menores. No estudo deste trabalho, este coeficiente para os dois navios-tipo resultou igual, porém a velocidade de aproximação é maior para o navio menor. Assim, é necessário o cálculo da E_c para os dois navios-tipo, o menor e o maior. E_c é dada por:

$$E_c = \frac{1}{2} \cdot (M_1 + M_2) \cdot V^2 \cdot C_e \cdot C_r$$

Para os valores dos parâmetros acima, temos um valor de $E_c = 25,9tf.m$, para o maior navio-tipo, e $E_c = 29,13tf.m$ para o menor navio tipo.

Ao calcular as energias, a NBR9782 recomenda o uso de um coeficiente de majoração, pela segurança, de $\gamma_F = 1,5$. Assim, obtém-se o valor de cálculo de $E_{cd} = 38,8tf.m$ e $E_{cd} = 43,7tf.m$, para os navios, maior e menor, respectivamente.



Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
Engenharia Civil
Trabalho de Formatura - 2009

De posse dos valores das energias de atracação, é possível determinar, através dos gráficos de desempenho, qual defesa será utilizada no projeto, admitindo uma máxima deformação de 55%.

Assim, escolheu-se a defesa SUC1250H, com Rubber Grade RH, que tem uma absorção máxima de energia de 52,6 tf.m, de acordo com a tabela 8-2, o que é suficiente no caso.

Tabela 8-2 - Defesa SUC1250H - Performance

Deflection	52.5 % (Rated Deflection)		55.0 %	
Rubber Grade	Reaction Force: tons kN Kips	Energy Absorption: ton-m kNm Ft-kips	Reaction Force: tons kN Kips	Energy Absorption: ton-m kNm Ft-kips
R1	55.6	30.5	59.2	32.3
	545.2	299.1	580.6	316.8
	122.6	220.7	130.5	233.7
R0	69.6	38.2	73.9	40.4
	682.5	374.6	724.7	396.2
	153.5	276.4	162.9	292.3
RH	90.4	49.6	96.1	52.6
	886.5	486.4	942.4	515.8
	199.3	358.9	211.9	380.6
RS	104.3	57.3	110.9	60.6
	1,022.8	561.9	1,087.6	594.3
	230.0	414.6	244.5	438.4
RE	117.6	64.5	125.0	68.3
	1,153.3	632.5	1,225.8	669.8
	259.3	466.7	275.6	494.2

Tolerance: $\pm 10\%$

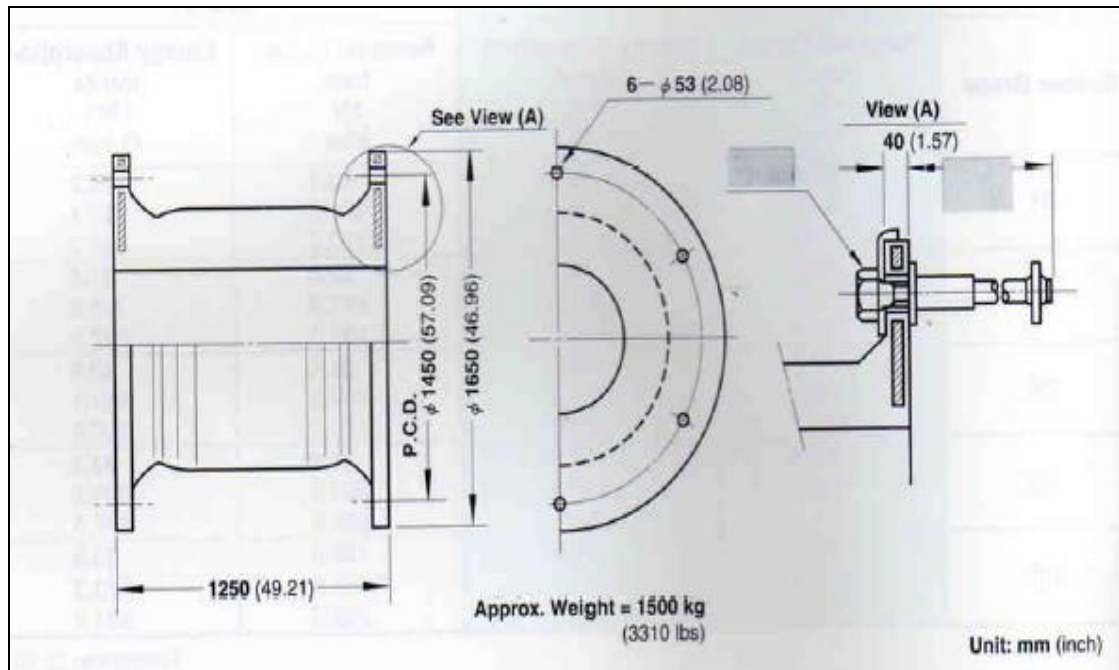


Figura 8-2 - Denfensa SUC1250H - Dimensões

Do gráfico abaixo (figura 8-3), é possível determinar a força de atracção, que será utilizado no cálculo do estaqueamento inclinado. Esta força resultou em 87tf ou 870kN.

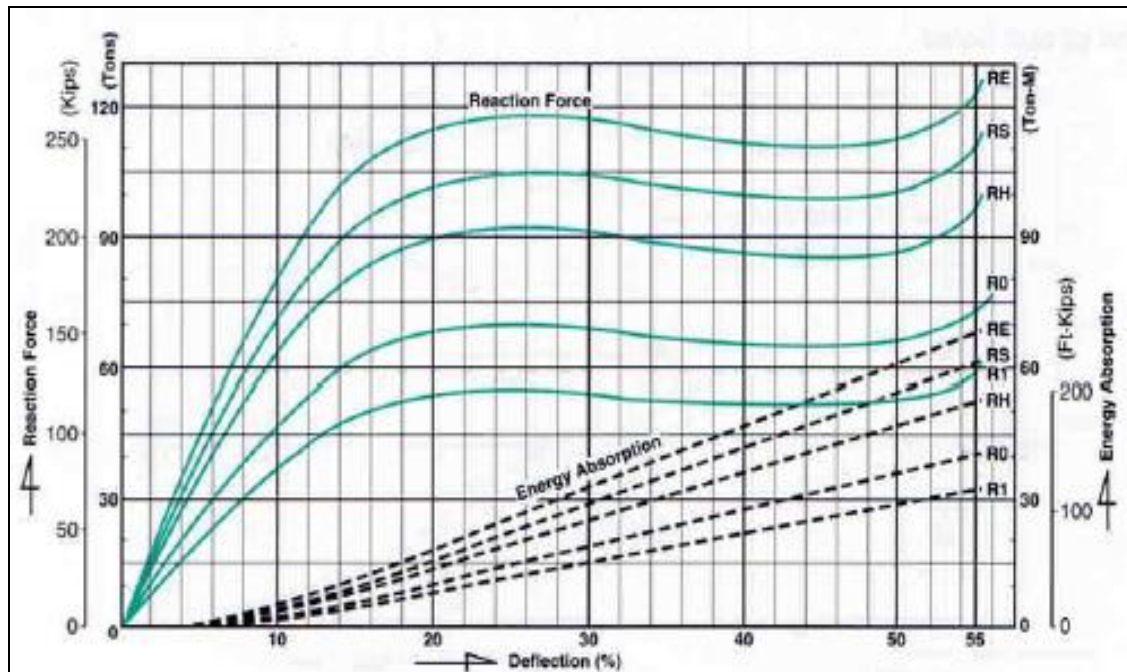


Figura 8-3 - Curva de Performance - Defesa SUC1250H

Além disso, sabe-se que o atrito longitudinal entre a parede do navio e o painel da defesa é da ordem de 30% da força de atracação. Portanto, temos

$$Fat = 0,3 \cdot 870 = 261kN$$

8.3.3.2. Amarração

O esquema de amarração proposto foi o descrito pela figura 8-4.

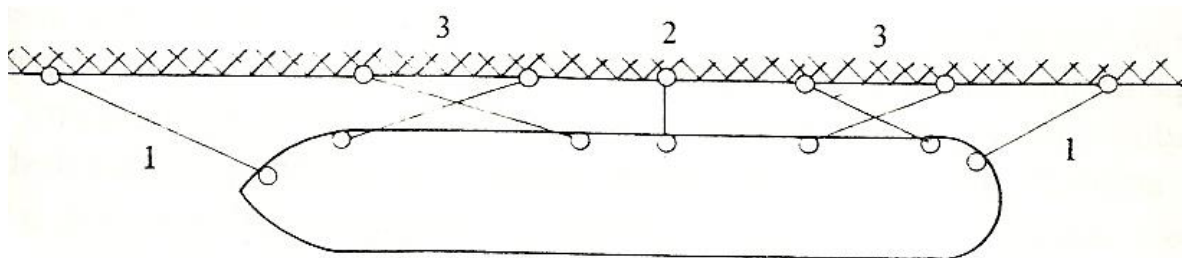


Figura 8-4 - Esquema de amarração



Para o cálculo dos esforços correspondentes à amarração dos navios aos cabeços de amarração e outros referentes às ações de maré e vento, conforme mencionado anteriormente.

8.3.3.2.1. Ação do Vento

Para o cálculo destes esforços, consideramos a ação do vento transversal ao sentido de atracação do navio. De acordo com o procedimento da *The British Ship Research Association (BSRA)*, a força causada pelo vento, em kg/m², é dada por:

$$f_v = A_L \cdot V_v^2 \cdot 10^{-3} \cdot C_{TW}$$

Onde,

V_v = Velocidade do vento, considerada igual a 40m/s ou 80 nós, conforme NBR 6123;

A_L = Área lateral do navio, calculada como sendo o comprimento do navio pela sua altura, sendo esta igual ao calado máximo mais 3 metros;

C_{TW} = Coeficiente de força transversal do vento, obtidos de acordo com o gráfico da figura 8-5, retirado da BSRA.

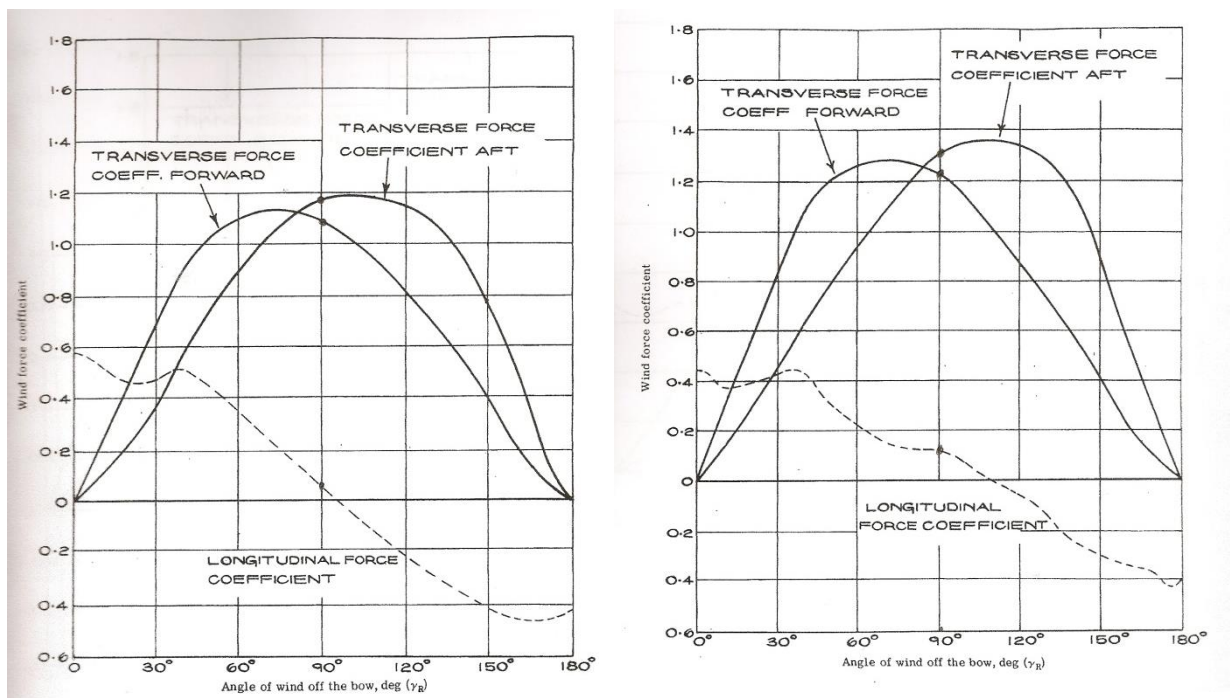


Figura 8-5 - Gráfico de cálculo do C_{tw}

A tabela 8-3 mostra os valores de C_{TW} (coeficiente de arrasto), para um vento transversal ao navio ($\alpha = 90^\circ$):

Tabela 8-3 - Valores de C_{tw} para $\alpha = 90^\circ$

	Carregado	Em Lastro	
C_{tw}	1,17	1,31	Popa
	1,1	1,22	Proa
	0,05	0,12	Longitudinal

Desta maneira, calcula-se a força do vento pela expressão acima, para os dois navios-tipo (carregados e em lastro). Os maiores valores – portanto os que solicitam mais a estrutura – se deram para o navio-tipo maior, *Post Panamax*, e estão explicitados na tabela 8-4.



Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
Engenharia Civil
Trabalho de Formatura - 2009

Tabela 8-4 - Valores da força do vento

	Carregado	Em Lastro	
FORÇA VENTO (tf)	204,37	228,83	Popa
	192,15	213,11	Proa
	8,73	20,96	Longitudinal

Os esforços são calculados na direção longitudinal ao navio e na direção transversal a ele, na proa e na popa. Para a composição das forças horizontais solicitantes da estrutura do cais, utiliza-se o pior caso, destacado em cinza na tabela acima, que se dá para a ação do vento na popa, para atracação em lastro.

8.3.3.2.2. Ação das correntes

O cálculo da força gerada pela corrente se dá de maneira análoga ao cálculo das forças de vento, usando os mesmos valores de coeficiente transversal de vento. Os resultados dos cálculos são explicitados na tabela 8-5.

Tabela 8-5 - Valores da Força corrente

	Carregado	Em Lastro	
FORÇA CORRENTE	31,93	35,75	Popa
	30,02	33,30	Proa
	5,46	13,10	Longitudinal



8.3.3.3. Empuxo e sobrecarga da retro área

Uma das solicitações mais importantes a serem consideradas no cálculo estrutural de um cais é o empuxo gerado pelo aterro sob a retro-área de um cais. Além disso, os equipamentos e trânsito de pessoas gera uma sobrecarga no valor de $2\text{tf}/\text{m}^2$.

Os cálculos são feitos de acordo com as expressões abaixo:

$$g = \frac{A \cdot l}{n} = (K \cdot \gamma \cdot h) \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{205}{50} = (0,33 \cdot 1,8 \cdot 2,5) \cdot \frac{2,5}{2} \cdot \frac{205}{50} = 7,61\text{tf}$$

$$s/c = 2\text{tf}/\text{m}^2 \cdot K \cdot h \cdot \frac{205}{50} = 2 \cdot 0,33 \cdot 2,5 \cdot \frac{205}{50} = 6,77\text{tf}$$

8.3.3.4. Vento e Impacto Transversal no Portêiner

A ação do vento nos portêineres é um esforço horizontal de grande importância e foi adotado como sendo 10% do peso do equipamento, ou seja, $6,5\text{tf}/\text{m}$.

8.3.3.5. Combinação dos esforços

Para o dimensionamento dos cavaletes, foi considerada a pior situação possível de ação de cargas, que é representada pelos carregamentos permanentes e um vento de través na popa do navio e uma corrente também de través na popa.

Fazendo a combinação para a linha de estacas mais afastada do centro elástico do cais, que é a mais solicitada, obteve-se o valor $H_d = 68,14\text{tf}$.



Com isso, obteve-se o valor das máximas tensões de tração e compressão, em cada um dos lados do cavalete:

- Esforço Máximo de Tração:

$$T_d = \frac{1,35 \cdot g}{2} - \frac{\sqrt{17}}{2} \cdot H_d = \frac{80,4tf}{1,4} \therefore T_q = 57,4tf$$

- Esforço Máximo de Compressão:

$$C_d = \frac{1,35 \cdot g}{2} + \frac{1,5 \cdot q}{2} + \frac{\sqrt{17}}{2} \cdot H_d = \frac{337tf}{1,4} \therefore C_q = 240,7tf$$

8.4. Método Construtivo

A estrutura do cais será composta em sua maior parte por elementos pré-moldados, solidarizados por uma camada superior de concreto moldada in loco. Assim, elimina-se a necessidade de cimbramento, o que possibilita uma redução de custos, uma execução mais rápida e um maior controle sobre os elementos estruturais.

Os principais elementos pré-moldados que constituem a superestrutura do cais são:

- Placa de Apoio: conhecida como “bolacha”, é uma peça quadrada, com um furo circular com diâmetro de 80 cm. É posicionado sobre a estaca e serve de apoio às vigas longitudinais.

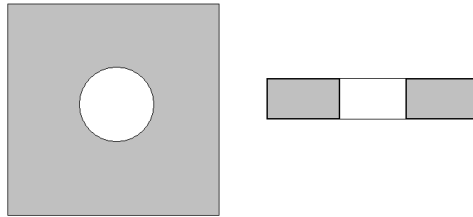


Figura 8-6 - Planta e corte da placa de apoio.

- Viga Calha: elemento que constitui a casca das vigas longitudinais. Seu comprimento é modulado de acordo com o espaçamento longitudinal das estacas. As armaduras, positiva e de cisalhamento transversal, são alocadas neste elemento. Com o posicionamento da armadura negativa e concretagem até o nível da laje, forma-se a viga contínua.



Figura 8-7 - Seção Transversal da viga calha

- Pré-laje: peça apoiada sobre a viga calha, fechando os vão transversais.

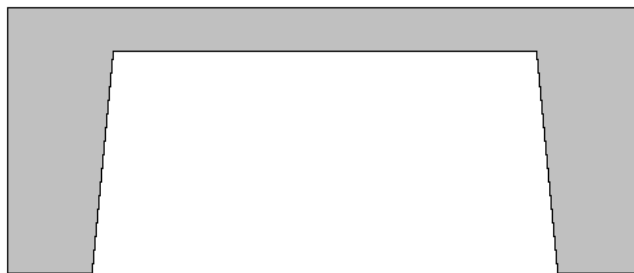


Figura 8-8 - Seção transversal da pré-laje.

Apresentados os elementos que constituem a estrutura do cais, tem-se os cálculos de armadura de viga e laje. Para isso, foram utilizados modelos transversais e longitudinais, que estão a seguir.

8.5. Modelos Estruturais

8.5.1. Modelo Estrutural Transversal

Para simular o comportamento transversal da estrutura, foi utilizado o modelo de Fauchart que busca reproduzir este comportamento, de maneira que os esforços “percorrem” a estrutura de acordo com a rigidez de cada elemento. O software STRAP 2008 foi o programa utilizado nesta simulação e está representado pelo esquema:

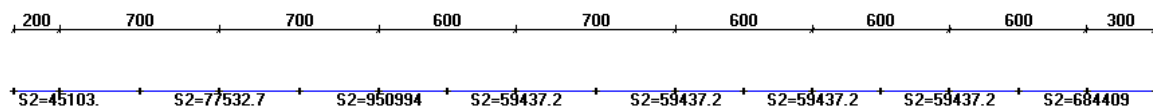


Figura 8-9 - Modelo de Fauchart



Serão adotadas as seguintes condições:

- A rigidez à torção K_θ , será nula, fato justificado pela ausência de engastamento à torção nas extremidades da viga;
- Os apoios elásticos verticais serão identificados de A a H, da direita para a esquerda;
- O comprimento equivalente (l_{eq}) é a distância entre os pontos em que o momento é nulo, variando em função das características geométricas de cada trecho. Isso decorre do fato do método de Fauchart ter sido desenvolvido para uma estrutura com longarinas apoiadas sobre apoios rígidos, o que não ocorre, sendo necessária esta correção.
- O momento de inércia da viga resultou em $I_v = 0,487m^4$.

Procede-se agora ao cálculo de $K_v = \left(\frac{\pi}{l_{eq}} \right)^4 \cdot E \cdot I$

Em função do espaçamento longitudinal de cada linha de estacas, tem-se:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{para } l = 3,5m \Rightarrow K_v = 950.994,8tf / m \\ \text{para } l = 3,8m \Rightarrow K_v = 684.4409,3tf / m \\ \text{para } l = 6,55m \Rightarrow K_v = 77.532,7tf / m \\ \text{para } l = 7m \Rightarrow K_v = 59.437,2tf / m \\ \text{para } l = 7,5m \Rightarrow K_v = 45.103tf / m \end{array} \right.$$



As características da laje do cais foram calculadas e utilizadas no modelo do STRAP, para representar o corte transversal do cais. Foi adotada como pré-laje a laje π e uma laje moldada in loco de 35cm de espessura, conforme a figura 8-10, abaixo:

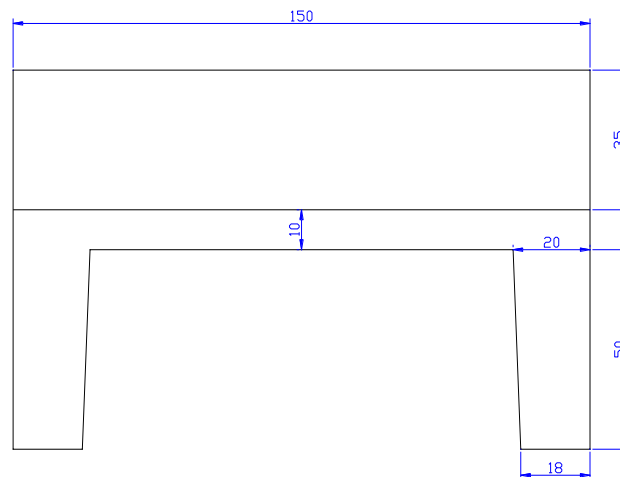


Figura 8-10 - Seção da Laje

A área da seção da pré-laje é de $A=0,34\text{m}^2$. Como o modelo utiliza propriedades por metro de cais, é necessário dividir a área por sua largura, de maneira a obter a área de laje por metro de cais ($A = \frac{0,34}{1,5} = 0,23\text{m}^2 / \text{m}$). A área total é obtida somando-se esta parcela com o valor da área de laje moldada in loco, obtendo o valor de $0,58\text{m}^2/\text{m}$.

Da mesma maneira, o momento de inércia tem que ser dividido por 1,5, a fim de obter o valor final, por metro de cais. O momento de inércia total da seção é $I = 4,82 \cdot 10^{-6} \text{m}^4$ e o final é de $I = 3,2 \cdot 10^{-6} \text{m}^4 / \text{m}$.



Com todos os parâmetros de rigidez determinados e as características da laje, pode-se processar a estrutura, solicitando-a com uma carga unitária por todo seu comprimento. Obtêm-se desta forma, as linhas de influência transversais de reação. Estas linhas fornecerão os valores dos esforços de peso próprio, portêiner e sobrecarga, pelo STRAP, abaixo:

$$- pp = 9,6tf / m$$

$$- Q = 64,3tf / m$$

$$- q = 18,3tf / m$$

Para os cálculos estruturais, é necessário o desenho de um modelo longitudinal do cais, simulando a ação das cargas na linha de estacas. Foi escolhida a linha sob os trilhos do portêiner por esta ser a mais solicitada (Eixo F).

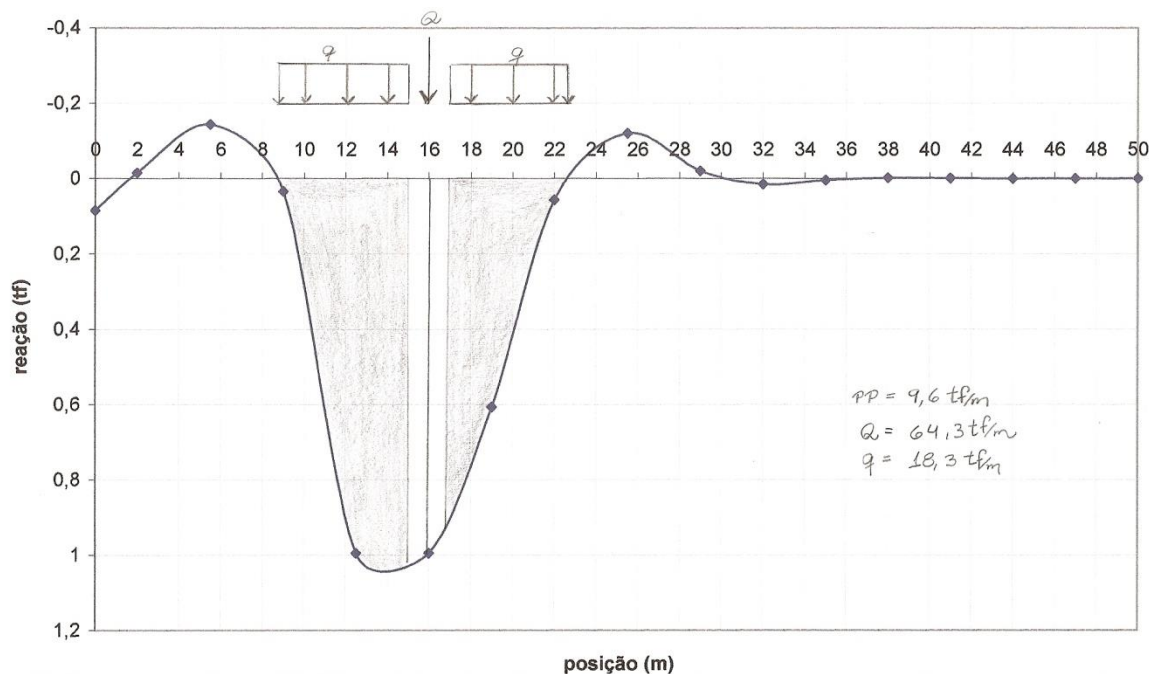


Figura 8-11 - Linha de Influência transversal de reação do Eixo F



8.5.2. Modelo Estrutural Longitudinal – Eixo F

Para o modelo longitudinal, adotou-se a viga calha pré-moldada e concretada in loco, obtendo-se a viga a seguir, de área $A = 2,145m^2$ e momento de inércia $I = 0,487m^4$

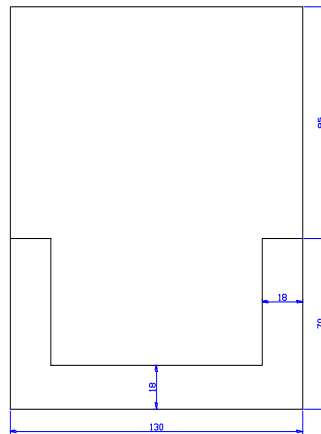


Figura 8-12 - Seção da Viga

O comprimento total da viga é de 410 metros e o vão típico de 3,5 metros, de maneira que se optou por simular 11 vão típicos, resultando em um comprimento total de 48,06 metros.

