

**FELIPE PAGOTTO DE ARRUDA LINS PIRES
LUCAS ANTONIO CIVIDANES GOMES
LUCAS FRANCISCO DOS SANTOS PEREZ
PAULA VENTICINQUE POMPEU DE TOLEDO SOARES
RODRIGO KOMOTO LOSITO**

**ANÁLISE DA UCN DO SUPERPORTO DO AÇU COM ÊNFASE
NO ESTUDO DAS SOLUÇÕES DE PAVIMENTAÇÃO EM
CONCRETO E DE SISTEMAS DE DRENAGEM**

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

São Paulo
2013

**FELIPE PAGOTTO DE ARRUDA LINS PIRES
LUCAS ANTONIO CIVIDANES GOMES
LUCAS FRANCISCO DOS SANTOS PEREZ
PAULA VENTICINQUE POMPEU DE TOLEDO SOARES
RODRIGO KOMOTO LOSITO**

**ANÁLISE DA UCN DO SUPERPORTO DO AÇU COM ÊNFASE
NO ESTUDO DAS SOLUÇÕES DE PAVIMENTAÇÃO EM
CONCRETO E DE SISTEMAS DE DRENAGEM**

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

Orientador: Prof. Dr. José Tadeu Balbo

São Paulo
2013

FICHA CATALOGRÁFICA

Pires, Felipe Pagotto de Arruda Lins

Análise da UCN do Superporto do Açu com ênfase no estudo das soluções de pavimentação em concreto e de sistemas de drenagem / F.P.A.L. Pires, L.A.C. Gomes, L.F.S. Perez, P.V.P.T. Soares, R.K. Losito. -- São Paulo, 2013.

222 p.

Trabalho de Formatura - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Transporte.

1.Portos – São João da Barra (RJ) 2.Pavimentação de concreto 3.Drenagem I.Gomes, Lucas Antonio Cividanes II.Perez, Lucas Francisco dos Santos III.Soares, Paula Venticinque Pompeu de Toledo IV.Losito, Rodrigo Komoto VI.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Transporte VII.t.

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. José Tadeu Balbo somos sinceramente gratos por todo o auxílio e colaboração que foram essenciais para a elaboração desse trabalho.

Aos professores Kalil José Skaf e Luís César de Souza Pinto, membros da banca de avaliação, agradecemos a ajuda e orientação dada ao longo do trabalho.

Ao grupo OSX e especialmente aos Engenheiros Guilherme Tsutomo e Leonardo de Bem, que possibilitaram o estudo e análise, em sua devida excelência, da UCN Açú.

Aos nossos familiares e colegas que sempre estiveram presentes em mais um momento de extrema importância de nossas vidas.

À Meire que providenciou refeições deliciosas para o grupo durante as nossas reuniões semanais.

Ao corpo de professores doutores que deram sua assistência técnica para o enriquecimento do trabalho.

E a todos que colaboraram direta ou indiretamente na execução deste trabalho.

RESUMO

O foco do presente trabalho é a Unidade de Construção Naval localizada no Superporto do Açu, empreendimento atualmente em fase de implantação no Estado do Rio de Janeiro, no Brasil. A UCN contemplará uma área pavimentada muito extensa, sujeita a cargas excepcionais. A atenção do trabalho voltou-se, mais especificamente, aos sistemas de pavimentação e de drenagem desta área, que mostraram-se temas de extrema importância e peculiaridade, tornando-os uma interessante e enriquecedora temática de estudos. São analisados os projetos existentes referentes a esses dois sistemas e são feitas análises críticas dos mesmos. A partir disso, são elaboradas soluções alternativas às originais.

Os resultados são apresentados em uma comparação entre o projeto existente e os projetos novos. Uma análise de custo é apresentada para as soluções de pavimentação, comparando as vantagens do novo projeto concebido pelos alunos ao projeto existente disponibilizado.

O novo projeto de pavimentação em placas de concreto apresentou uma vantagem econômica considerável, além de ser mais favorável à segurança e a durabilidade dos materiais.

Em relação ao novo projeto de pavimentação em blocos intertravados de concreto, a solução concebida apresentou-se mais cara do que o projeto existente. Isso se deu devido ao método de cálculo usado, específico para pavimentos solicitados por altas cargas no caso do novo projeto concebido, o que levou a um resultado mais confiável, porém também mais custosa.

Em sistemas de drenagem, o novo projeto concebido pelos alunos visou a utilização de métodos mais convencionais para obras desse tipo, apresentando soluções para problemas encontrados na execução do projeto obtido.

Palavras-chave: Pavimentação de concreto. Drenagem. Portos {São João da Barra (RJ)}.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1.1 – Localização. Fonte: (OSX, 2012)	20
Figura 1.2 - Calado de navios transportadores. Fonte: LLX – Grupo EBX.....	21
Figura 1.3 - Projeção do terminal offshore. Fonte: (OSX, 2012)	22
Figura 1.4 - Estrutura do píer em fase final de execução Fonte: (OSX, 2012)	22
Figura 1.5 - Canal artificial no TX2 Fonte: (OSX, 2012)	23
Figura 1.6 - Malha ferroviária e rodoviária e dutos de transporte. Fonte: (OSX, 2012)	24
Figura 1.7 - Bacias de exploração. Fonte: (OSX, 2012)	24
Figura 1.8 - Desenho esquemático do Distrito Industrial de São João da Barra. Fonte: (OSX, 2012)	26
Figura 2.1 - Estrutura Organizacional da UCN Açú. Fonte: (OSX, 2012)	29
Figura 2.2 - Vista Aérea da UCN Açú. Fonte: (OSX, 2012).....	30
Figura 2.3 – Vista superior da UCN. Fonte: Projeto OSX.....	32
Figura 2.4 - Modelo do dique seco da UCN Açú. Fonte: (OSX, 2012)	37
Figura 2.5 - Pórtico do tipo Goliath e região do dique seco da HHI. Fonte: <i>Hyundai Heavy Industries</i>	37
Figura 2.6 – Vista superior do Cais Interno. Fonte: Projeto OSX	39
Figura 2.7 - Vista superior do Cais Norte. Fonte: Projeto OSX	40
Figura 3.1 - Planta de pavimentação geral da UCN. Fonte: Projeto OSX	44
Figura 3.2 - Planta de pavimentação da área de montagem de jaquetas. Fonte: Projeto OSX.....	45
Figura 3.3 - Planta de pavimentação da área de pré-montagem de jaquetas. Fonte: Projeto OSX	46
Figura 3.4 - Planta de pavimentação da área de montagem de módulos. Fonte: Projeto OSX.....	47
Figura 3.5 - Planta de pavimentação da área industrial. Fonte: Projeto OSX	48
Figura 3.6 - Locação das sondagens na região da UCN. Fonte: Projeto OSX.....	50
Figura 3.7 - Valores das sondagens SPT. Fonte: Projeto OSX.....	51
Figura 3.8 – Jaqueta. Fonte: Projeto OSX	53

Figura 3.9 - Cargas atuantes do guindaste LR1400 com raio de 10m e altura de 70m. Fonte: Projeto OSX	54
Figura 3.10 - Cargas atuantes do guindaste LR1400 com raio de 10m e altura de 70m. Fonte: Projeto OSX	55
Figura 3.11 - Cargas atuantes do guindaste LR1400 com raio de 20m e altura de 70m. Fonte: Projeto OSX	56
Figura 3.12 - Cargas atuantes do guindaste LR1400 com raio de 20m e altura de 70m. Fonte: Projeto OSX	57
Figura 3.13 - Cargas atuantes do guindaste LR1400 com raio de 7m e altura de 35m. Fonte: Projeto OSX	58
Figura 3.14 - Cargas atuantes do guindaste LR1400 com raio de 7m e altura de 35m. Fonte: Projeto OSX	59
Figura 3.15 - Cargas atuantes do guindaste LR1750 com raio de 20m e altura de 70m. Fonte: Projeto OSX	60
Figura 3.16 - Cargas atuantes do guindaste LR1750 com raio de 20m e altura de 70m. Fonte: Projeto OSX	61
Figura 3.17 - Cargas atuantes do transportador. Fonte: Projeto OSX.....	63
Figura 3.18 - Modelo desenvolvido no software Everstress. Fonte: Projeto OSX	65
Figura 3.19 - Tensões calculadas a partir do modelo. Fonte: Projeto OSX.....	66
Figura 3.20 - Superposição dos efeitos dos carregamentos de placas vizinhas. Fonte: Projeto OSX	67
Figura 3.21 - Valores de k devido à presença de sub-base de BGTC. Fonte: Projeto OSX.....	72
Figura 3.22 - Modelo desenvolvido no software Everstress. Fonte: Projeto OSX	76
Figura 3.23 - Tensões calculadas a partir do modelo. Fonte: Projeto OSX.....	77
Figura 3.24 - Variação da tensão horizontal de acordo com o módulo de elasticidade. Fonte: Projeto OSX	78
Figura 3.25 - Variação da tensão vertical de acordo com o módulo de elasticidade. Fonte: Projeto OSX	79
Figura 3.26 - Modelo estrutural da laje com guindaste em área 10m x 2m. Fonte: Projeto OSX	80

Figura 3.27 - Modelo estrutural da laje com guindaste em área 8m x 10m. Fonte: Projeto OSX	81
Figura 3.28 - Exemplo da análise de deslocamento na placa para o Caso 1. Fonte: Projeto OSX	82
Figura 3.29 - Exemplo da análise de momentos fletores na placa para o Caso 1. Fonte: Projeto OSX	83
Figura 3.30 - Áreas com pavimentação em blocos intertravados de concreto. Fonte: Projeto OSX	85
Figura 4.1 – Detalhe do piso de concreto armado. Fonte: Visita técnica (ago/2013)	91
Figura 4.2 – Vista do piso em CA com detalhe de canaleta. Fonte: Visita técnica (ago/2013).....	92
Figura 4.3 – Revestimento em BGTC. Fonte: Visita técnica (ago/2013)	94
Figura 5.1 – Relação CBR x k. Fonte: (DNIT, 2005)	101
Figura 5.2 – Faixas Granulométricas recomendadas para sub-bases de concreto rolado. Fonte: (DNIT, 2005).....	102
Figura 5.3 Aumento do coeficiente de recalque no topo da sub-base. Fonte: (DNIT, 2005)	103
Figura 5.4 Redução do coeficiente de recalque. Fonte: (DNIT, 2005)	105
Figura 5.5 - Dimensões da placa de concreto. Fonte: Software AutoCAD.....	109
Figura 5.6 - Perfil típico do pavimento. Fonte: Software AutoCAD.....	109
Figura 5.7 - Detalhes das juntas de contração. Fonte: Software AutoCAD.....	110
Figura 5.8 - Modelos das placas de concreto armado. Fonte: Software SAP2000 .	112
Figura 5.9 - Envelope máximo dos momentos M_{11} (kN.m/m). Fonte: Software SAP2000	113
Figura 5.10 - Envelope mínimo dos momentos M_{11} (kN.m/m). Fonte: Software SAP2000	114
Figura 5.11 - Envelope máximo dos momentos M_{22} (kNm/m). Fonte: Software SAP2000	115
Figura 5.12 - Envelope mínimo de momentos M_{22} (kN.m/m). Fonte: Software SAP2000	116
Figura 6.1 Desenho esquemático do equipamento LTM 1500 - 8.1. Fonte: Liebherr	123