O modelo está representado a seguir:

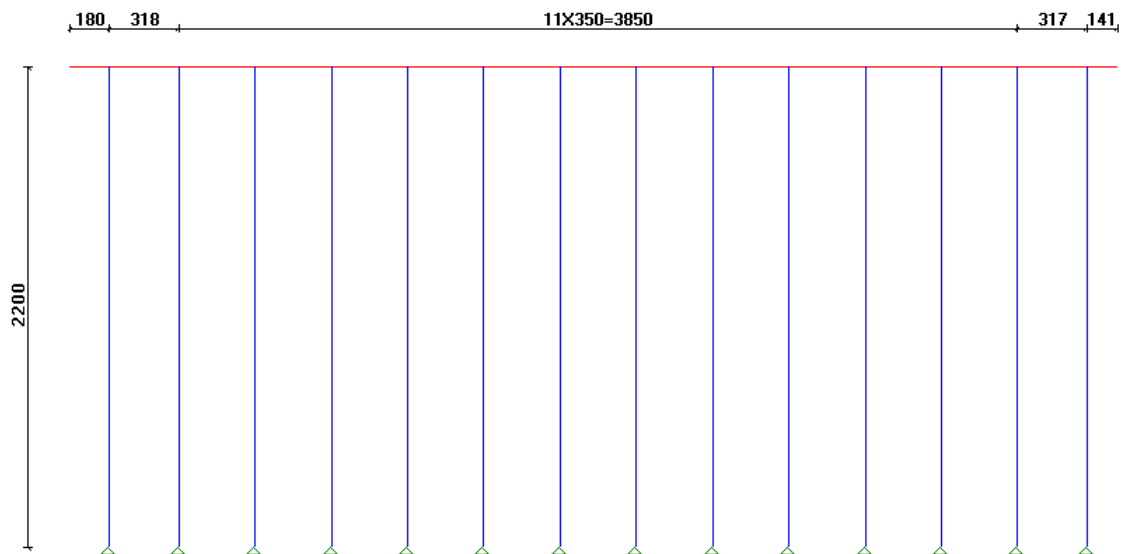
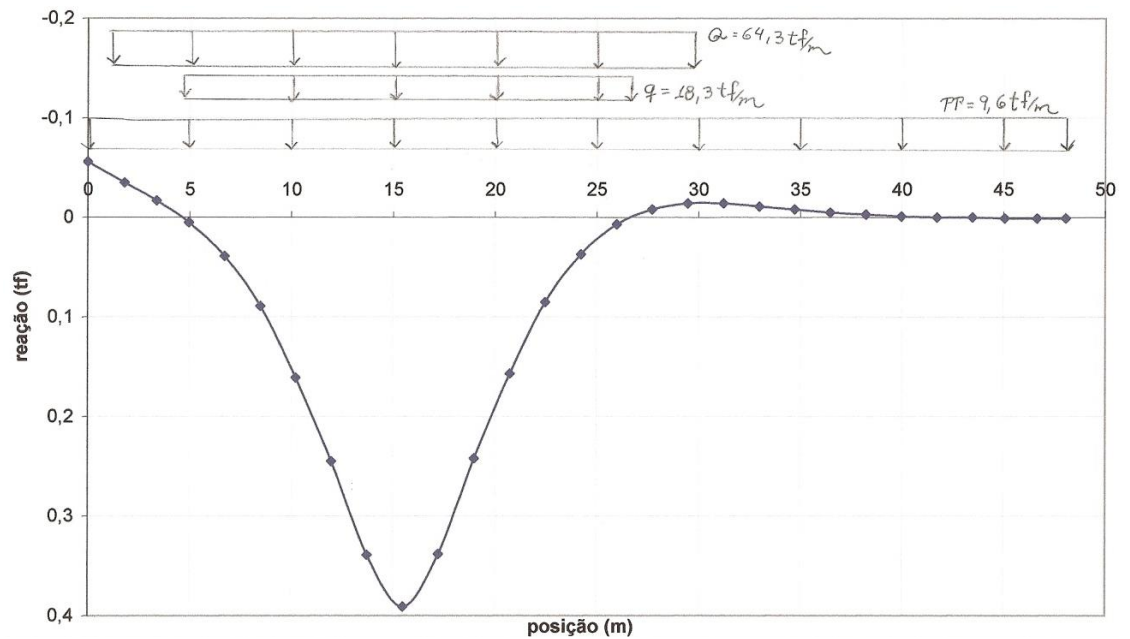


Figura 8-13 - Modelo Longitudinal do Eixo F

A norma NBR 8681 também determina a utilização de fatores redutores para cada carga atuante, devido à improbabilidade de todas ocorrerem ao mesmo tempo. Utiliza-se o fator $\psi 0$ para as verificações na ruptura e os fatores $\psi 1$ e $\psi 2$ para as verificações de serviço.

Para obras portuárias, a norma NBR 9782 especifica o fator multiplicador de 0,8 para as cargas acidentais.

Analisando os carregamentos de reação de algumas estacas, chegou-se ao pior caso, que ocorre na estaca 5:

[illegible]



$$R_d = 1,35 \cdot pp + 1,5 \cdot Q + 1,5 \cdot 0,8 \cdot q$$

$$R_{dm\acute{a}x} = 477tf(5^{\circ} estaca)$$

$$R_{pp} = 33,6tf$$

$$R_Q = 233tf$$

$$R_q = 68,4tf$$

Analisando os carregamentos de momentos, chegou-se aos piores casos, que ocorrem no vão 2, para momento positivo e na estaca 3 para o negativo:

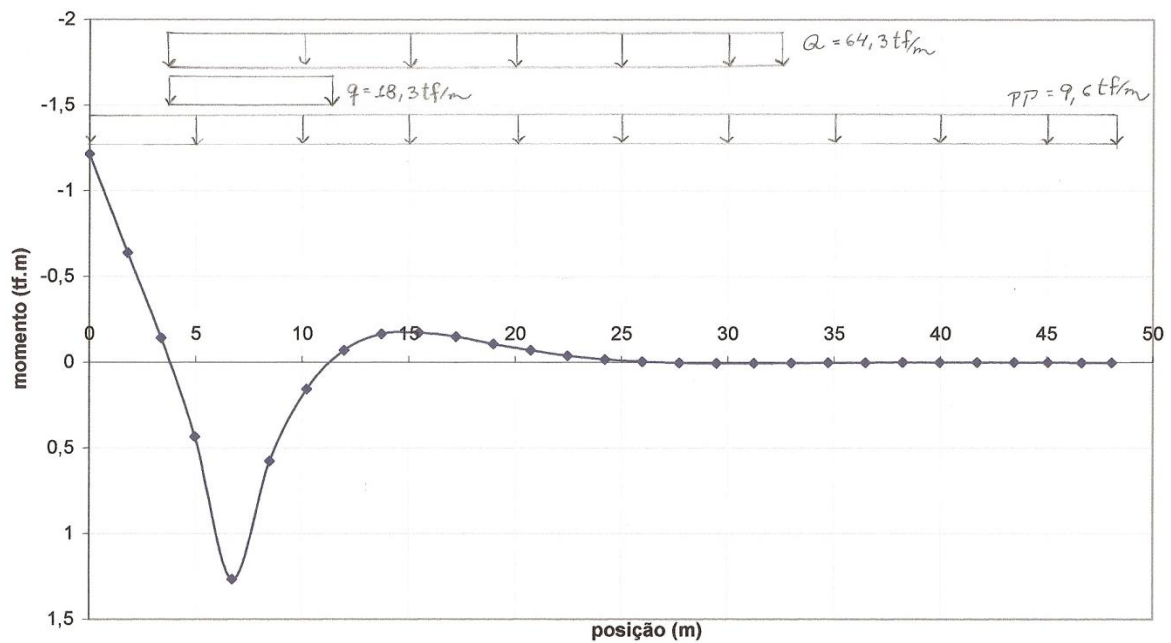


Figura 8-16 - Linha de Influência longitudinal de momento positivo no vão 2.

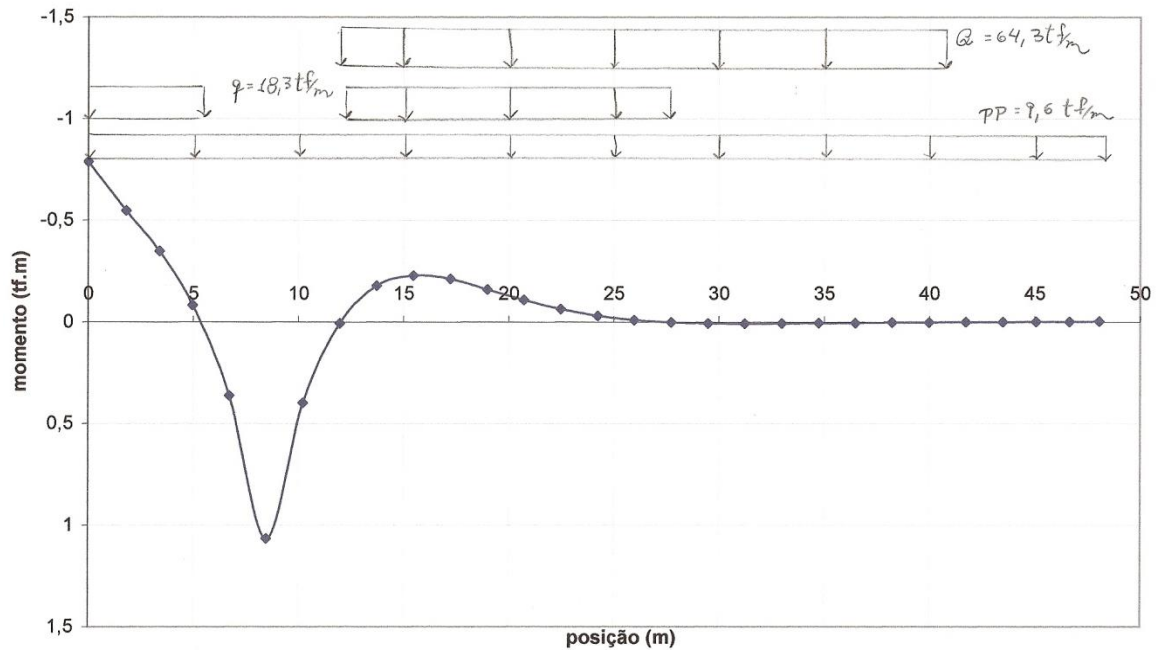


Figura 8-17 - Linha de Influência longitudinal de momento negativo na estaca 3.

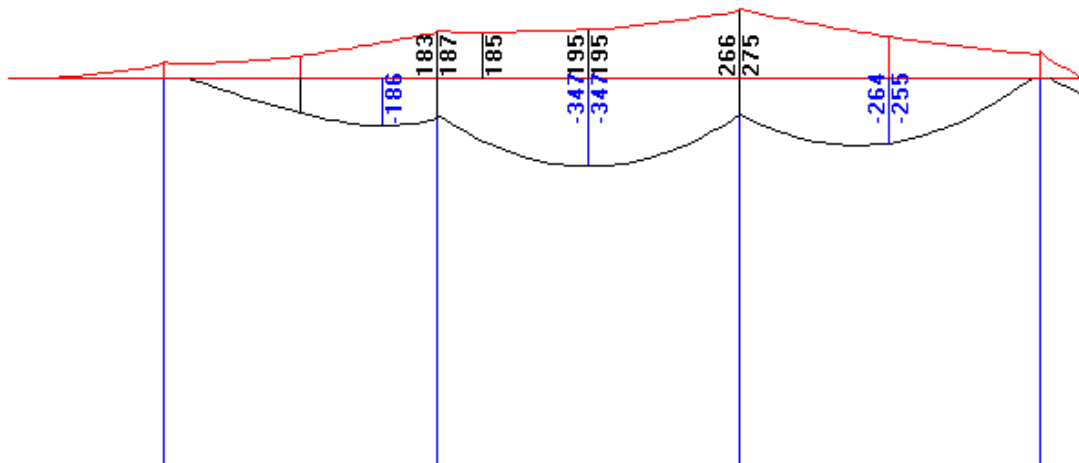


Figura 8-18 - Trecho da envoltória de momento

$$M_d = 1,35 \cdot pp + 1,5 \cdot Q + 1,5 \cdot 0,8 \cdot q$$



$$M_{dmáx}^{+} = 347tf.m(2^{\circ} \text{vão})$$

$$M_g^{+} = 3,3tf.m$$

$$M_Q^{+} = 169tf.m$$

$$M_q^{+} = 73,7tf.m$$

$$M_{dmáx}^{-} = 275tf.m(3^{\circ} \text{estaca})$$

$$M_g^{-} = 9,8tf.m$$

$$M_Q^{-} = 115tf.m$$

$$M_q^{-} = 74,6tf.m$$

Analizando os carregamentos de cortantes chegou-se ao pior caso que ocorre na estaca 2, à direita:

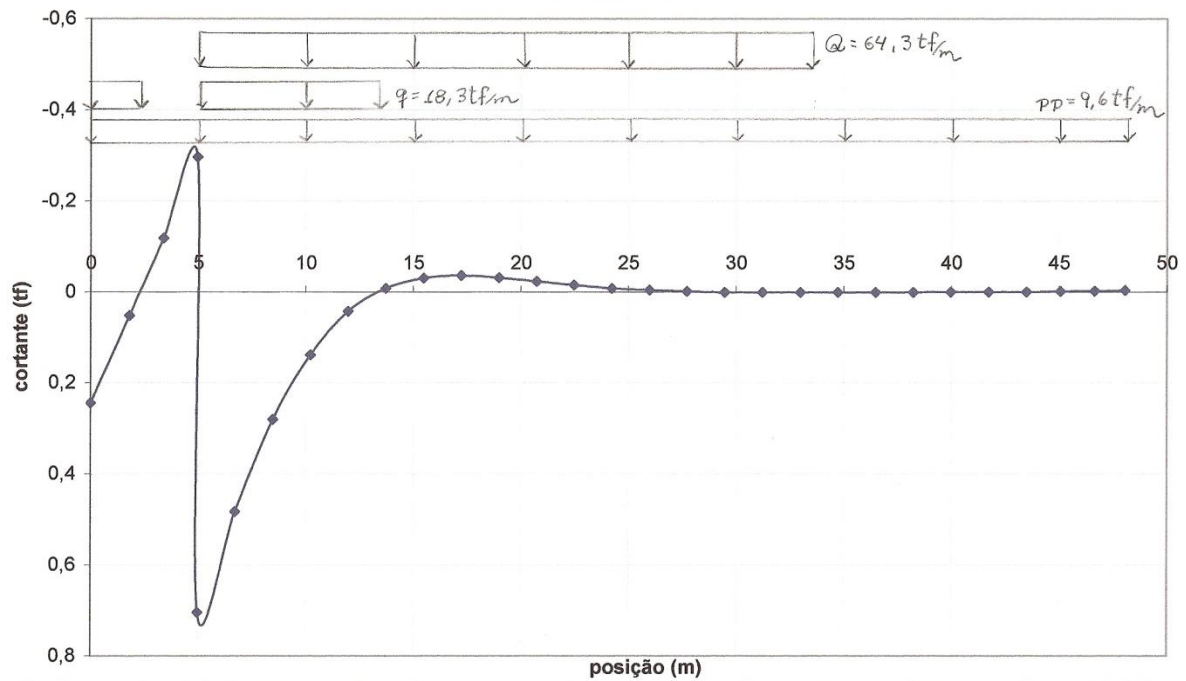


Figura 8-19 - Linha de Influência Longitudinal de cortante a direita na estaca 2.

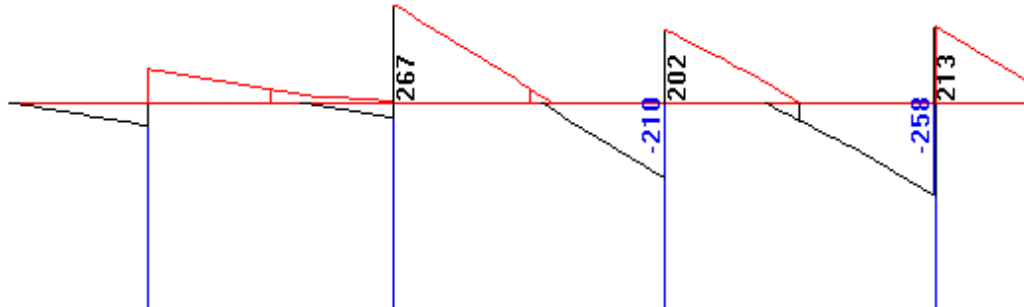


Figura 8-20 - trecho da envoltória de cortante

$$V_d = 1,35 \cdot pp + 1,5 \cdot Q + 1,5 \cdot 0,8 \cdot q$$

$$V_{dmáx} = 267tf (2^{\circ} \text{ estaca_dir})$$

$$V_g = 17,8tf$$

$$V_Q = 126tf$$

$$V_q = 46tf$$

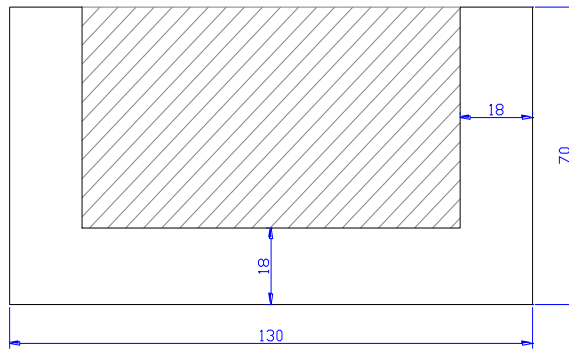
8.6. Dimensionamento da Viga Longitudinal do Eixo F

Inicialmente, calcula-se a armadura necessária para a viga suportar as fases construtivas.

8.6.1. Fases Construtivas

A) 1ª fase

- Concretagem até a altura da viga:



$$A = 0,4212m^2$$

$$f_{ck} = 25MPa$$

$$b_w = 36cm$$

$$d = 62cm$$

$$vão = 3,5m$$

Figura 8-21 – 1ª fase

- Flexão:

$$g_1 = 2,5 \cdot (1,30 \cdot 0,70) = 2,275tf / m$$

$$M_k^+ = \frac{2,275 \cdot 3,5^2}{8} = 3,48tf / m^2$$

$$M_d^+ = 1,25 \cdot M_k^+ = 4,35tf \cdot m$$

$$\therefore A_{S_1}^+ = 1,63cm^2$$

- Cisalhamento:

$$V_d = \frac{2,275 \frac{tf}{m} \cdot 3,5m}{2} \cdot 1,25 = 4,98tf$$

$$V_{Rd_2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) \cdot \frac{2500}{1,4} \cdot 0,36 \cdot 0,62 = 96,85tf$$

$$V_c = 0,6 \cdot \left(0,3 \cdot 0,7 \cdot \frac{25^{\frac{2}{3}}}{1,4}\right) \cdot 100 \cdot 0,36 \cdot 0,62 = 17,17tf$$

$$V_{Sw} = V_d - V_c < 0$$

B) 2ª fase



- Colocação das pré-lajes apoiadas sobre as “abas” da viga calha;
- Concretagem até o nível da pré-laje;

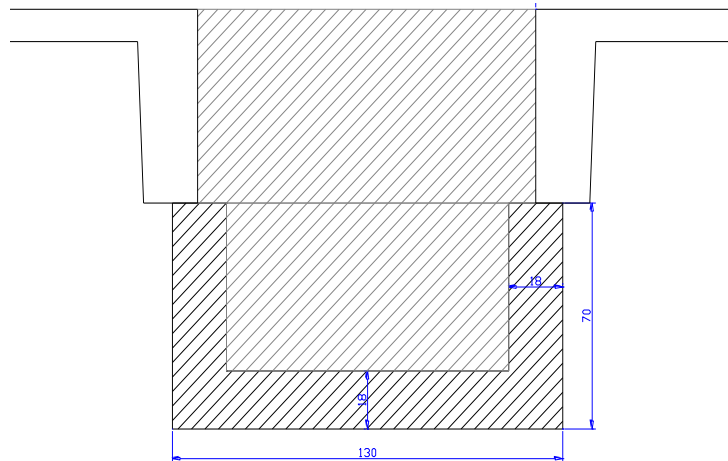


Figura 8-22 – 2ª fase

$$A = 0,34m^2$$

$$\frac{A}{1,5} = 0,23m^2 / m$$

$$f_{ck} = 25MPa$$

$$d = 62cm$$

$$g_2 = [1,3 \cdot 0,6 + 0,23 \cdot (2,35 + 2,85)] \cdot 1,5 = 4,94tf / m$$

$$g_1 + g_2 = 2,275 + 4,94 = 7,215tf / m$$

- Flexão: $b_t = 130cm$

- Momento Positivo do modelo:

$$\text{para } g = 9,6tf / m \rightarrow M_g = 3,3tf \cdot m$$

$$\text{para } g = 4,94tf / m \rightarrow M_g = 1,7tf \cdot m$$



Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
Engenharia Civil
Trabalho de Formatura - 2009

$$M_d^+ = 1,25 \cdot 1,7 = 2,125tf \cdot m$$

$$A_s^+ = 0,80cm^2$$

- Momento Negativo do modelo:

$$\text{para } g = 9,6tf / m \rightarrow M_g = 9,8tf \cdot m$$

$$\text{para } g = 7,215tf / m \rightarrow M_g = 7,37tf \cdot m$$

$$M_d^- = 1,25 \cdot 7,37 = 9,21tf \cdot m$$

$$A_s^- = 3,44cm^2$$

- Cisalhamento do modelo: $b_t = \Phi_{est} = 80cm$

$$\text{para } g = 9,6tf / m \rightarrow V_g = 17,8tf$$

$$\text{para } g = 7,215tf / m \rightarrow V_g = 13,38tf$$

$$V_d = 1,25 \cdot 13,38 = 16,73tf \cdot m$$

$$V_{Kd_2} = 0,27 \left(1 - \frac{25}{250}\right) \cdot \frac{2500}{1,4} \cdot 0,8 \cdot 0,62 = 215,23tf$$

$$V_c = 0,6 \cdot \left(0,3 \cdot 0,7 \cdot \frac{25^{\frac{2}{3}}}{1,4}\right) \cdot 100 \cdot 0,8 \cdot 0,62 = 38,17tf$$

$$V_{sw} = V_d - V_c < 0$$

C) 3ª fase

- Concretagem até a cota final da viga.