Figura 6.2 – Pesos de roda em ações de frenagem. Fonte: Software AutoCAD.....	125
Figura 6.3 - Gráfico para determinação da espessura de projeto da camada de base. Fonte: (Knapton, 2008)	129
Figura 6.4 - Gráfico para determinação da espessura de projeto da camada de base. Fonte: (Knapton, 2008)	131
Figura 6.5 - Perfil do pavimento projetado. Fonte: Software	132
Figura 7.1 - Planta das áreas de planejamento da rede de drenagem. Fonte: Projeto OSX.....	140
Figura 8.1 - Laje plana da área de montagem de jaquetas. Fonte: Visita técnica (ago/2013).....	150
Figura 8.2 - Dispositivo de coleta de águas pluviais na superfície do pavimento. Fonte: Visita técnica (ago/2013).....	150
Figura 8.3 - Execução das galerias de mesodrenagem. Fonte: Visita técnica (ago/2013).....	152
Figura 9.1 - Canaleta de concreto armado com grelha metálica. Fonte: Software AutoCAD	157
Figura 9.2 - Detalhe das bocas coletoras das canaletas. Fonte: Software AutoCAD	158
Figura 9.3 - Poço de visita típico – Vista. Fonte: Software AutoCAD	161
Figura 9.4 - Poço de visita típico – Corte. Fonte: Software AutoCAD	162
Figura 9.5 - Assentamento dos tubos de drenagem, em concreto pré-moldado. Fonte: Software AutoCAD	163
Figura 10.1 - Vista aérea do Estaleiro Mauá. Fonte: SINAVAL.....	174
Figura 10.2 - Mapa dos estaleiros no Brasil. Fonte: SINAVAL.....	177
Figura 10.3 - Parte do maior complexo de construção naval do mundo, o HHI. Fonte: <i>Hyundai Heavy Industries</i>	180
Figura 10.4 - Navio FPSO OSX-1. Fonte: OSX.....	181
Figura 10.5 - Drillship, navio de perfuração. Fonte: OSX.....	183
Figura 10.6 - Navio PLSV, de lançamento de cabos submarinos. Fonte: OSX.....	183
Figura 10.7 - Navio Tanque. Fonte: OSX.....	184
Figura 10.8 - Plataforma fixa WHP (Wellhead). Fonte: OSX.....	186
Figura 10.9 - Plataforma flutuante TLP (<i>Tension-Leg Wellhead</i>). Fonte: OSX.....	187

Figura 10.10 - Guindaste Liebherr LR 1400/2, SDB/BW boom/derrick combination. Fonte: Liebherr	189
Figura 10.11 - Guindaste Liebherr LR 1400/2, SDB/BW boom/derrick combination. Fonte: Liebherr	190
Figura 10.12 - Guindaste Liebherr LR 1400/2, SDB/BW boom/derrick combination. Fonte: Liebherr	191
Figura 10.13 - Guindaste Liebherr LR 1750, SDB/BW boom/derrick combination. Fonte: Liebherr	193
Figura 10.14 - Guindaste Liebherr LR 1750, SDB/BW boom/derrick combination. Fonte: Liebherr	194
Figura 10.15 - Guindaste Liebherr LR 1750, SDB/BW boom/derrick combination. Fonte: Liebherr	195
Figura 10.16 - Transportador modular Kamag. Fonte: Kamag	196
Figura 10.17 - Transportador modular Kamag. Fonte: Kamag	197

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – N_c , N_q e N_γ	52
Tabela 3.2 - Resumo dos esforços para cada configuração dos guindastes	62
Tabela 3.3 - Tensões para cada conjunto de espessuras.....	67
Tabela 3.4 - Solução para a área 01 com laje de concreto armado	68
Tabela 3.5 - Solução para a área 01 sem laje de concreto armado	68
Tabela 3.6 - Solução para a área 02	68
Tabela 3.7 - Solução para a área 03	68
Tabela 3.8 - Solução para a área 04	69
Tabela 3.9 - Correlação do tipo de barra de transferência de acordo com a espessura da placa.....	75
Tabela 3.10 - Resumo dos casos estudados	81
Tabela 3.11 - Resultado das análises para cada caso.....	84
Tabela 3.12 - Camadas do pavimento proposto pelo projeto existente.....	86
Tabela 3.13 - Solução para a área 01 com laje de concreto armado	87
Tabela 3.14 - Solução para a área 01 sem laje de concreto armado	87
Tabela 3.15 - Solução para a área 02	87
Tabela 3.16 - Solução para a área 03	88
Tabela 3.17 - Solução para a área 04	88
Tabela 4.1 - Granulometria ideal para a areia de assentamento dos blocos	95
Tabela 5.1 - Solução proposta	99
Tabela 5.2 - Perda de suporte por tipo de material de sub-base.....	104
Tabela 5.3 - Carregamentos considerados para o dimensionamento. Fonte: Software SAP2000	106
Tabela 5.4 - Combinações consideradas para o dimensionamento. Fonte: Software SAP2000	107
Tabela 5.5 - Esforços solicitantes críticos em cada placa. Fonte: Software SAP2000	116
Tabela 5.6 - Cálculo das armaduras	118

Tabela 5.7 - Diâmetro, comprimento e espaçamento das barras de transferência (FAA). Fonte: (Balbo, Pavimentos de Concreto, 2009)	119
Tabela 5.8 - Diâmetro, comprimento e espaçamento das barras de transferência (DNIT). Fonte: (DNIT, 2005).....	120
Tabela 5.9 - Solução do projetista original	120
Tabela 5.10 - Solução do presente trabalho	120
Tabela 5.11 - Análise de custos por metro quadrado da solução 1.....	121
Tabela 5.12 - Análise de custos por metro quadrado da solução 2.....	121
Tabela 6.1 - Fatores de carregamento dinâmico para majoração das cargas. Fonte: (Knapton, 2008).....	124
Tabela 6.2 - Fator de proximidade das rodas. Fonte: (Knapton, 2008).....	125
Tabela 6.3 - Distribuição de cargas para a situação de frenagem	126
Tabela 6.4 - Fatores de equivalência de cada eixo	126
Tabela 6.5 - Fatores de equivalência de materiais. Fonte: (Knapton, 2008)	128
Tabela 6.6 - Espessuras necessárias para as camadas de sub-base e reforço do subleito. Fonte: (Knapton, 2008)	129
Tabela 6.7 - Valores de coeficientes estruturais. Fonte: Balbo (2007)	132
Tabela 6.8 – Análise de custos por metro quadrado da solução 1.....	134
Tabela 6.9 - Análise de custos por metro quadrado da solução 2.....	134
Tabela 8.1 - Histórico anual de chuvas do município de São João da Barra, valores em mm. Fonte: (Agência Nacional de Águas).....	147
Tabela 8.2 - Valores de $\mu T, d$. Fonte: (Davis & Naghettini, 2000).....	148
Tabela 9.1 - Dimensionamento das canaletas de drenagem	159
Tabela 9.2 - Dimensionamento das canaletas de drenagem (continuação).....	159
Tabela 9.3 - Dimensionamento das canaletas de drenagem (continuação).....	160
Tabela 9.4 - Dimensionamento dos tubos coletores	164
Tabela 9.5 - Dimensionamento dos tubos coletores (continuação).....	165
Tabela 10.1 - Capacidade produtiva dos principais estaleiros brasileiros. Fonte: SINAVAL.....	178
Tabela 10.2 - Número de embarcações encomendadas no início do ano. Fonte: BNDES.....	179
Tabela 10.3 - Carteira de pedidos, navios FPSO. Fonte: OSX	182

Tabela 10.4 - Carteira de pedidos, navio PLSV. Fonte: OSX.....	184
Tabela 10.5 - Carteira de pedidos, navios tanque. Fonte: OSX	185
Tabela 10.6 - Carteira de pedidos, plataforma fixa WHP. Fonte: OSX.....	186
Tabela 10.7 – Características do Guindaste LR 1400/2. Fonte: Liebherr.....	188
Tabela 10.8 –Características do Guindaste LR 1750. Fonte: Liebherr.....	192

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS	3
RESUMO	4
LISTA DE ILUSTRAÇÕES	5
LISTA DE TABELAS	10
1 INTRODUÇÃO	18
1.1 O Superporto do Açú	18
1.2 O Distrito Industrial de São João da Barra	25
2 A UNIDADE DE CONSTRUÇÃO NAVAL	29
2.1 Sequência de produção do estaleiro	32
2.2 Descrição das unidades	34
2.2.1 Estrutura administrativa.....	34
2.2.2 Edifícios industriais.....	34
2.2.3 Estrutura de apoio industrial.....	35
2.2.4 Dique seco	36
2.2.5 Cais	39
2.2.6 Área de montagem de jaquetas e módulos.....	41
2.2.7 Infraestrutura	41
3 APRESENTAÇÃO DOS PROJETOS EXISTENTES DE PAVIMENTAÇÃO ..	42
3.1 Descrição	43
3.2 Bibliografia e referências	48
3.2.1 Normas brasileiras	49
3.2.2 Normas americanas	49
3.2.3 Normas europeias	49
3.3 Ensaio de controle de qualidade.....	49
3.4 Características geotécnicas locais	50
3.5 Análise da capacidade de carga do solo	52
3.6 Análise das cargas atuantes.....	53

3.6.1	Jaquetas.....	53
3.6.2	Guindastes.....	53
3.6.3	Transportador.....	62
3.6.4	Top sides e equipamentos.....	64
3.7	Dimensionamento dos pisos com e sem laje de concreto armado.....	64
3.7.1	Método de análise das tensões.....	64
3.7.2	Método elementos finitos.....	80
3.8	Dimensionamento dos pisos em blocos intertravados de concreto.....	84
3.9	Considerações finais.....	86
4	ANÁLISE CRÍTICA DOS PROJETOS DE PAVIMENTAÇÃO.....	89
4.1	Natureza dos solos.....	89
4.2	Cargas sobre o pavimento.....	89
4.3	Análise das soluções adotadas para os pisos.....	90
4.3.1	Pisos de concreto:.....	90
4.3.2	Regiões sem piso em concreto armado.....	93
4.3.3	Pavimento em blocos de concreto intertravados:.....	95
4.4	Considerações finais.....	97
5	CONCEPÇÃO DO NOVO PROJETO DE PAVIMENTAÇÃO EM PLACAS DE CONCRETO.....	98
5.1	Bibliografia e referências.....	98
5.1.1	Normas.....	98
5.1.2	Livros e manuais.....	98
5.2	Premissas de Projeto.....	99
5.2.1	Solução Proposta.....	99
5.2.2	Materiais.....	99
5.2.3	Durabilidade.....	100
5.3	Geotecnia.....	100
5.4	Programas utilizados.....	106
5.5	Carregamentos.....	106