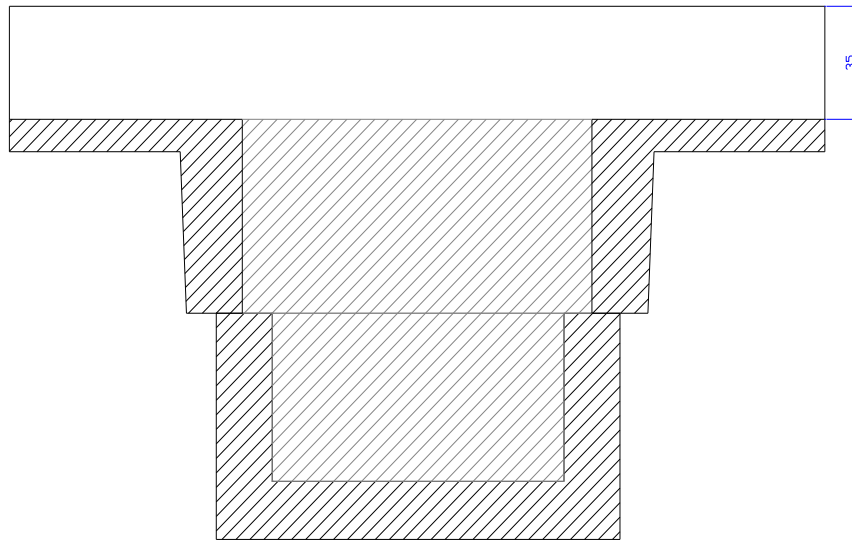


Figura 8-23 – 3ª fase

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$d = 122 \text{ cm}$$

$$g_3 = 0,35 \cdot \left(\frac{6}{2} + \frac{7}{2} \right) \cdot 2,5 = 5,69 \text{ tf} / \text{m}$$

$$g_1 + g_2 + g_3 = 12,9 \text{ tf} / \text{m}$$

- Flexão: $b_t = 130 \text{ cm}$

- Momento Positivo do modelo:

$$\text{para } g = 9,6 \text{ tf} / \text{m} \rightarrow M_g = 3,3 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$\text{para } g = 5,69 \text{ tf} / \text{m} \rightarrow M_g = 1,96 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$M_d^+ = 1,25 \cdot 1,96 = 2,45 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$A_s^+ = 0,46 \text{ cm}^2$$



- Momento Negativo do modelo:

$$\text{para } g = 9,6tf / m \rightarrow M_g = 9,8tf \cdot m$$

$$\text{para } g = 12,9tf / m \rightarrow M_g = 13,17tf \cdot m$$

$$M_d^- = 1,25 \cdot 13,17 = 16,46tf \cdot m$$

$$A_s^- = 3,11cm^2$$

$$\text{- Cisalhamento do modelo: } b_t = \Phi_{est} = 80cm$$

$$\text{para } g = 9,6tf / m \rightarrow V_g = 17,8tf$$

$$\text{para } g = 12,9tf / m \rightarrow V_g = 23,92tf$$

$$V_d = 1,25 \cdot 23,92 = 29,9tf$$

$$V_{Rd_2} = 0,27 \left(1 - \frac{25}{250}\right) \cdot \frac{2500}{1,4} \cdot 0,8 \cdot 1,22 = 423,51tf$$

$$V_c = 0,6 \cdot \left(0,3 \cdot 0,7 \cdot \frac{25^{\frac{2}{3}}}{1,4}\right) \cdot 100 \cdot 0,8 \cdot 1,22 = 75,10tf$$

$$V_{sw} = V_d - V_c < 0$$

Depois dos cálculos das fases construtivas, é necessário realizar a análise estrutural do cais em sua fase de operação.

8.6.2. Fase de Operação

- Cortante:



$$h = 165cm$$

$$d = 153cm$$

$$b_t = \Phi_{est} = 80cm$$

$$f_{ck} = 40MPa$$

$$V_d = 1,35 \cdot pp + 1,5 \cdot Q + 1,5 \cdot 0,8 \cdot q$$

$$V_d = 1,35 \cdot 17,8 + 1,5 \cdot 125,5 + 1,5 \cdot 0,8 \cdot 46$$

$$V_d = 267,5tf$$

$$V_{Rd_2} = 0,27 \left(1 - \frac{40}{250}\right) \cdot \frac{4000}{1,4} \cdot 0,8 \cdot 1,53 = 793,2tf > V_d \therefore OK!$$

$$V_c = 0,6 \cdot \left(0,3 \cdot 0,7 \cdot \frac{40^{\frac{2}{3}}}{1,4}\right) \cdot 100 \cdot 0,8 \cdot 1,53 = 128,8tf$$

$$V_{sw} = V_d - V_c = 267,5 - 128,8 = 138,7tf < 0$$

$$\frac{A_{sw}}{S} = \frac{138,7}{0,9 \cdot 1,53 \cdot 4,35} = 23,2cm^2/m$$

$$\frac{A_{sw}}{S} \min = 0,14 \cdot 130 = 18,2cm^2/m$$

Redução da cortante do modelo plano à d/2 da face do apoio, conforme

figura abaixo:

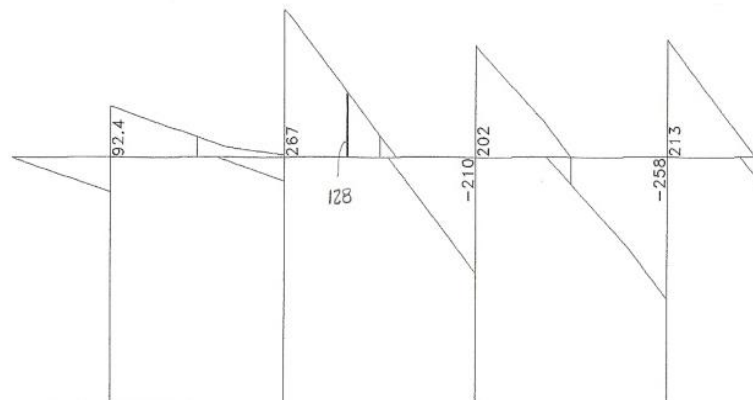


Figura 8-24 – redução da cortante



$$\frac{d}{2} + \frac{\Phi_{est}}{2} = \frac{153}{2} + \frac{80}{2} = 116,5cm$$

$$V_d = 128tf$$

$$V_c = 128,8tf$$

$$V_{sw} = V_D - V_C < 0 \Rightarrow \frac{A_{sw}}{S} = \frac{A_{sw}}{S} mín$$

O modelo plano utilizado no estudo não considera os efeitos de torção da estrutura, desta maneira, estes efeitos não foram considerados no estudo e foi adotada a cortante sem redução, de maneira que a armadura necessária será de 23,2cm²/m e o estribo adotado será de 4 ramos.

$$\text{Armadura} \Rightarrow \Phi 12,5c / 20$$

- Flexão – Armadura Positiva:

$$M_d = 1,35 \cdot pp + 1,5 \cdot Q + 1,5 \cdot 0,8 \cdot q$$

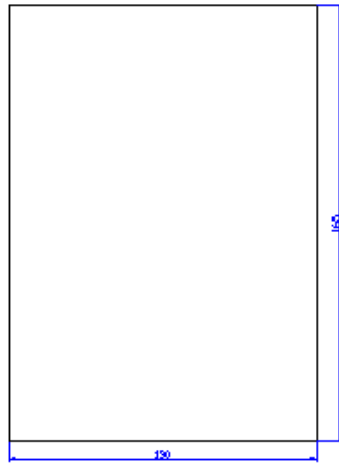
$$M_d = 1,35 \cdot 3,3 + 1,5 \cdot 169,4 + 1,5 \cdot 0,8 \cdot 73,7$$

$$M_d = 347tf \cdot m$$

Normalmente, o momento causado pelo peso próprio da estrutura é desconsiderado nesta etapa, uma vez que já foi utilizado no cálculo das fases construtivas. Entretanto, o modelo utilizado foi o de viga sobre apoio elástico e, com isso, ocorre acomodação por fluência, aumentando o momento. Como este aumento é próximo do momento causado pelo peso próprio, foi considerado o momento calculado acima, de 347tf.m



Seção:



$$h = 165\text{cm}$$

$$d = 153\text{cm}$$

$$b = 130\text{cm}$$

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

Figura 8-25 - Seção adotada

$$M_d = 347\text{tf} \cdot \text{m} \Rightarrow A_{S_{FLEXÃO}} = 53,45\text{cm}^2$$

Portanto:

$$A_{S_{TOTAL}} = A_{S_{FASES_CONSTRUTIVAS}} + A_{S_{FLEXÃO}} = 1,63 + 0,8 + 0,46 + 53,45 = 56,34\text{cm}^2,$$

$$A_{S_{MínimoL}} = 23\% \cdot A = 49,34\text{cm}^2 < A_{S_{TOTAL}}$$

Para $A_{S_{TOTAL}} \Rightarrow 12\Phi 25$.

Adotamos $14\Phi 25$.

Costumeiramente, deveria ser realizada decalagem, porém, como os vãos são pequenos, os picos de momento negativo se superpõem, não sendo necessária a decalagem.



- Moldado *in loco* – Armadura Negativa

$$M_d = 1,35 \cdot pp + 1,5 \cdot Q + 1,5 \cdot 0,8 \cdot q$$

$$M_d = 1,35 \cdot 9,8 + 1,5 \cdot 114,8 + 1,5 \cdot 0,8 \cdot 74,6$$

$$M_d = 275 \text{tf} \cdot m$$

De acordo com a NBR6118, neste momento, seria necessário fazer o arredondamento do momento de cálculo obtido, porém, devido ao baixo valor, este arredondamento não é necessário.

Para a escolha da armadura negativa, deve-se calcular a armadura necessária de acordo com a área mínima e compará-la com a armadura obtida pelos cálculos de A_s mais duas barras:

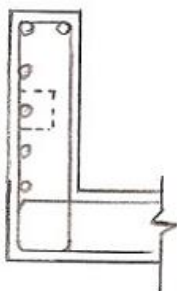
$$A_{s\text{MÍNIMO}} = 49,34 \Rightarrow 10\Phi 25$$

$$A_s = 42,14 \text{cm}^2 \Rightarrow 9\Phi 25 \therefore 11\Phi 25$$

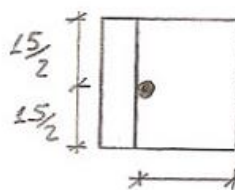
Desta maneira, adotamos $11\Phi 25$.

- Armadura de pele

Adotado: $\Phi 12,5c/15$



detalhe:



$$7,5\varphi = 7,5 \cdot 1,25 = 9,375 \text{cm}$$

$$\begin{cases} \Phi_{\text{estribo}} = 8\text{cm} \\ \text{cobrimento} = 4\text{cm} \end{cases}$$



$$A = \left(9,375 + \frac{1,25}{2} + 0,8 + 4 \right) \cdot \left(\frac{15}{2} \cdot 2 \right) = 222 \text{ cm}^2 \quad f_{ctk_{INF}} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 245,7 \text{ tf} / \text{m}^2$$

$$F = 245,7 \cdot 0,0222 = 5,45 \text{ tf}$$

$$A_s = \frac{5,45}{4,35} = 1,25 \text{ cm}^2 \Rightarrow \therefore \Phi 12,5 \text{ c1/15}$$

8.7. Laje

O cálculo da armadura de laje será feito com base nos gráficos de superfície de influência para placa de *Homberg e Hoppers*.

Para isso, será considerado o peso-próprio e o peso do equipamento. Através de análises, chegou-se a conclusão que a pior situação ocorre com a Reach Stacker. Este equipamento tem o peso dividido em suas duas rodas de $45 \text{ tf} / \text{m}^2$. Cada roda do Stacker mede 1,0 m x 1,0 m, segundo esquema abaixo:

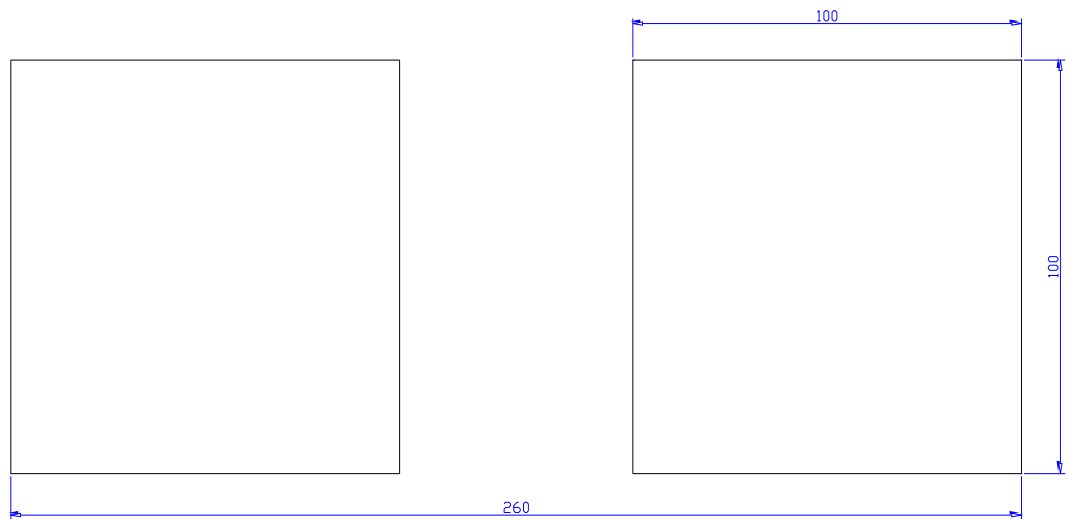


Figura 8-26 – Esquema das rodas do Stacker

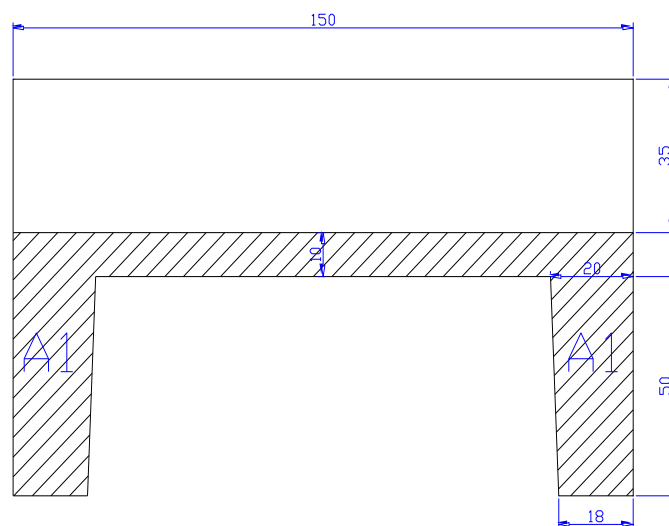


Figura 8-27 - Pré-laje junto com a laje moldada “in loco”

Obs: Largura da Laje considerada = 7 metros.

Para o cálculo do momento de peso próprio na direção X, tem-se:

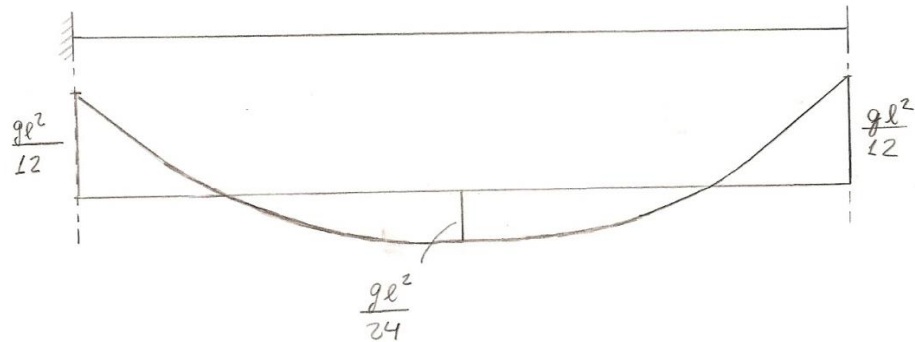


Figura 8-28 - Envoltória teórica do momento da laje

Como a região de momento negativo tem pouca rigidez, há uma transferência de momento negativo para o momento positivo. Sendo assim, os momentos considerados são:

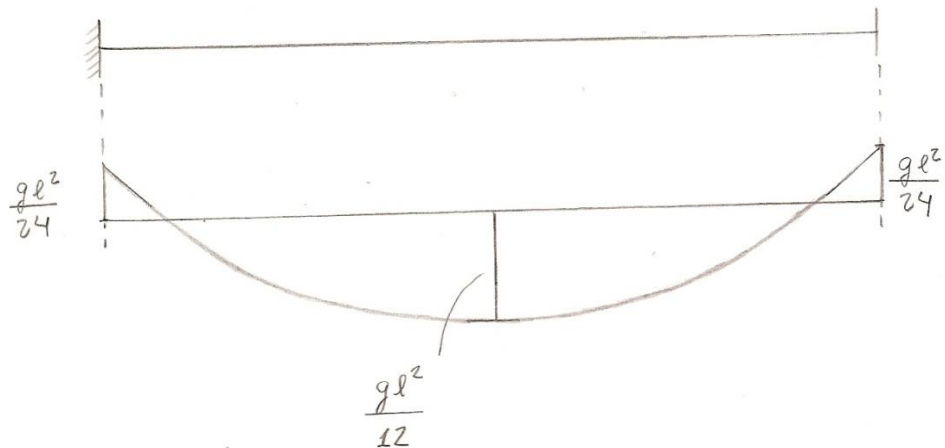


Figura 8-29 - Envoltória adotada do momento da laje

- Cálculo de g :

$$A_1 = 0,34m^2$$

$$A_1 / 1,5 = 0,2267m^2 / m$$

$$A_{TOTAL} = 0,2267 + 0,35 = 0,5767m^2 / m$$

$$g = 0,5767m^2 / m \cdot 2,5tf / m^3 \cong 1,44tf / m^2$$



8.7.1. Momento positivo na Direção X da laje π

- Peso próprio considerado:

$$M_g = \frac{g \cdot l^2}{12} = \frac{1,44 \cdot 7^2}{12} = 5,88 \text{tf} \cdot \text{m} / \text{m}$$

- Reach stacker

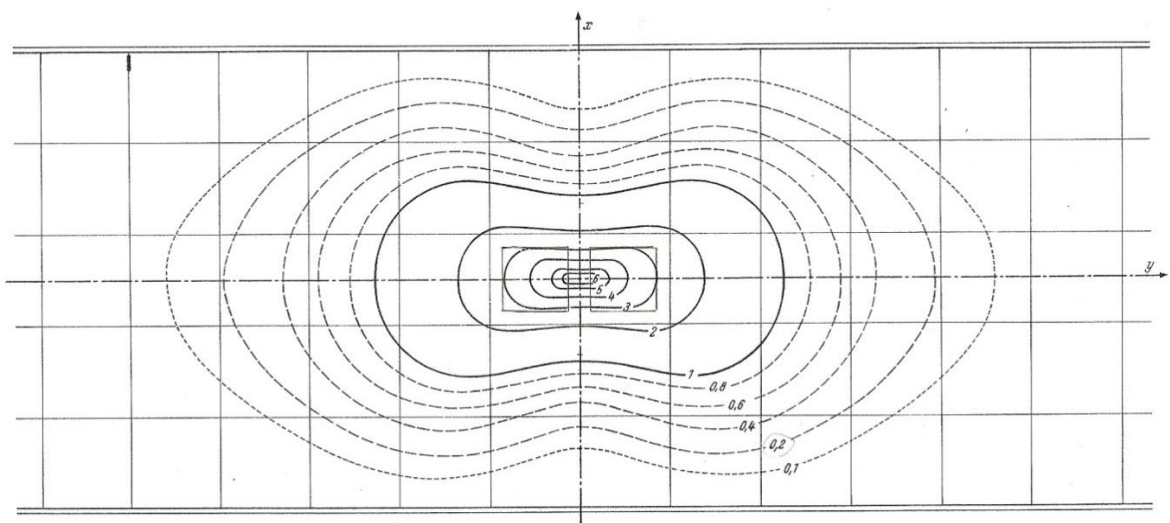


Figura 8-30 - Superfície de Influência para placa - *Homberg & Hoppers* (M_X^+)

O equipamento foi posicionado no centro, simetricamente, de maneira a provocar o maior momento possível.

Desta maneira, através da escala, foi montado o esquema abaixo para o cálculo do momento:

- Largura da Laje = 7 metros;
- Largura do gráfico = 9,5 centímetros;
- Portanto, 1 metro equivale a 1,357 cm.

$$1 - 2: 1,75\text{cm} > 1,29\text{m};$$

$$2 - 3: 1\text{cm} > 0,74\text{m};$$



3 – 4: 0,55cm > 0,4m;

5 – 6: 0,25cm > 0,18m;

4 – 5: 0,5cm > 0,37m;

6 – eixo: 0,35cm > 0,26m;

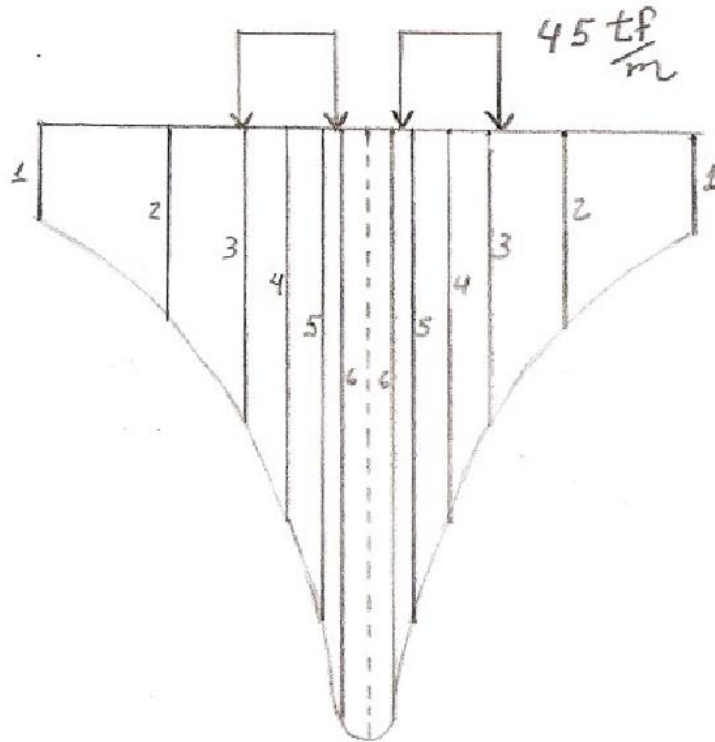


Figura 8-31 - Esquema para o cálculo do momento

$$\text{área} = 2 \left[\frac{(6 + 3) \cdot 1}{2} \right] = 9 \text{m}^2$$

$$M_x^+ = \frac{9 \cdot 45}{8 \cdot \pi} = 16,1 \text{tf} \cdot \text{m} / \text{m}$$

Na realidade, a laje é ortotrópica, ou seja, inércias diferentes para as direções x e y, sendo que em x, há maior inércia.

No método utilizado para o cálculo, admite-se que a laje é isotrópica (mesma inércia em x e y). Sendo assim, é necessário fazer uma correção no valor de momento encontrado. Na maioria dos casos, o fator utilizado é 1,35.



$$\text{Portanto, } M_{XCORRIGIDO}^{+} = 1,35 \cdot M_X^{+} = 21,75 \text{tf} \cdot \text{m} / \text{m}$$

- Momento total:

$$M_d = 1,35 \cdot M_g + 1,5 \cdot M_{XCORRIGIDO}^{+} = 1,35 \cdot 5,88 + 1,5 \cdot 21,75 = 40,56 \text{tf} \cdot \text{m} / \text{m}$$

Como a largura da laje π é de 1,5m:

$$M_d = 1,5 \cdot 40,56 = 60,84 \text{tf} \cdot \text{m}$$

$$h = 95 \text{cm}$$

$$d = 88 \text{cm}$$

$$b = 150 \text{cm}$$

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

Portanto a área de armadura necessária será $A_{sx} = 16,08 \text{cm}^2$, o que resulta em 6 Φ 20 para as duas almas, portanto, 3 Φ 20 por alma.

8.7.2. Momento positivo na Direção Y da laje π

- Peso próprio considerado: desprezível.

$$\therefore M_{g_Y}^{+} = 0$$

- Reach stacker

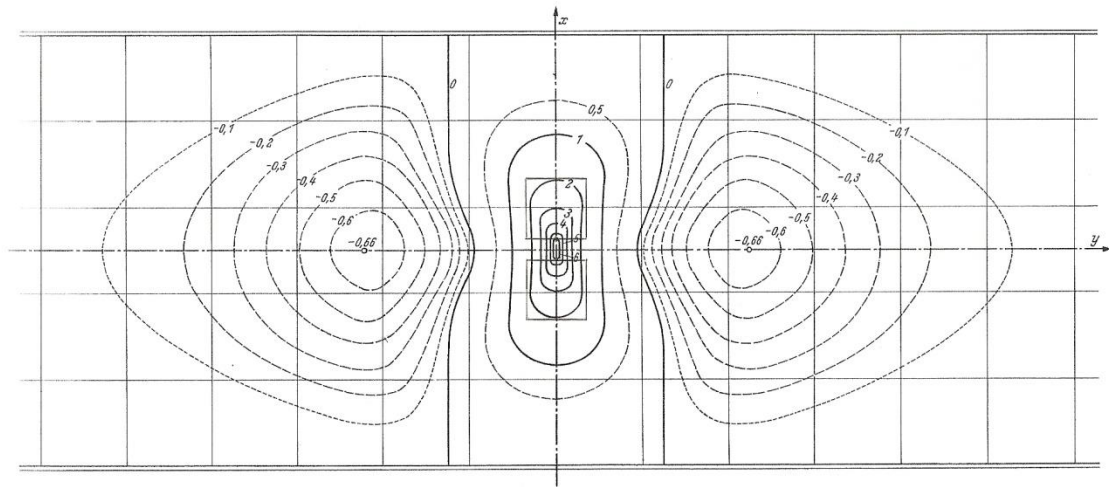


Figura 8-32 - Superfície de Influência para placa - *Homberg & Hoppers* (M_Y^+)

Desta maneira, através da escala, foi montado o esquema abaixo para o cálculo do momento:

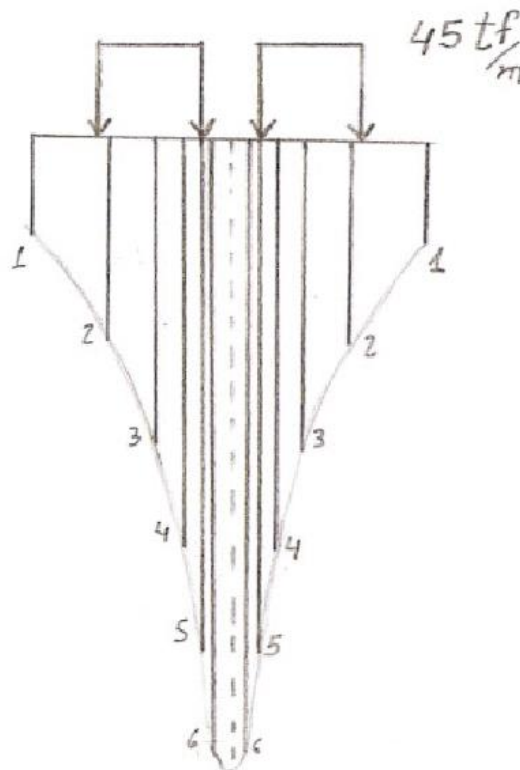


Figura 8-33 - Esquema para o cálculo do momento



$$\text{área} = 2 \left[\frac{(5 + 1,9) \cdot 1}{2} \right] = 6,9 \text{m}^2$$

$$M_Y^+ = \frac{6,9 \cdot 45}{8 \cdot \pi} = 12,35 \text{tf} \cdot \text{m} / \text{m}$$

$$M_{DY} = 1,5 \cdot M_Y^+ = 18,525 \text{tf} \cdot \text{m} / \text{m}$$

$$h = 35 \text{cm} \text{ (apenas o trecho moldado in loco)}$$

$$d = 33,5 \text{cm}$$

$$b = 100 \text{cm}$$

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

Portanto a área de armadura necessária será $A_{sy} = 13,2 \text{cm}^2 / \text{m}$, o que resulta em

$\Phi 12,5 \text{c} / 10$.