5.6	Detalhamento das placas de concreto armado	108
5.6.1	Dimensões	108
5.6.2	Análise	111
5.6.3	Esforços solicitantes.....	112
5.6.4	Cálculo da armaduras	117
5.6.5	Verificação das barras de transferência	119
5.7	Comparação de soluções.....	120
6	CONCEPÇÃO DO NOVO PROJETO DE PAVIMENTAÇÃO EM BLOCOS INTERTRAVADOS DE CONCRETO	122
6.1	Bibliografia e referências	122
6.2	Descrição	122
6.3	Dimensionamento.....	123
6.3.1	Equipamento se movimentando apenas com o peso próprio.....	124
6.3.2	Equipamento parado com carregamento máximo.....	130
6.4	Escolha das camadas	131
6.5	Comparação de soluções.....	133
7	APRESENTAÇÃO DOS PROJETOS EXISTENTES DE SISTEMAS DE DRENAGEM	135
7.1	Descrição	135
7.2	Parâmetros de projeto.....	135
7.3	Sistema de drenagem	136
7.3.1	Caixa de sedimentação.....	137
7.3.2	Trincheira de infiltração	138
7.4	Concepção do sistema de drenagem pluvial.....	139
7.4.1	Áreas a serem drenadas.....	142
7.5	Considerações finais	143
8	ANÁLISE CRÍTICA DOS PROJETOS DE SISTEMAS DE DRENAGEM.....	145
8.1	Parâmetros de projeto.....	145
8.2	Sistema de drenagem	149
8.2.1	Cálculo das vazões de contribuição.....	149

8.2.2	Concepção do sistema.....	149
8.3	Considerações Finais	152
9	CONCEPÇÃO DE NOVO PROJETO DE SISTEMAS DE DRENAGEM.....	153
9.1	Bibliografia e referências	153
9.2	Descrição	154
9.3	Dimensionamento.....	154
9.3.1	Intensidade pluviométrica.....	154
9.3.2	Contribuição das bacias	155
9.3.3	Capacidade das canaletas	156
9.3.4	Dimensionamento dos tubos de ligação e coletores	160
9.4	Esquema da implantação	165
9.5	Considerações Finais	167
10	CONCLUSÃO	168
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	170
	APÊNDICE A – CENÁRIO DOS ESTALEIROS BRASILEIROS.....	174
	Histórico dos estaleiros no Brasil	174
	O parque de estaleiros brasileiros atual	176
	Posicionamento da indústria naval brasileira no mercado mundial	178
	APÊNDICE B – PORTFÓLIO DE PRODUTOS	181
	FPSO – Unidade flutuante de produção, armazenamento e transferência	181
	<i>Drillship</i> – Unidade de perfuração com alta demanda para águas profundas	182
	PLSV – Navio para lançamento e instalação de linhas submarinas flexíveis.....	183
	Navio tanque – Unidade de transporte marítimo	184
	WHP – Plataforma fixa de perfuração e produção (tipo <i>Wellhead</i>)	185
	TLWP – Plataforma do tipo <i>Tension-Leg Wellhead</i>	186
	APÊNDICE C – EQUIPAMENTOS	188
	Liebherr LR 1400/2.....	188
	Liebherr LR 1750.....	191
	Komag K24.....	195
	APÊNDICE D – ESTRUTURAS DAS EDIFICAÇÕES.....	198

Centro de Treinamento de Soldagem	198
<i>Shop Office</i>	199
Escritórios de Produção	199
Refeitório	199
Banheiros	199
Vestiários.....	200
Ambulatório	200
Central de Emergência.....	200
Área de Corte e Estocagem	201
Oficinas Auxiliares.....	201
Almoxarifado	201
Galpão de Tintas	201
<i>Tool Shop A</i>	202
<i>Tool Shop B</i>	202
Oficina de Andaimos	202
<i>Pipe Rack</i>	202
Sala de Compressores.....	203
Caixas de águas pluviais.....	203
Subestações Elétricas	203
Coleta e Tratamento de Esgoto.....	203
Sistema de Combate a Incêndio	204
ANEXO A – SONDAGENS E CORRELAÇÕES DE PARÂMETROS	205

1 INTRODUÇÃO

1.1 Justificativa e motivação

O crescimento de um país exige, em concordância, diversas formas de investimento principalmente na área de infraestrutura. A história nos conta que, com a expansão da indústria automobilística, o Brasil seguiu uma tendência unilateral de desenvolvimento de infraestrutura de transportes baseada no rodoviarismo. Exemplos são os políticos Francisco Prestes Maia com o “Plano de Avenidas da Cidade de São Paulo”, Washington Luís com seu lema “Governar é abrir estradas” e Juscelino Kubitschek com o famoso bordão “50 anos em 5” que governaram a favor desse desenvolvimento unilateral.

O resultado, após décadas, foi a depreciação dos outros modais de transporte causando uma obsolescência funcional dos portos, aeroportos, ferrovias e hidrovias nacionais. Dessa forma, o país de dimensões continentais viu-se dependente de um modal de transporte que apresenta custos muito altos para os deslocamentos exigidos, aumentando o Custo Brasil e diminuindo a sua competitividade frente aos outros países. É notável a reconsideração dos investimentos na infraestrutura de transportes nos últimos anos. O Programa de Aceleração do Crescimento (PAC) implantado nos governos Lula e Dilma, as concessões de alguns dos principais aeroportos do país, o auxílio no financiamento da construção de portos, como é o caso do Superporto do Açu, pelo Banco Nacional de Desenvolvimento Econômico e Social (BNDES) e a recente criação da nova Lei dos Portos são exemplos da busca de um investimento de forma a regularizar a matriz de transporte brasileira, porém ainda refém de uma corrupção crônica que reside na política nacional.

Tais aspectos alimentaram a vontade deste grupo de produzir um trabalho que se baseasse nessa tendência de desenvolver os modais outrora desprivilegiados. Isto culminou na oportunidade de estudar o Superporto do Açu e, mais especificamente, a Unidade de Construção Naval Açu (UCN Açu) localizada no mesmo. As dimensões do porto e do estaleiro e a importância de ambos para o

desenvolvimento petrolífero do país, em tempos onde o Pré-Sal se configura como a grande oportunidade econômica capaz de gerar um real desenvolvimento, nos motivou para realizar o estudo da implantação dessa obra de engenharia singular. A execução desse complexo portuário trouxe inúmeras dificuldades, que implicaram na exigência de estudos técnicos para solucionar as peculiaridades dessa obra, como apresentaremos aqui, com ênfase na pavimentação e drenagem da UCN Açú.

1.2 Objetivos

Os objetivos gerais do presente trabalho de formatura são:

- Analisar um empreendimento de importância considerável para o país;
- Entrar em contato com empresas referências no campo da Engenharia Civil;
- Visitar uma obra de grande porte;
- Ampliar e aplicar o aprendizado adquirido ao longo do curso.

Os objetivos específicos:

- Aperfeiçoar o conhecimento sobre projetos de pavimentação e sistemas de drenagem;
- Aprender a desenvolver uma análise crítica sobre os projetos obtidos;
- Conceber soluções alternativas às originais;
- Comparar qualitativamente a solução desenvolvida com o projeto original.

1.3 Metodologia

Cada um destes dois temas são abordados em duas etapas. A primeira consiste na apresentação e análise dos projetos existentes, tomando-se por base as informações obtidas na visita técnica realizada no mês de agosto de 2013, as revisões bibliográficas realizadas ao longo de todo o trabalho e a consulta a acadêmicos e especialistas nos assuntos. Na segunda etapa são desenvolvidas e propostas

melhorias e soluções alternativas aos projetos existentes, partindo-se das conclusões obtidas na primeira etapa, e fazendo-se os cálculos, simulações e desenhos necessários.

Visto que a área do estaleiro tem dimensões vastas, em alguns momentos foi preciso delimitar a área a ser estudada, devido à limitada disponibilidade de tempo e recursos. Nestes casos, foi dado enfoque às áreas de montagem de embarcações, que têm grande representatividade, já que estão sujeitas às maiores cargas.

1.4 O Superporto do Açu

O Superporto do Açu, localizado na região norte do estado do Rio de Janeiro, no município de São João da Barra, como ilustrado na Figura 1.1, será um marco para a região e para o Brasil. O principal motivo são seus números, muito expressivos nos cenários nacional e internacional.



Figura 1.1 – Localização. Fonte: (OSX, 2012)

Com uma área de noventa quilômetros quadrados, o que equivale a uma vez e meia a ilha de Manhattan em Nova Iorque, o Superporto contemplará o maior complexo industrial da América Latina, e estará entre os três maiores do mundo em carga transportada. Será o primeiro porto Brasileiro com capacidade para receber o

maior navio do mundo atualmente, o Chinamax (Figura 1.2), que possui até 24 metros de calado e pode transportar quase 400 mil toneladas de carga a granel. Sendo o primeiro porto nacional com profundidade para receber navio de tal magnitude, aumentará as frentes de comércio e diminuirá os custos de transporte, como fretes e combustível.



Figura 1.2 - Calado de navios transportadores. Fonte: LLX – Grupo EBX

O Superporto possuirá dois terminais de atracação, um *offshore*, denominado TX1, que pode ser visto na Figura 1.3 e na Figura 1.4, e outro *onshore* chamado de TX2. O terminal *offshore* possui quatro berços para transporte de minério de ferro e cinco berços para movimentação de barris de petróleo, que já estão construídos a mais de três quilômetros da costa em profundidades de até 26 metros. O TX2 possui um canal artificial de aproximadamente seis quilômetros de extensão, que pode ser visto na Figura 1.5, e oito quilômetros de cais protegido que receberão navios de até dezoito metros de calado. Esse terminal receberá produtos como ferro gusa, veículos, graneis sólidos e líquidos, escória, produtos siderúrgicos, cargas gerais entre outros (OSX, 2012).



Figura 1.3 - Projeção do terminal offshore. Fonte: (OSX, 2012)



Figura 1.4 - Estrutura do píer em fase final de execução Fonte: (OSX, 2012)



Figura 1.5 - Canal artificial no TX2 Fonte: (OSX, 2012)

Sua localização possibilitará a integração com outros portos brasileiros por meio de cabotagem e fornecerá escoamento para as principais áreas do País, com foco nas regiões Sudeste e Centro-Oeste, diminuindo os gargalos existentes no setor e melhorando a logística nacional. Para isso será construído um corredor logístico de 43 quilômetros constituído de quatro faixas rodoviárias, duas linhas ferroviárias e dutos, que ligarão o porto às principais vias de transporte do país. Esta ligação é mostrada na Figura 1.6.



Figura 1.6 - Malha ferroviária e rodoviária e dutos de transporte. Fonte: (OSX, 2012)

Outro fator importante para a escolha de sua posição foi o fato de grandes bacias de exploração de petróleo e gás se localizarem próximo ao porto, como é visível na Figura 1.7. Somente a Bacia de Campos é responsável por mais de 80% da produção nacional de petróleo bruto.