8.7.3. Momento negativo

$$M_g^- = \frac{g \cdot l^2}{24} = \frac{1,44 \cdot 7^2}{24} = 2,94 \text{tf} \cdot \text{m} / \text{m}$$

- Reach stacker

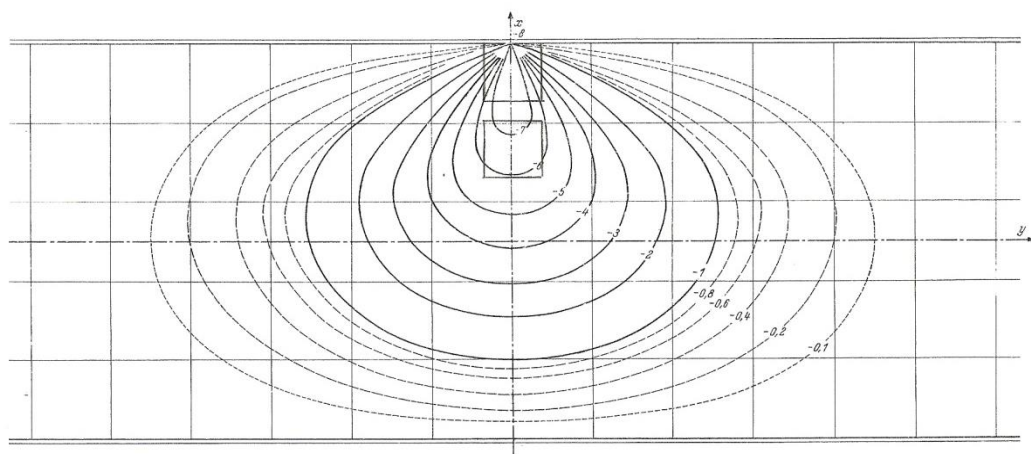


Figura 8-34 - Superfície de Influência para placa - *Homborg & Hoppers* (M^-)



$$F_{cd} = A_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd} = 2 \cdot 0,18 \cdot \bar{x} \cdot 0,85 \cdot \frac{4000}{1,4} = 874,29 \cdot \bar{x} \text{ tf}$$

$$\begin{cases} M_d = F_{cd} \cdot z = 874,29 \cdot \bar{x} \cdot \left(0,88 - \frac{\bar{x}}{2}\right) \Rightarrow 41,17 = 874,29 \cdot \bar{x} \cdot \left(0,88 - \frac{\bar{x}}{2}\right) \Rightarrow \bar{x} = 0,054 \text{ m} \\ M_d = 41,17 \text{ tf} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$F_{cd} = 874,29 \cdot 0,054 = 47,2 \text{ tf}$$

$$F_{Td} = F_{cd} = 47,2 \text{ tf}$$

$$A_{sx}^- = \frac{F_{Td}}{f_{yd}} = \frac{47,2}{\frac{5}{1,5}} = 10,86 \text{ cm}^2$$

$$A_{sx}^- = \frac{10,86}{1,5} = 7,24 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Adotado: $\Phi 12,5_c / 15$

8.7.4. Cortante

Para o cálculo do estribo, analisaremos duas situações:

$$A) \begin{cases} M_d^- = M_g^- + 0,5 \cdot M_{qMÁX}^- = 1,35 \cdot 2,94 + 0,5 \cdot (1,5 \cdot 24,8) = 22,57 \text{ tf} \cdot \text{m} / \text{m} \\ M_d^+ = M_g^+ + M_{qMÁX}^+ = 1,35 \cdot 5,88 + 1,5 \cdot 21,75 = 40,56 \text{ tf} \cdot \text{m} / \text{m} \end{cases}$$

$$B) \begin{cases} M_d^- = M_g^- + M_{qMÁX}^- = 1,35 \cdot 2,94 + 1,5 \cdot 24,8 = 41,17 \text{ tf} \cdot \text{m} / \text{m} \\ M_d^+ = M_g^+ + 0,5 \cdot M_{qMÁX}^+ = 1,35 \cdot 5,88 + 0,5 \cdot (1,5 \cdot 21,75) = 24,25 \text{ tf} \cdot \text{m} / \text{m} \end{cases}$$

A seguir, as envoltórias das duas situações:

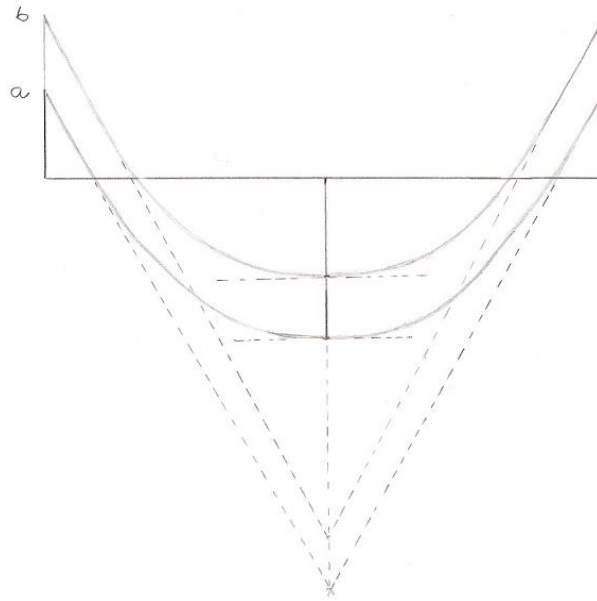


Figura 8-36 - Esquema para o cálculo da cortante

$$A) V_d = \frac{\Delta M}{\Delta x} = \frac{22,6}{0,65} = 34,72tf / m$$

$$B) V_d = \frac{\Delta M}{\Delta x} = \frac{41,2}{1,15} = 35,83tf / m$$

$$\therefore V_d = 35,83tf / m$$

$$\text{Cortante por alma: } \therefore V_d = 0,75 \cdot 35,83 = 26,87tf / m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{wd} = \frac{V_d}{b_w \cdot d} = \frac{26,87}{0,18 \cdot 0,88} = 169,63tf / m^2 \\ 0,27 \cdot f_{cd} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,27 \cdot \frac{4000}{1,4} \cdot \left(1 - \frac{40}{250}\right) = 648tf / m^2 \end{array} \right. \quad \therefore 169,63tf / m^2 < 648tf / m^2 \Rightarrow OK!$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot \frac{0,3 \cdot 0,7 \cdot 40^{\frac{2}{3}}}{1,4} \cdot 100 \cdot 0,18 \cdot 0,88 = 16,67tf$$

$$V_{sw} = V_d - V_c = 26,87 - 16,67 = 10,2tf$$



$$\left\{ \begin{array}{l} A_{sw} = \frac{10,2}{0,9 \cdot 0,88 \cdot \frac{5}{1,15}} = 2,96 \text{ cm}^2 / \text{alma} \\ A_{sw\text{MÍNIMO}} = 0,14 \cdot b_w = 0,14 \cdot 18 = 2,52 \text{ cm}^2 / \text{alma} \end{array} \right. \quad \therefore A_{sw} = 2,96 \text{ cm}^2 / \text{alma}$$

Adotado: $\Phi 8c / 20$

8.8. Croquis

Os croquis de posição das armaduras, tanto da viga como da laje, estão apresentados nos anexos deste documento.

9. CONCLUSÃO

O objetivo deste trabalho foi o estudo de concepção de uma obra portuária, visando sua operação logística, de maneira a maximizar a operação e otimizar a capacidade do porto, bem como analisar a ampliação do berço de atracação, considerando e entendendo os esforços atuantes e aspectos a serem considerados.

Para tal, foi necessária uma interpretação das necessidades do porto, como será a utilização da sua retroárea e qual será o navio-tipo de projeto. Além disso, o estudo do solo da região foi de extrema importância para o cálculo estrutural do novo cais, de maneira a ter baseamento para a concepção do estaqueamento e seu método construtivo.

Na segunda parte do estudo, a conclusão do trabalho foi feita a partir da análise do hietograma da região, essencial para o dimensionamento do sistema de drenagem, e das cargas totais, para o dimensionamento do pavimento. Além disso, na segunda parte foi estudada a concepção do canteiro de obras, sua produtividade e organização.



Referências Bibliográficas

ABNT. NBR 9782 – Ações em estruturas portuárias, marítimas ou fluviais.

ABNT, 1987

**ABNT. NBR 14724 – Informação e documentação – Trabalhos acadêmicos –
Apresentação. ABNT, 2002**

ABNT. NBR 6122 – Projeto e execução de fundações. ABNT, 1996.

**ABNT. NBR 6484 – Sondagens de simples reconhecimento com SPT –Método
de Ensaio. ABNT, 2001**

ABNT. NBR 12131 – Estacas – Prova de carga estática – Método de ensaio.

ABNT, 2005.

**- BALBO, José Tadeu . Pavimentação asfáltica : materiais, projeto e
restauração, 2007 . Oficina de Textos, São Paulo, Brasil**

**- BALBO, José Tadeu . MINI CURSO SOBRE PAVIMENTOS DE CONCRETO DE
CIMENTO PORTLAND, 2002. Vitória, Brasil**

**- BALBO, José Tadeu . Pavimentos de Concreto, 2009 . São Paulo: Oficina de
Textos**



- BILFINGER, W. **Critérios de segurança de fundações em estacas cravadas com consideração de controles executivos.** 2002. Tese (Doutorado) Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- **Case Study in ENGINEERED INTERLOCKING CONCRETE PAVEMENT Hong Kong International Airport,** 2004. Interpave, Leicester, Reino Unido
- CHUA, C. Y. e HUANG, W. C., **Determining container terminal capacity on the basis of an adopted yard handling system.** Research Centre of Harbour and Marine Technology, Institute of Transportation, Ministry of Transportation and Communication, Taiwan, ROC b Department of River and Harbour Engineering, National Taiwan Ocean University, Taiwan. 2005.
- GHILARDI, M. P. **Comparação entre desempenhos de estacas metálicas tubadas de ponta aberta e fechada na Baixa Santista.** 2005. Dissertação (Mestrado) Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- JULA, H., LIU, C.I. e IOANNOU, P.A. **Design, Analysis, Simulation, and Evaluation of Advanced Container Terminals,** 2002.
- JULA, H., LIU, C.I. e IOANNOU, P.A. **Comparing Different Technologies Movement in Marine Container for Containers Terminals.** Center for Advanced Transportation Technologies, University of Southern California, Los Angeles, CA. 2000.



- KNAPTON, John . **THE STRUCTURAL DESIGN OF HEAVY DUTY PAVEMENTS FOR PORTS AND OTHER INDUSTRIES**, 2007. Interpave, Leicester, Reino Unido.
- LEONHARDT, FRITZ. **Estruturas de concreto armado – vol. 3**
- MASON, J. **Obras Portuárias**. Rio de Janeiro: Ed. Campus, 1981.
- MORAES, L. S. **Prova de carga dinâmica em placa**. 2005. Dissertação (Mestrado) Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- PETERRINGA, M. E. H. e MURTY, K. G., **Effect of block length and yard crane deployment systems on overall performance at a seaport container transshipment terminal**. 2008.
- PSA. **Maximizing Yard Capacity for RTG Operations**. 2008.
- PUCHER, Adolf. **Einflubfelder elastischer Platten - Influence Surfaces of Elastic Plates**. Springer-Verlog, 1964. Wien. New York.
- SHAHIN, Mohamed Y . **Pavement management for airports, roads, and parking lots**, 1994. Chapman & Hall, New York, EUA.
- Souza, Ubiraci E. Lemes. **Projeto e Implantação do Canteiro**, 2000.
- The British Ship Research Association, **Research Investigation for the Improvements os Ship Mooring Methods**, 1973.



- THORESEN, C. A. **Port designer's handbook: recommendations and guidelines.** Ed. lustrada, 2003.

-VACCA I., BIERLAIRE M., SALANI M., **Optimization of Container Terminal Operations.** 2007.

- VIANNA, A. P. F. **Análise de provas de carga estáticas em estacas pré-moldadas cravadas na cidade de Curitiba e região metropolitana.** 2000.

Dissertação (Mestrado) Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

<http://www.der.sp.gov.br/>

<http://www.paving.org.uk>

<http://www.guerra.com.br/>

<http://www.insitu.com.br>

<http://www.scribd.com/doc/3210398/Maps-of-Singapore-Ports-PSA>

http://en.wikipedia.org/wiki/Port_of_singapore

<http://www.hit.com.hk/4fac/terminal.asp>

<http://www.hit.com.hk/4fac/key.asp>

<http://www.scribd.com/doc/3210398/Maps-of-Singapore-Ports-PSA>

http://en.wikipedia.org/wiki/Port_of_singapore



<http://www.hit.com.hk/4fac/terminal.asp>

<http://www.hit.com.hk/4fac/key.asp>

<http://netmarinha.uol.com.br/>

<http://www.cdiport.com.br/>



ANEXO A – Capwap Sumary Results



ANEXO B – Especificação Técnica, Prova De Carga Estática Com Carregamento Misto



ANEXO C – Tabela de preços DERSP



ANEXO D – Planta de locação das estacas



ANEXO E – Croqui de armadura da Viga Pré-Moldada



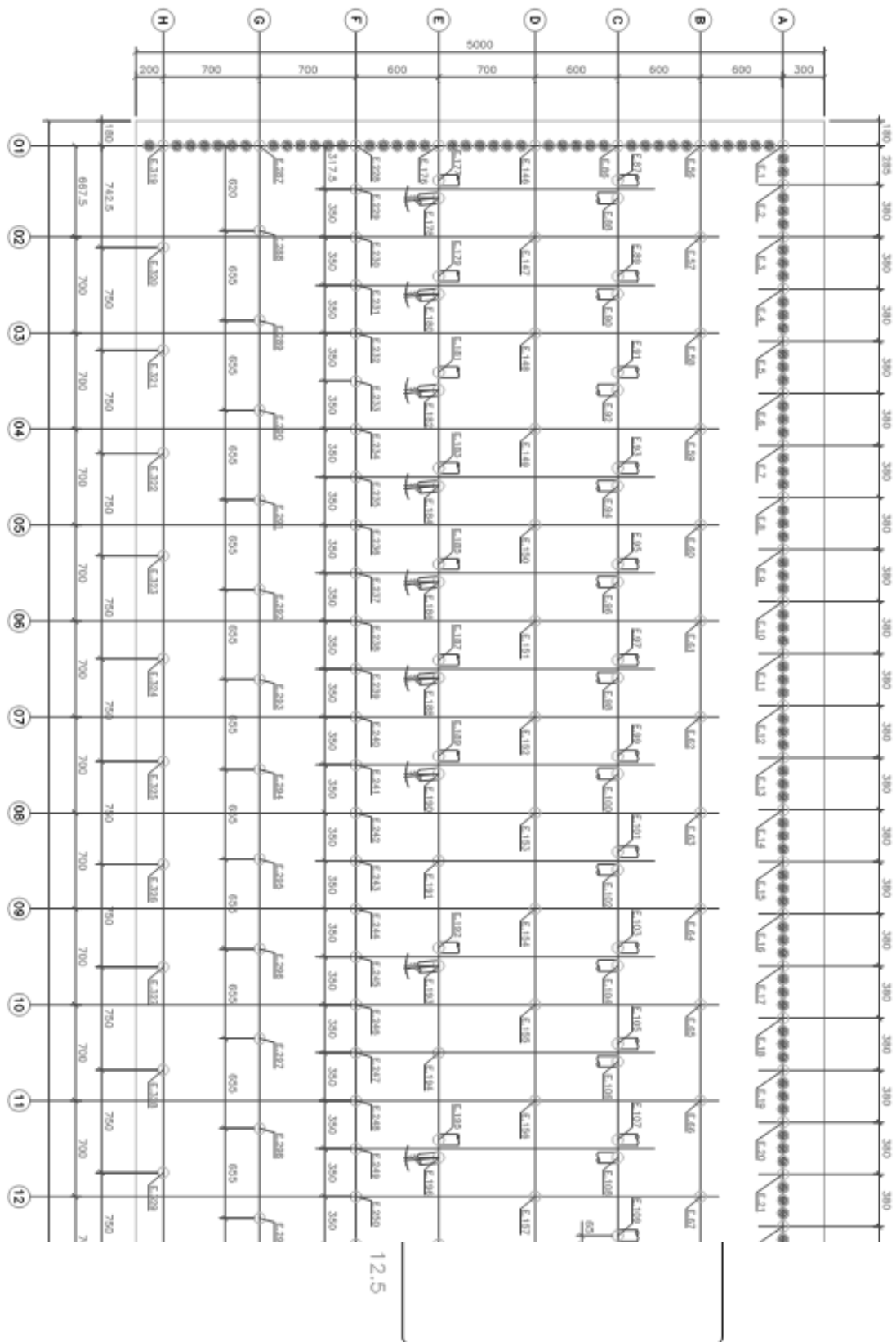
ANEXO F – Croqui de armadura da Viga Moldada *in loco*

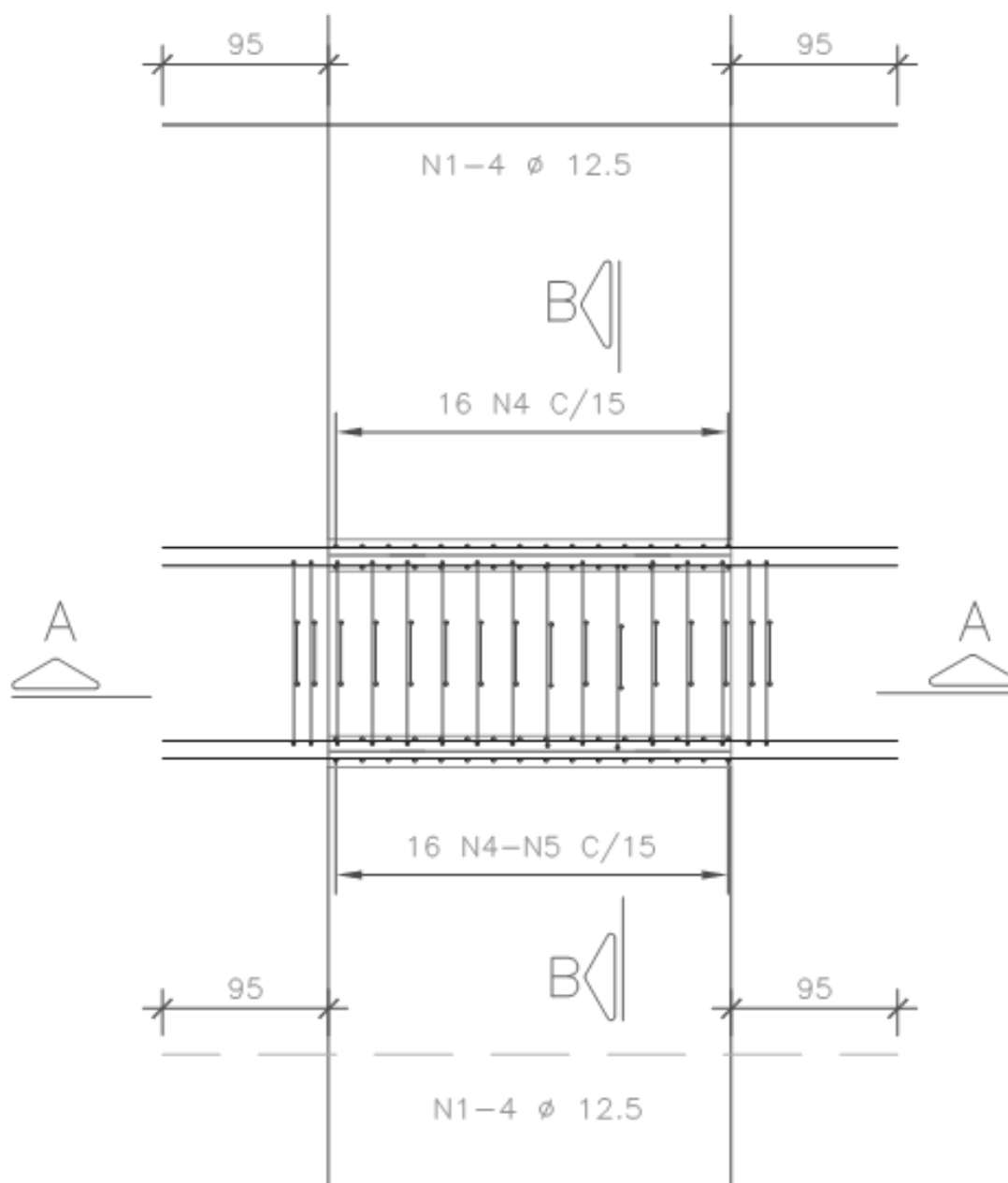


ANEXO G – Croqui de armadura da Laje



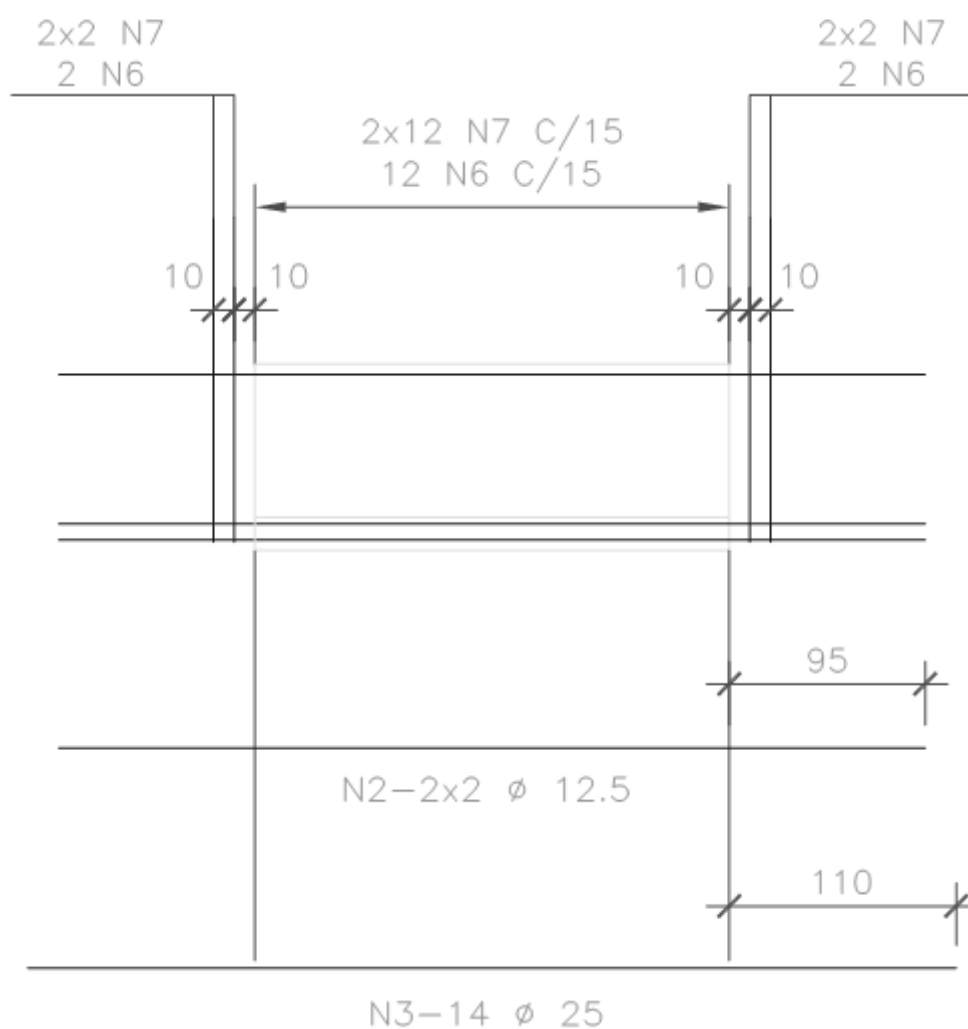
PLANTA DE LOCAÇÃO DAS ESTACAS DO TRECHO 1







CORTE A-A





Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
Engenharia Civil
Trabalho de Formatura - 2009