Figura 1.7 - Bacias de exploração. Fonte: (OSX, 2012)

1.5 O Distrito Industrial de São João da Barra

O Superporto do Açu foi idealizado pela *holding* EBX, em parceria com a OSX e a LLX, outras empresas do grupo do empreendedor Eike Batista, tomando-se por base um conceito de porto-indústria. Deste modo, a Unidade de Construção Naval (UCN), assim como o porto propriamente dito, está inserida em um contexto muito maior, o chamado Distrito Industrial de São João da Barra (DISJB).

Este conceito de porto-indústria tem como principal característica o desenvolvimento de diversos empreendimentos paralelamente à atividade portuária regular, a exemplo do Porto de Suape, no estado de Pernambuco e do Porto de Hamburgo, na Alemanha, entre muitos outros.

O financiamento das obras do Complexo Industrial conta com investimentos privados do grupo EBX, mas está também incluído no Programa de Aceleração do Crescimento (PAC) do Governo Federal, o que faz com que o empreendimento possa ser classificado como uma parceria público-privada (PPP). Além de empréstimos significativos do Banco Nacional de Desenvolvimento Econômico e Social (BNDES), o projeto tem também o apoio da Companhia de Desenvolvimento Industrial do Rio de Janeiro (Codin).

No Distrito Industrial de São João da Barra está prevista a instalação de duas usinas termelétricas, duas siderúrgicas, uma fábrica de automóveis, fábricas e bases de apoio para o setor petrolífero, além do estaleiro da OSX e diversas outras unidades industriais e empreendimentos, totalizando um investimento de aproximadamente oitenta bilhões de reais. A Figura 1.8 mostra um esquema simplificado do complexo industrial.



Figura 1.8 - Desenho esquemático do Distrito Industrial de São João da Barra. Fonte: (OSX, 2012)

As usinas termelétricas terão um papel fundamental no funcionamento do complexo industrial, garantindo suprimento energético a todas as empresas ali instaladas. Para atender a toda a demanda do complexo estão previstas duas usinas termelétricas, a MPX Açú I e a MPX Açú II. A primeira terá como matriz energética o carvão, e sua capacidade de geração será de 2100MW. A MPX Açú II, por sua vez, terá sua matriz energética baseada em gás natural, com produção prevista de 3300MW. O seu suprimento de gás será garantido pelo terminal de Gás Natural Liquefeito (GNL), também localizado no DISJB, mais precisamente no terminal TX2. Provisto de capacidade para dez milhões de metros cúbicos por dia e uma unidade regaseificadora, o terminal de gás oferecerá suprimento não apenas à usina termelétrica, como também poderá atender diretamente outras indústrias do complexo que tenham demanda de gás natural. Somadas, as duas termelétricas pertencentes à empresa MPX terão capacidade de geração equivalente a quase dois quintos da capacidade nominal da Usina de Itaipu, e duplicarão a capacidade de geração do estado do Rio de Janeiro. Os investimentos totais nas duas usinas serão da ordem de 8,5 bilhões de reais (MPX, 2013).

Nas proximidades do terminal TX1 será construída a Unidade de Tratamento de Petróleo do Porto do Açú (UTP), com capacidade de movimentação de até 1,8

milhões de barris por dia, que fará a dessalinização do petróleo, processo que confere melhor qualidade e maior valor comercial ao produto. O petróleo será levado por navios até o terminal, e dali seguirá para a UTP através de dutos. De acordo com a LLX, uma das vantagens da implantação da UTP no Superporto será a economia de até cinco dólares por barril do óleo para as operadoras instaladas no complexo. Na unidade poderá ser feito o tratamento do petróleo, assim como o *blending* do mesmo, adequando o produto às necessidades específicas de cada cliente. A UTP poderá ainda ser utilizada para a estocagem de combustível a ser exportado, o que evitará a necessidade do uso de navios do tipo *Dynamic Positioning* (DP), que são comumente utilizados para aliviar as plataformas de produção. Como consequência, os custos com frete são reduzidos.

Junto ao terminal TX2 está sendo construída a Unidade de Construção Naval da OSX, que em parceria com a Hyundai é responsável pelo maior estaleiro das Américas. Lá, serão fabricadas embarcações de alto valor agregado e outros componentes, principalmente focados na indústria petrolífera. A UCN terá área de 3,2 milhões de metros quadrados, e o investimento nela efetuado é de aproximadamente 1,7 bilhão de dólares. Esta unidade é o foco deste trabalho, e seu estudo será aprofundado ao longo do mesmo.

Nas proximidades do estaleiro estão sendo construídas fábricas e bases de apoio para o setor petrolífero. A empresa dinamarquesa National Oilwell Varco (NOV) fabricará *risers* flexíveis em um terreno de cerca de 120 mil metros quadrados, enquanto a francesa Technip produzirá linhas flexíveis. Vizinha a esta será instalada a fábrica da finlandesa Wärtsilä, focada em soluções e serviços nas áreas de energia e propulsão marítima.

A área do terminal TX2 receberá ainda duas bases de apoio logístico, uma da multinacional Intermoor e outra da Asco Brasil, além de uma base da MFX, *joint venture* formada entre a EBX e a BP Marine para comercialização de combustíveis marítimos. Também serão instaladas no local a fabricante francesa de dutos V&M do Brasil e a norte-americana GE.

O Distrito Industrial de São João da Barra também contará com a presença de duas siderúrgicas, que irão se beneficiar de diversas facilidades, tanto no recebimento da matéria-prima, quanto no escoamento dos seus produtos. As

matérias-primas principais, o minério de ferro e o carvão siderúrgico, chegarão facilmente ao Superporto, a primeira através de mineroduto ou ferrovia e a segunda transportada por navios. O aço produzido poderá ser escoado tanto para o mercado interno, por meios rodoviários ou ferroviários, quanto para o mercado externo, através de navios de grande capacidade a partir do terminal multicargas, o TX2. A produção de aço poderá atender inclusive as indústrias localizadas no próprio complexo industrial, a exemplo da UCN e do polo metalomecânico. A escória, resíduo industrial siderúrgico, por sua vez, poderá servir de insumo para as cimenteiras presentes no local.

Entre as empresas que representarão o setor das cimenteiras no complexo industrial estão as brasileiras Votorantim e Camargo Corrêa. Haverá também no DISJB um terminal de minério controlado pela Anglo American, um polo metalomecânico, uma base de estocagem para granéis líquidos, empresas automotivas, fabricantes de cerâmicas, plantas de pelotização de minério de ferro, indústrias *offshore* e outros empreendimentos menores.

2 A UNIDADE DE CONSTRUÇÃO NAVAL

A criação UCN Açú é um projeto da OSX, empresa do Grupo EBX com atividade no setor de unidades e serviços para a indústria *offshore* de petróleo e gás natural, com atuação integrada nos segmentos de construção naval, fretamento de unidades de exploração e produção (E&P) e serviços de operação e manutenção (O&M).

Para viabilizar a instalação deste estaleiro, foi necessária uma parceria com a Hyundai Heavy Industries (HHI), maior construtora naval do mundo. O acordo firmado entre a HHI e a OSX garante 10% da UCN Açú à Hyundai, que deverá contribuir com tecnologia e treinamento dos profissionais brasileiros ali atuantes. Na Figura 2.1 é mostrado o esquema organizacional da OSX e desta parceria.



Figura 2.1 - Estrutura Organizacional da UCN Açú. Fonte: (OSX, 2012)

Para a construção da UCN, 80% dos recursos foram alocados em *Capex* (*Capital Expenditure*), ou seja, quatro quintos dos recursos foram investidos em equipamentos e instalações para dar início à produção naval. Os agentes repassadores da linha de crédito são o BNDES e a Caixa Econômica Federal (CEF), oferecendo um prazo total para o pagamento de 21 anos. O período de carência para a amortização principal é de 42 meses no BNDES e 36 meses na CEF, enquanto o período de carência para o pagamento de juros é de 36 meses no BNDES e 30 meses

na CEF, sendo a taxa de juros de 3,38% ao ano. O investimento total realizado no empreendimento é de 4,8 bilhões de reais (OSX, 2012).

Visando um sistema de gestão moderno que integre todos os processos com a excelência de um empreendimento deste porte, o estaleiro irá operar seguindo as diretrizes do Projeto Almagesto, que instrumentará os principais processos e sistemas da construção naval, proporcionando uma integração inédita dos sistemas neste ramo. Os benefícios do projeto são a redução de erros em transmissão de informações, a redução do estoque e de desperdícios, informações em tempo real sobre produção e produtividade, alocação otimizada dos custos de produção entre outros benefícios de uma gestão criteriosa.

A escolha do município de São João da Barra para a instalação do estaleiro se deu tendo em vista a associação da área onde o mesmo será construído com a estrutura do Porto do Açu e do complexo industrial. O estaleiro será implantado em uma área de 3,2 milhões de metros quadrados dentro do complexo industrial do Porto de Açu. A Figura 2.2 apresenta uma imagem aérea recente das obras do Superporto, destacando a UCN e alguns outros empreendimentos do Distrito Industrial de São João da Barra vizinhos a ela.



Figura 2.2 - Vista Aérea da UCN Açu. Fonte: (OSX, 2012)

Os principais focos do estaleiro serão a construção e montagem de jaquetas e módulos, e conversão de navios em FPSOs, assim como a produção de embarcações dos tipos VLCC, AFRAMAX, SUEXMAX, TLWP, DRILLING RIGS, e outros. Uma explicação mais detalhada do portfólio de produtos ali construídos é explorada no APÊNDICE B – PORTFÓLIO DE PRODUTOS.

A capacidade de processamento de aço é de 180 mil toneladas por ano, expansíveis até 400 mil toneladas por ano, e de integração de 220 mil toneladas por ano. (OSX, 2012).

A UCN será provida de estrutura administrativa completa, com todas as unidades necessárias para uma operação independente. Os edifícios que compõem estas unidades totalizam aproximadamente 63.800 metros quadrados de área, dos quais 17.300 metros quadrados serão construídos de acordo com o sistema de certificação LEED (*Leadership in Energy and Environmental Design*), baseado em normas americanas para o desenvolvimento de construções sustentáveis de alta performance.

Os edifícios industriais compreendem uma área de 181.250 metros quadrados e serão concebidos em estrutura de aço com extensões de até 55 metros, construídas por guindastes aéreos com capacidades de até 350 toneladas e alturas de até 32 metros. A capacidade de produção será de 150.000 toneladas de aço por ano. As instalações de suporte industrial correspondem a uma área de 38.750 metros quadrados e as subestações elétricas ocupam uma área de 6.185 metros quadrados. No total, haverá cerca de 15.000 funcionários trabalhando no estaleiro, sendo 70% destes no primeiro turno e 30% no segundo turno de operação (OSX, 2011).

No estaleiro haverá um dique seco, que terá, na fase final, dimensões de 130 metros por 680 metros, atendido por duas pontes rolantes do tipo Goliath. O dique seco da UCN será detalhado no item 2.2.4.

Também haverá no estaleiro uma área de submontagem de jaquetas, com aproximadamente 275.700 metros quadrados, e uma área de montagem de convés com cerca de 387.700 metros quadrados.

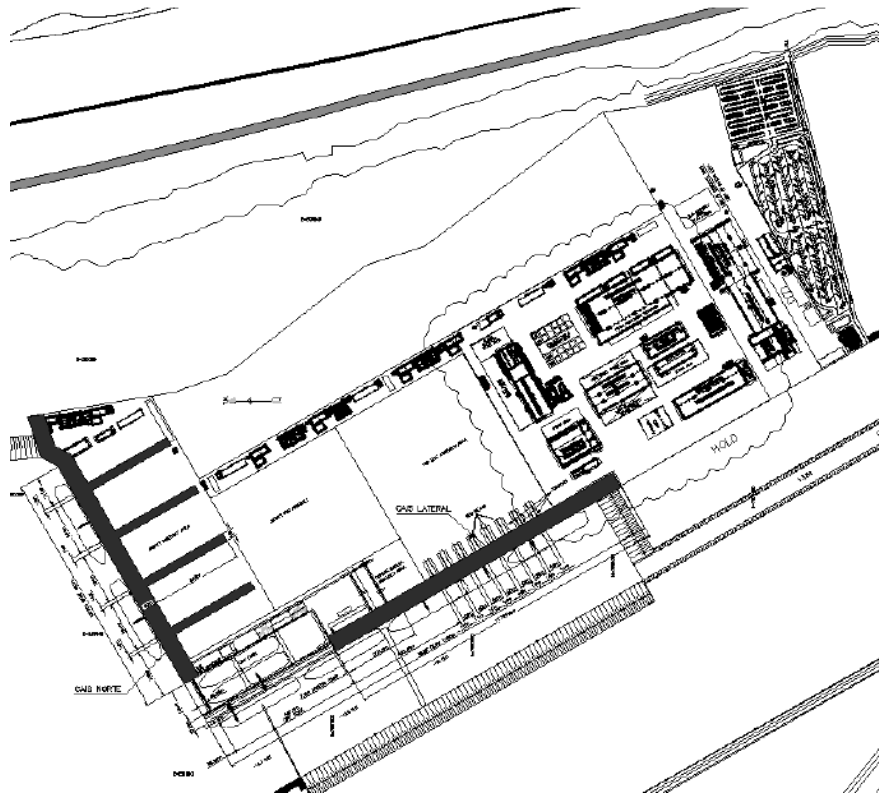


Figura 2.3 – Vista superior da UCN. Fonte: Projeto OSX

Estão previstos dois cais com profundidades entre dez e onze metros (DHN). O cais oeste terá comprimento total de 1.600 metros e será destinado à descarga de matéria-prima, finalização de embarcações e carregamento de convés. O cais norte, com comprimento de 1.050 metros, abrigará as operações de carregamento das jaquetas, assim como a finalização das construções. A Figura 2.3 mostra uma planta do estaleiro.

2.1 Sequência de produção do estaleiro

A chegada de matéria-prima será principalmente por via marítima, através do cais. Contudo, poderá ainda haver recebimento de material por meio rodoviário.

Após a descarga, as chapas de aço serão transportadas por caminhões até a área de estocagem, situada entre o cais e as principais oficinas, e serão então conduzidas para os edifícios industriais para o início do processo de produção.

Estando dentro da oficina, as chapas são inicialmente submetidas a um pré-tratamento superficial, que consiste em decapagem e pintura das mesmas. Em seguida, serão cortadas, soldadas de modo a formar painéis, moldadas e finalmente transformadas em blocos.

Os blocos produzidos nas oficinas serão então transportados por veículos especiais do tipo Kamag para os galpões de decapagem e pintura. Depois de pintados, eles serão transportados pelos mesmos veículos para as áreas de estocagem e pré-montagem dos blocos, que já estão na região de ação das pontes rolantes Goliath. O Goliath é o maior guindaste das Américas, com capacidade de 1.600 toneladas, o que corresponde ao peso de dois mil carros populares, 125 metros de altura, equivalentes a um prédio com mais de quarenta andares, e 186 metros de distância entre os pilares, o que corresponde a duas vezes o comprimento do campo de futebol do Maracanã.

Em seguida, os blocos serão transportados pelas pontes rolantes para dentro do dique seco, onde a montagem dos navios será processada.

Quando o navio atingir uma etapa anterior à finalização, na qual ele tem capacidade de flutuar, o dique seco será preenchido com água. Quando os níveis d'água interior e exterior ao dique se equilibrarem, o portão para fora da área frontal do dique seco será aberto.

Assim, o navio recém construído será conduzido, com o auxílio de rebocadores, para a bacia frontal do dique e depois para o cais de acabamento para que seja feito o acabamento final.

2.2 Descrição das unidades

2.2.1 Estrutura administrativa

A estrutura administrativa será construída em concreto armado moldado in loco e sustentada por estacas ou fundações diretas, definidas de acordo com o tamanho e a localização de cada edifício.

Os seguintes edifícios administrativos são previstos:

- Entrada principal;
- Edifício de controle patrimonial;
- Escritório principal / Escritório dos clientes (construção LEED);
- Centro de treinamento (construção LEED);
- Escritórios de produção;
- Ambulatório;
- Refeitório principal (construção LEED);
- Refeitórios;
- Vestiários;
- Almoxarifado;
- Banheiros;
- Centro de suporte de emergência.

2.2.2 Edifícios industriais

Os edifícios industriais serão construídos em estrutura de aço sobre fundações em estacas. Todo o processamento das chapas e tubos de aço, incluindo o corte, a solda, o molde dos painéis e a dobra, bem como a decapagem e a pintura dos blocos e peças será feita nestas áreas.

São previstos os seguintes edifícios industriais:

- Oficina de corte;
- Oficina de subprodução;
- Oficina de produção de painéis;
- Oficina de produção de blocos;
- Oficina tubular;
- Oficina de dobra e solda;
- Oficina de bobinas de tubulação;
- Oficina de pintura de blocos;
- Oficina de pintura de equipamentos;
- Oficina de equipamentos de aço.

2.2.3 Estrutura de apoio industrial

A estrutura de apoio industrial fornecerá suporte a todo o processo produtivo do estaleiro. Suas unidades serão construídas em aço ou concreto armado moldado *in loco*, dependendo da sua finalidade.

Os seguintes edifícios de apoio industrial serão construídos:

- Armazém;
- Oficina de decapagem;
- Salas de compressores;
- Oficina elétrica;
- Oficina de andaimes;
- Oficina mecânica;
- Galpão náutico;
- Postos de gasolina industriais;
- Estação de tratamento de água;
- Centro de resíduos;
- Brigada de bombeiros;
- Estação de tratamento de esgoto;
- Oficina de manutenção;

- Galpão de transporte;
- Armazém de pintura;
- Oficina de ferramentas;
- Subestação principal;
- Subestações de área;
- Reservatórios elevados de água.

2.2.4 Dique seco

Dique seco, ou doca seca, é um local escavado à beira de um braço d'água (mar, rio ou canal), utilizado para receber embarcações para vistoria, fabrico, limpeza ou construção.

O dique seco da UCN Açu terá, em sua fase inicial, dimensões internas livres de 130 metros por 480 metros, com o piso inferior no nível -11,000m, atendido por uma ponte rolante do tipo Goliath. Na segunda fase, a fase de expansão, o dique terá dimensões de 130 metros por 680 metros e contará com mais uma ponte rolante do mesmo tipo, com capacidade de mil toneladas. Esta capacidade total será suficiente para a construção simultânea de dois navios do tipo FPSO (cascos de VLCC com capacidade para 300.000 toneladas, 330 metros de comprimento e 58 metros de largura) e uma plataforma TLWP com dimensões de até 100 metros por 100 metros. Na Figura 2.4 é possível visualizar um modelo representativo do dique seco da UCN Açu, com a posição dos dois navios FPSO, além de estarem representadas as áreas de montagem de jaquetas e algumas posições de atracação no cais interno.



Figura 2.4 - Modelo do dique seco da UCN Açú. Fonte: (OSX, 2012)

Também haverá lanças de guindaste laterais com capacidade de içamento de quarenta toneladas, que podem operar simultaneamente no dique e no cais. Uma área de 31.960 metros quadrados e 47 metros de largura, localizada na região leste do dique seco e também atendida pelas pontes rolantes do tipo Goliath, será destinada para a pré-montagem de blocos de navios. A Figura 2.5 ilustra um exemplo de dique seco com operação do guindaste Goliath e guindastes laterais, nos estaleiros da Hyundai Heavy Industries, na Coreia do Sul.



Figura 2.5 - Pórtico do tipo Goliath e região do dique seco da HHI. Fonte: *Hyundai Heavy Industries*

De modo a permitir uma maior flexibilidade na disposição das embarcações, o dique terá duas posições de portões intermediários, além de um portão de entrada de aço flutuante do tipo “T” invertido que será reversível, possibilitando, portanto, sua total manutenção sem qualquer interrupção na operação do dique.

A estação de bombas da UCN será equipada com quatro bombas semi submersas capazes de esvaziar o dique em um período de vinte e quatro horas. Para o enchimento do mesmo está previsto um período de aproximadamente duas horas, fazendo uso de duas válvulas, uma de cada lado do dique. Haverá também uma série secundária de bombas para o atendimento permanente da água vinda da drenagem do solo abaixo da laje de fundo, das águas pluviais, da água de processo e de eventuais pequenos vazamentos no portão de entrada. Bombas de lastro também serão alocadas em uma sala na casa de bombas.

Os pisos laterais ao dique estarão no nível EL.+4,000m (DHN). Neles, serão organizados os cabeços, cabrestantes e cabos para facilitar as operações de movimentação dos navios. No topo das paredes haverá galerias laterais, que conduzirão as utilidades, como gás, ar comprimido, energia, água, e outros para os locais onde eles estarão disponíveis para a construção de embarcações dentro do dique.

No fundo da doca seca encontram-se os picadeiros, que são blocos de suporte fixos ao chão, sobre os quais são apoiadas as embarcações durante o processo de docagem, apoiando as quilhas das embarcações e suportando a maior parte do seu peso. Além disso, os navios são escorados lateralmente por uma ou mais filas de picadeiros de cada bordo.

A laje de fundo do dique, com fundações em estacas, terá um sistema de drenagem inferior, de modo a eliminar as cargas de subpressão do nível d'água.

As paredes laterais serão construídas em concreto convencional reforçado até o nível EL.-13,200m. Abaixo delas serão executadas paredes diafragma que servirão como suporte, bem como barreiras para reduzir a percolação da água em direção ao solo abaixo da laje, reduzindo assim o fluxo de água para os drenos e consequentemente a necessidade futura de bombeamento.

Os muros de arrimo estarão no fundo, com sustentação horizontal na laje de fundo do dique seco, e consistirão de paredes e contrafortes distantes cinco metros

entre si. Também haverá vigas paralelas ao dique que sustentarão os trilhos das pontes rolantes.

2.2.5 Cais

O cais oeste, também chamado de cais interno, terá comprimento total de 1.600 metros, largura aproximada de 33,5 metros, o piso superior no nível EL.+4,000m (DHN) e profundidade de projeto de 10,000m (DHN). Haverá cabeços de amarração e defensas para proteger a estrutura contra possíveis impactos.

O cais será equipado, ainda, com seis guindastes, cada um com capacidade de quarenta toneladas, além de oito rampas de lançamento de embarcações. Apresenta-se na Figura 2.6 uma vista superior deste cais.

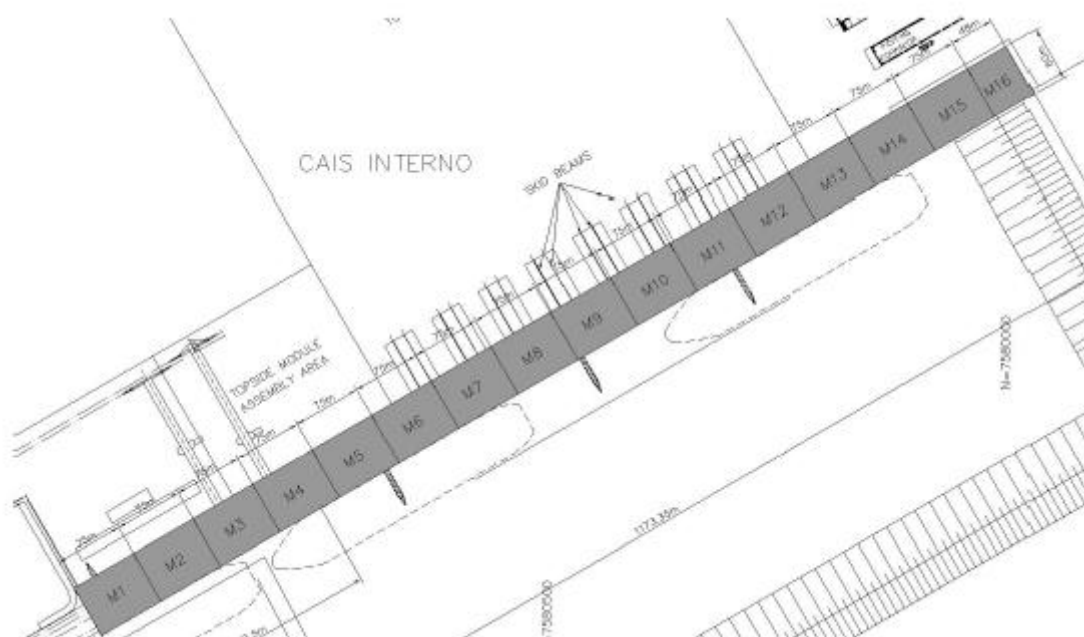


Figura 2.6 – Vista superior do Cais Interno. Fonte: Projeto OSX

O cais norte terá comprimento total de 1.500 metros, largura aproximada de 16,8 metros e profundidade de projeto de 10,000m (DHN). Seu piso superior estará no nível EL.+4,000m (DHN). Este cais contará com quatro rampas que permitirão o lançamento de jaquetas, e está representado na Figura 2.7.

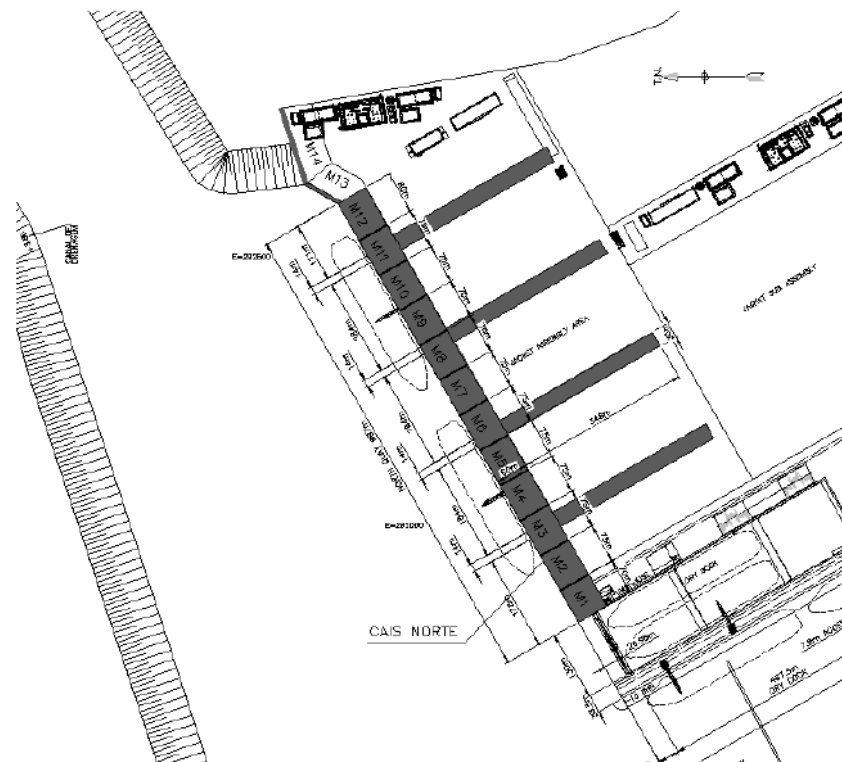


Figura 2.7 - Vista superior do Cais Norte. Fonte: Projeto OSX

O descarregamento das chapas de aço para o subsequente processamento nas oficinas será feito no cais oeste. Para auxiliar neste processo, será utilizado um descarregador de chapas sobre trilhos.

As contenções utilizadas nos cais foram feitas em paredes diafragma atirantadas, que, para o nível d'água elevado do local se mostraram uma solução eficiente. Devido às grandes dimensões destas paredes, que têm profundidades de até 28 metros e são também muito espessas, foram necessários equipamentos especiais e um rigoroso controle de qualidade. Para as juntas, por exemplo, ao invés do convencional sistema de tubos recuperáveis, foi utilizado um sistema de fresa.

Foram adotadas como solução de fundação estacas do tipo hélice contínua, com diâmetros de 120 centímetros e comprimento médio de 32 metros.

O programa SAP2000 V14 foi utilizado no dimensionamento das lajes, que foi baseado em modelos bidimensionais planos com elementos de casca.

2.2.6 Área de montagem de jaquetas e módulos

A área de módulos e jaquetas é composta por pátios a céu aberto, com piso em concreto reforçado, apoiado diretamente sobre o solo. Para que o solo tenha a capacidade necessária para suportar as cargas aplicadas, ele deve ter sua resistência aprimorada.

2.2.7 Infraestrutura

O estaleiro será equipado com uma infraestrutura completa para dar o suporte necessário à produção.

As vias serão pavimentadas em concreto e asfalto, e na área destinada à estrutura administrativa serão implementadas calçadas, com áreas verdes entre os edifícios.

A iluminação será projetada de modo a não interferir com o transporte de cargas entre as unidades. As linhas de distribuição de energia, assim como as tubulações destinadas ao transporte de gases, ar comprimido e fluidos utilizados na produção, serão alocadas em galerias e canais subterrâneos, evitando assim interferências no processo produtivo.

3 APRESENTAÇÃO DOS PROJETOS EXISTENTES DE PAVIMENTAÇÃO

O presente item tem por objeto apresentar os dados coletados sobre o projeto de pavimentação da UCN Açú. Vale ressaltar que os dados apresentados a seguir são fiéis à visão do projetista e a validade ou não das hipóteses consideradas será analisada somente no item 4. Os desenhos e documentos consultados estão listados abaixo:

- UPA01 – 100.00 – CC – DE – RDV – 0201 – Desenho – Pavimentação – Geral;
- UPA01 – 100.00 – CC – DE – RDV – 0202 – Desenho – Pavimentação – Área Industrial;
- UPA01 – 100.00 – CC – DE – RDV – 0203 – Desenho – Pavimentação – Montagem de Jaquetas;
- UPA01 – 100.00 – CC – DE – RDV – 0204 – Desenho – Pavimentação – Pré-Montagem das Jaquetas;
- UPA01 – 100.00 – CC – DE – RDV – 0205 – Desenho – Pavimentação – Montagem dos Módulos;
- UPA01 – 110.00 – CC – MC – RDV – 001 – Memória de Cálculo – Pisos – Montagem de Jaquetas;
- UPA01 – 110.00 – CC – MC – RDV – 002 – Memória de Cálculo – Pisos – Montagem dos Módulos;
- UPA01 – 110.00 – CC – MC – RDV – 003 – Memória de Cálculo – Pisos – Pré-Montagem de Jaquetas;
- UPA01 – 110.00 – CC – MC – RDV – 004 – Memória de Cálculo – Pisos – Área Industrial.

3.1 Descrição

O projeto de pavimentação foi dividido em quatro grandes áreas e calculado para suportar os esforços provenientes das operações dos guindastes LR1400 e LR1750 (ambos da fabricante alemã Liebherr) e das construções e *load out* das jaquetas, *top sides* e equipamentos.

As premissas básicas definidas pela OSX foram a produção de um pavimento com vida útil de 30 anos respeitando uma sobrecarga máxima de 50,00tf/m², sendo tolerado adotar cargas superiores nos pisos desde que levem a esforços compatíveis ao descrito acima.

Por fim, razões técnico-econômicas levaram a considerar aceitáveis, com o tempo, que os pisos apresentem recalques com a premissa de que nas áreas de recalques mais acentuados, os pisos deverão ser nivelados com *grout* ou produto similar.

Na Figura 3.1 é apresentada a planta da Pavimentação Geral:



Figura 3.1 - Planta de pavimentação geral da UCN. Fonte: Projeto OSX

As quatro áreas são as seguintes:

- Área 01 – Montagem de Jaquetas. Caracterizada pela montagem das jaquetas e movimentação dos guindastes.

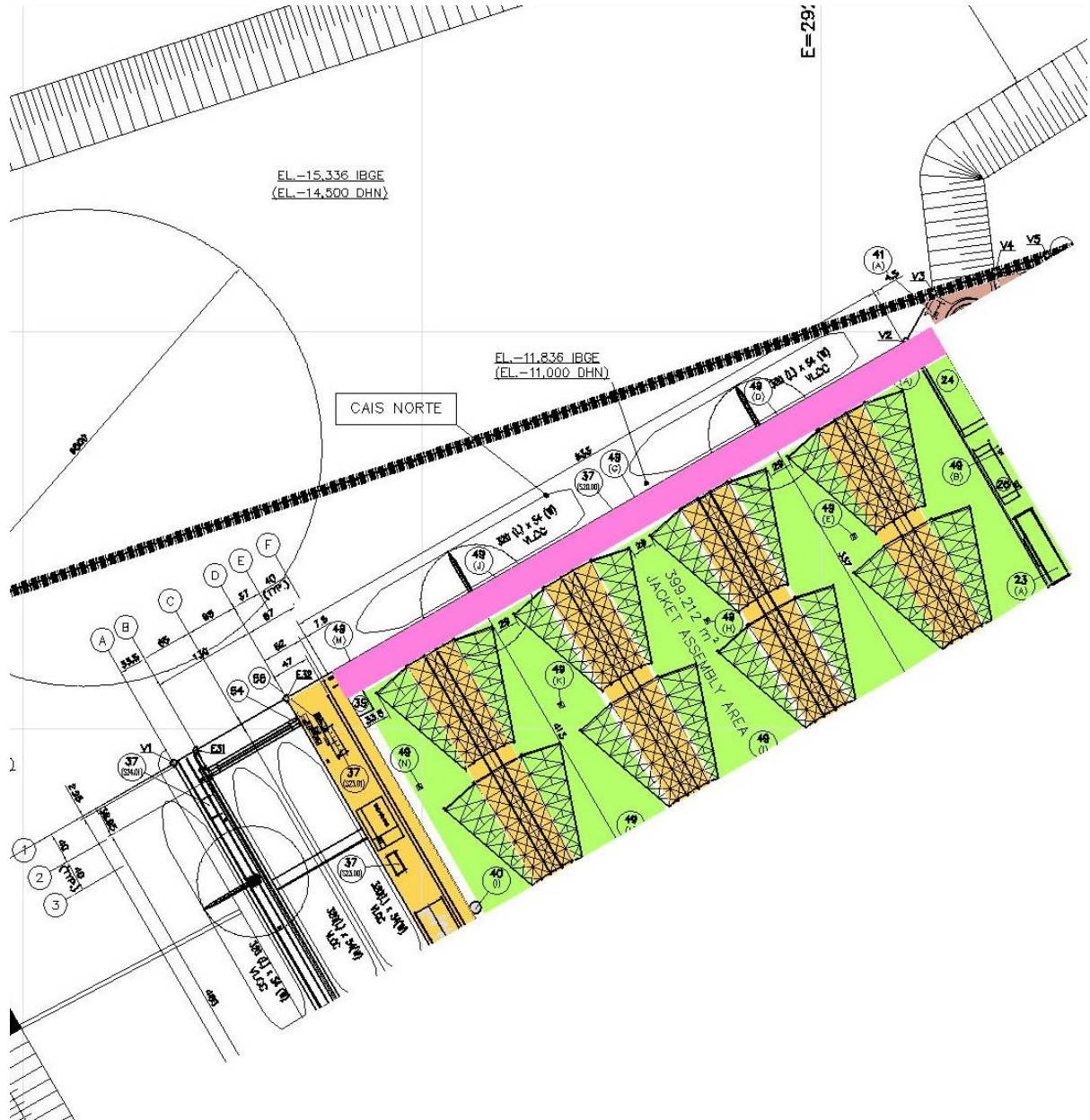


Figura 3.2 - Planta de pavimentação da área de montagem de jaquetas. Fonte: Projeto OSX

- Área 02 – Pré-Montagem de Jaquetas. Semelhante à anterior.

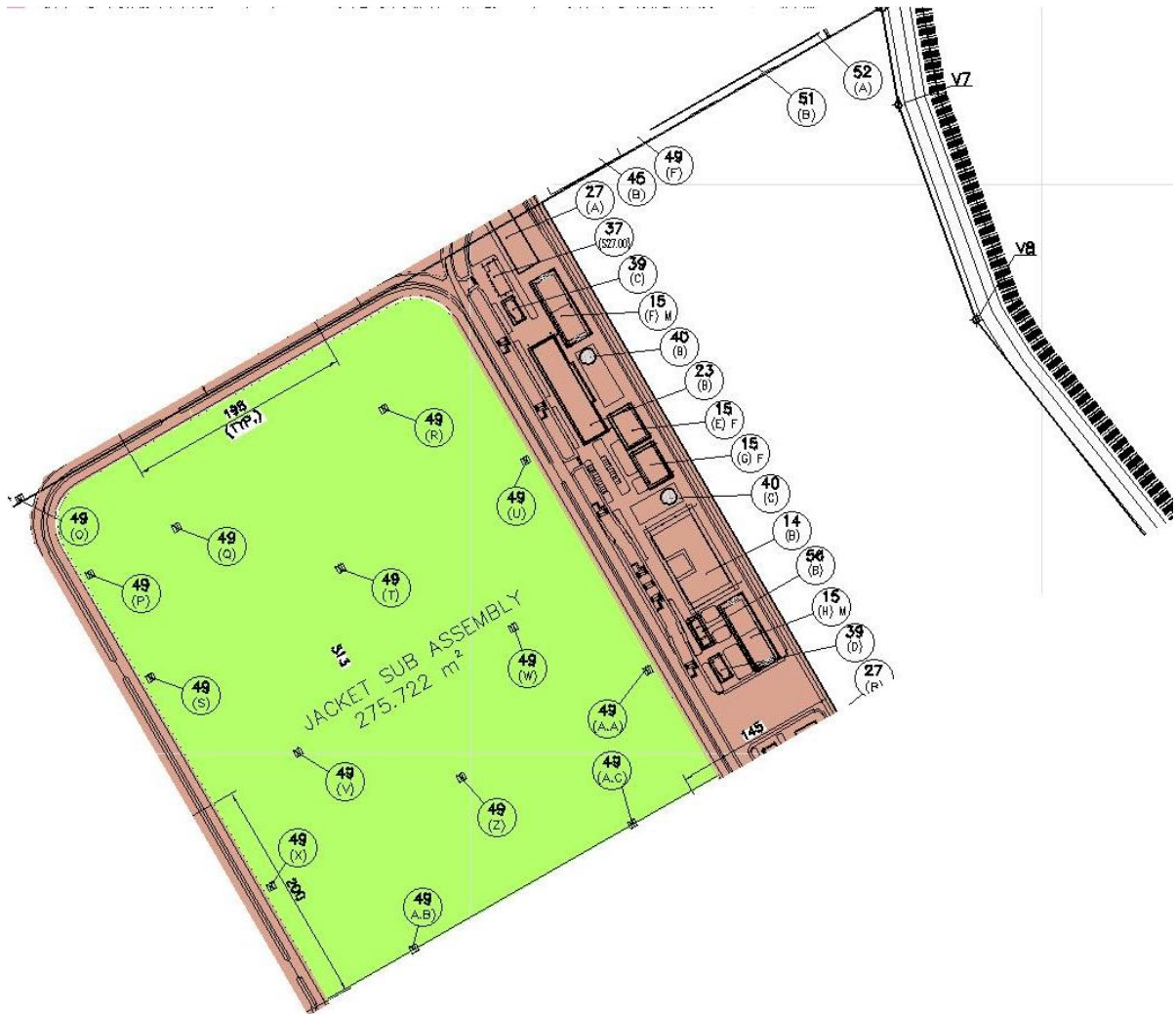


Figura 3.3 - Planta de pavimentação da área de pré-montagem de jaquetas. Fonte: Projeto OSX

- Área 03 – Montagem de Módulos. Caracterizada pela montagem de *Top Sides*.

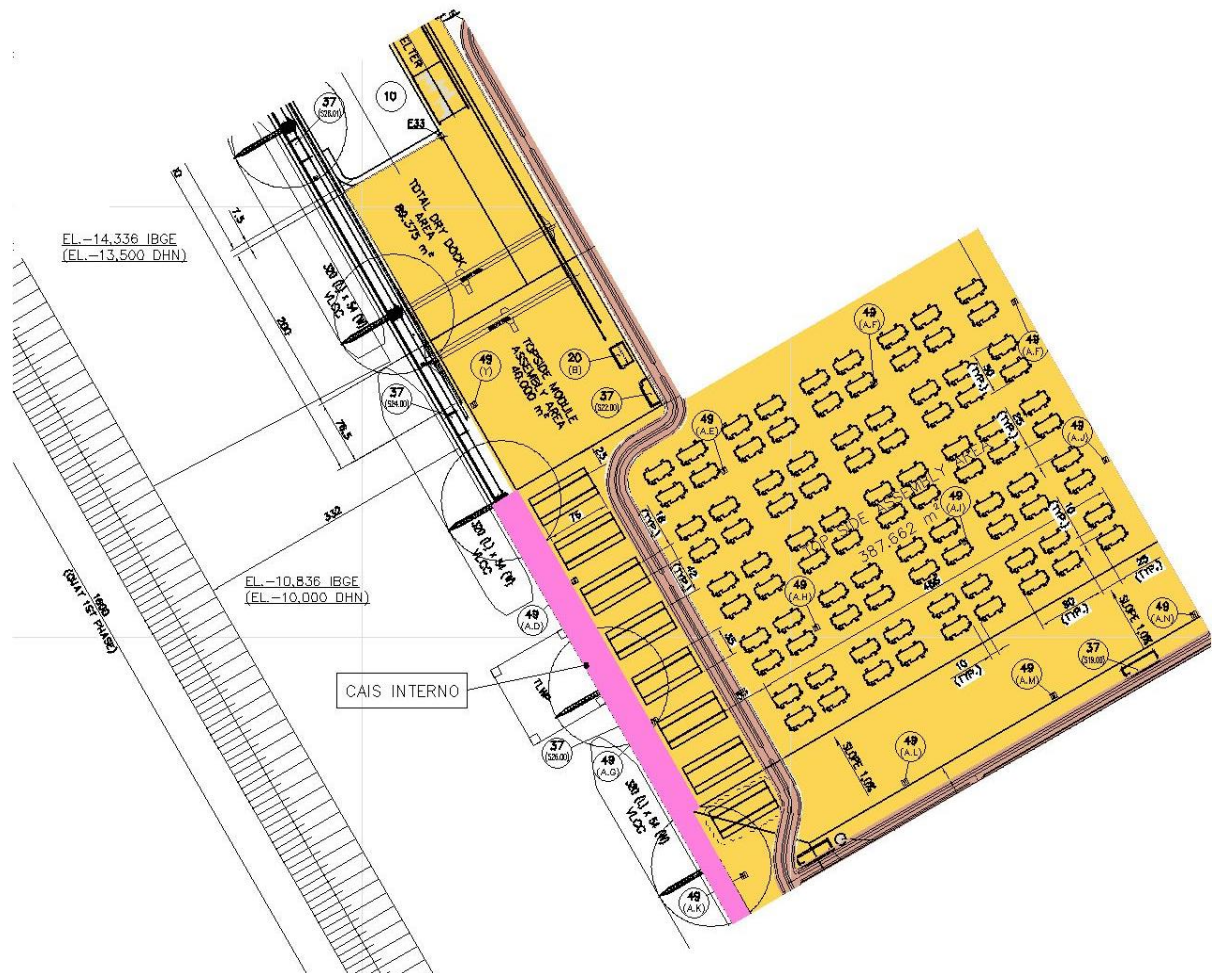


Figura 3.4 - Planta de pavimentação da área de montagem de módulos. Fonte: Projeto OSX

3.2.1 Normas brasileiras

- NBR 6118 – Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado;
- NBR 6122 – Projeto e Execução de Fundações;

3.2.2 Normas americanas

- NAVFAC MIL-HDBK-1024/1 – Military Criteria Manual, Piers and Wharves;
- NAVFAC DM 7.2 – Navy Design Manual, Foundations;

3.2.3 Normas europeias

- EAU – Recommendations of the Commite for Waterfront Structures - 2004;
- BS 6349 – British Standard – Maritime Structures Code.

3.3 Ensaios de controle de qualidade

Devido às grandes dimensões da obra, foi exigido que a pavimentação fosse submetida a um rigoroso controle de qualidade, constituído por:

- Ensaios piloto;
- Ensaios de compactação;
- Ensaios de CBR;
- Ensaios de penetrômetros;
- Ensaios de placa sobre solos tratados e pisos.

Além disso, solicitou-se que inicialmente fosse executada uma prova de carga em área de 10,00m² para a carga máxima de teste de 500,00tf em uma área piloto com o tratamento do piso indicado no projeto de cada área específica para a comprovação das hipóteses de projeto.

3.4 Características geotécnicas locais

As características geotécnicas do local foram estimadas a partir de uma série de sondagens realizadas na região da UCN conforme mostrado na Figura 3.6 abaixo:

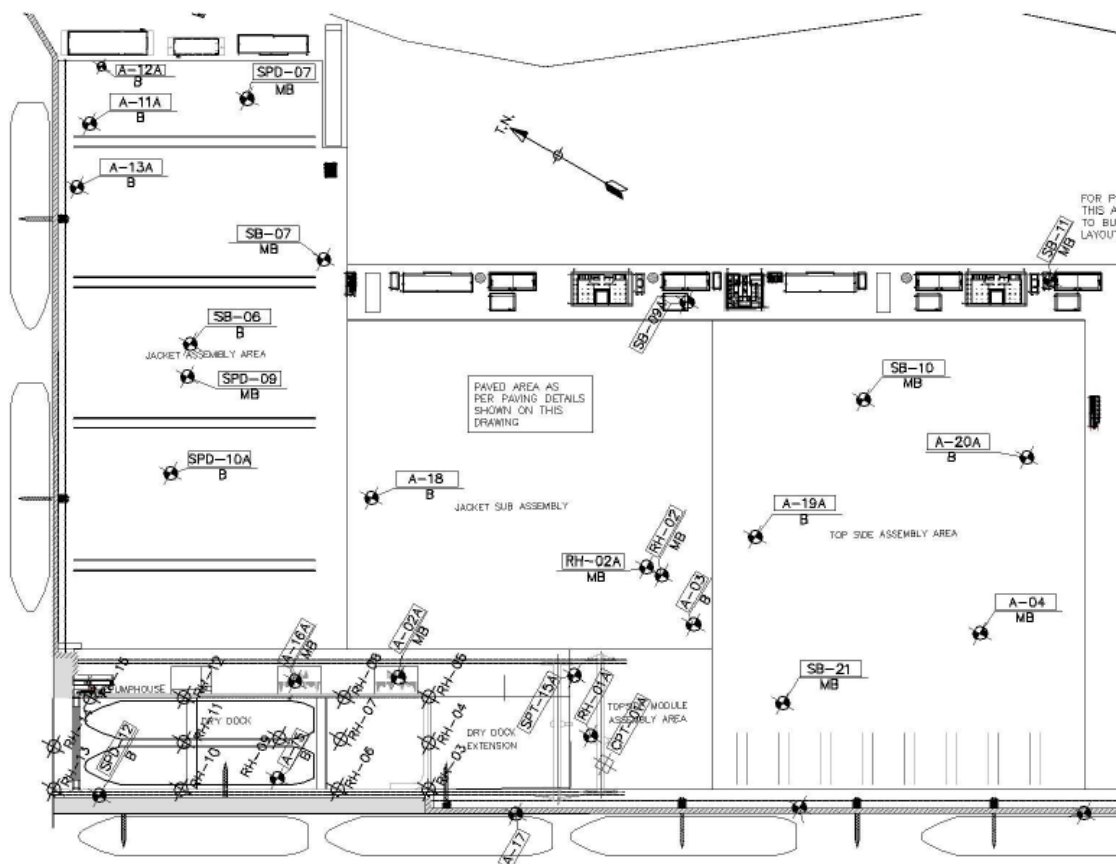


Figura 3.6 - Localização das sondagens na região da UCN. Fonte: Projeto OSX

A partir das sondagens contidas no ANEXO A desse documento pôde-se observar, de um modo geral, um solo que apresenta uma camada superior de areia medianamente compacta a muito compacta, com espessura variando de 10,00 a

14,00m, sobrejacente a uma camada de argila pouco arenosa com espessura de 3,00 a 8,00m. Também verificou-se que as escavações necessárias para a execução dos pisos ficariam acima do nível d'água. Para estimar os parâmetros do solo utilizou-se as correlações apresentadas também no ANEXO A desse documento. Após as escavações, uma compactação com rolo vibratório de 35,00tf foi programada a fim de uniformizar a camada superficial para aumentar a resistência do solo e diminuir as variações do SPT.

Para desenvolver os estudos aqui realizados tomaremos como base as sondagens A08, A09 e SP09 que apresentam os seguintes valores do SPT para cada camada, apresentados na Figura 3.7.

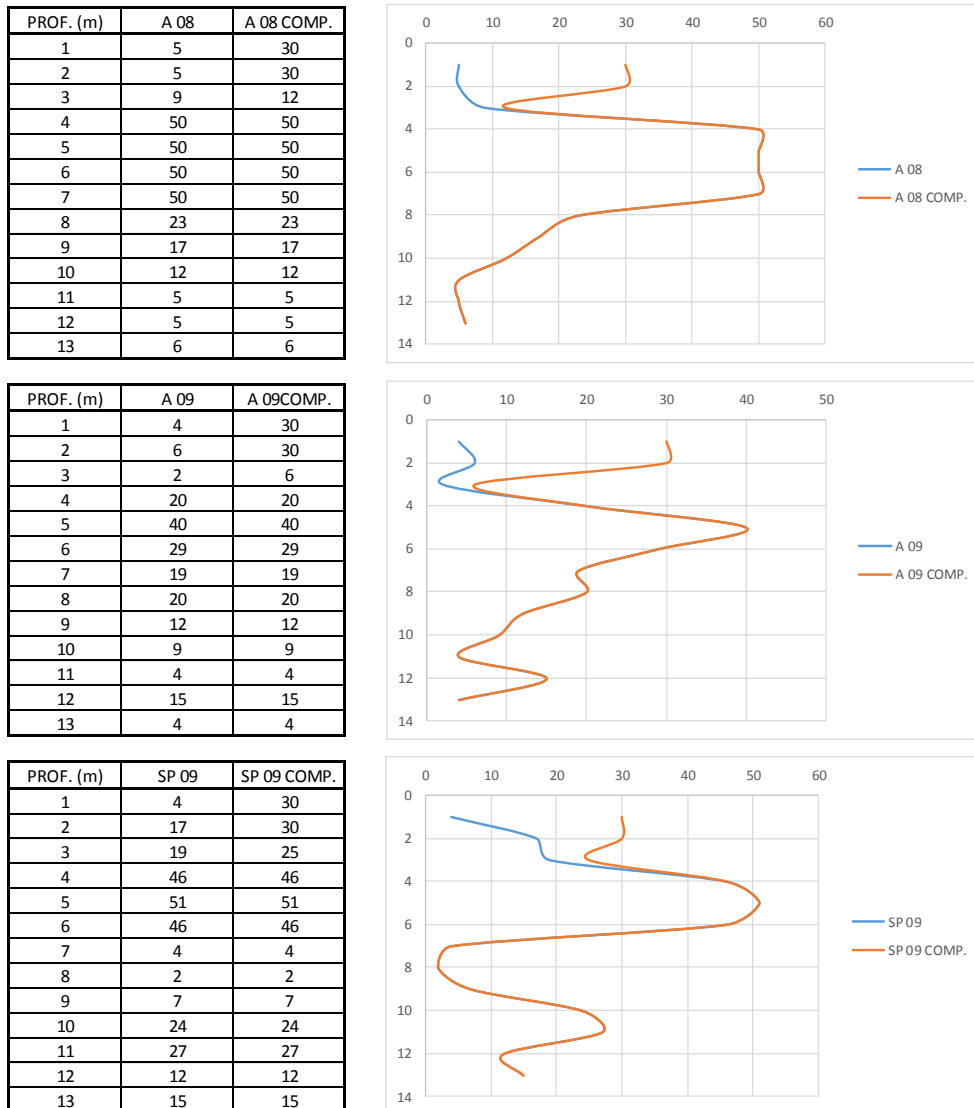


Figura 3.7 - Valores das sondagens SPT. Fonte: Projeto OSX

3.5 Análise da capacidade de carga do solo

A capacidade de carga do solo foi determinada a partir da seguinte relação

$$q_u = c \cdot N_c + q \cdot N_q + \gamma \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma$$

Onde:

- q_u é a capacidade de carga ou carga última;
- c é a coesão;
- ϕ é o ângulo de atrito;
- q é a sobrecarga;
- B é a largura da fundação;
- γ é o peso específico do solo (γ_{sub} se o solo estiver submerso);
- N_c , N_q e N_γ são os fatores de capacidade de carga que variam com o ângulo de atrito, conforme mostrado na Tabela 3.1:

Tabela 3.1 – N_c , N_q e N_γ

ϕ (°)	N_c	N_q	N_γ	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5,70	1,00	0,00	5,70	1,00	0,00
5	7,34	1,64	0,49	6,74	1,39	0,18
10	9,60	2,69	1,25	8,02	1,94	0,47
15	12,86	4,45	2,54	9,67	2,73	0,92
20	17,69	7,44	4,97	11,85	3,88	1,74
25	25,13	12,72	9,70	14,81	5,60	3,17
30	37,16	22,46	19,73	18,99	8,31	5,66
35	57,75	41,44	42,43	25,18	12,75	10,14
40	95,66	81,27	100,39	34,87	20,50	18,82

Dessa forma temos:

- Para areias pouco compactas:

$$q_u = q \cdot 8,31 + 18,82 \text{ em tf/m}^2$$

- Para areias compactas:

$$q_u = q \cdot 20,50 + 18,82 \text{ em tf/m}^2$$

- Para argilas:

$$q_u = c \cdot 6,74 + q \cdot 1,39 \text{ em tf/m}^2$$

3.6 Análise das cargas atuantes

As cargas atuantes derivam das seguintes estruturas:

3.6.1 Jaquetas



Figura 3.8 – Jaqueta. Fonte: Projeto OSX

As jaquetas originam uma carga máxima de 750,00tf com espaçamento mínimo de 15,00m, em área correspondente à tensão máxima de 50,00tf/m².

3.6.2 Guindastes

Para a definição das cargas aplicadas pelas esteiras dos guindastes LR1400 e LR1750 estudou-se a pressão exercida no solo nas configurações com raio de 10m

e 20m com altura de 70m e raio de 7m com altura de 35m (para o guindaste LR1400) e de raio de 7m com altura de 35m (para o guindaste LR1750) conforme apresentado nas figuras a seguir (Figura 3.9, Figura 3.10, Figura 3.11, Figura 3.12, Figura 3.13, Figura 3.14, Figura 3.15 e Figura 3.16):

CARGAS APLICADAS NO SOLO PELAS ESTEIRAS DO GUINDASTE

Pressão no solo exercida pelos guindastes LR 1400 e LR 1750 da Liebherr nas configurações abaixo:
Raio de 10m e 20m, altura de 70m / raio de 7m e altura de 35m.
Configuração SDB/BW boom / derrick combination.

LR 1400

Raio de 10m, altura de 70m

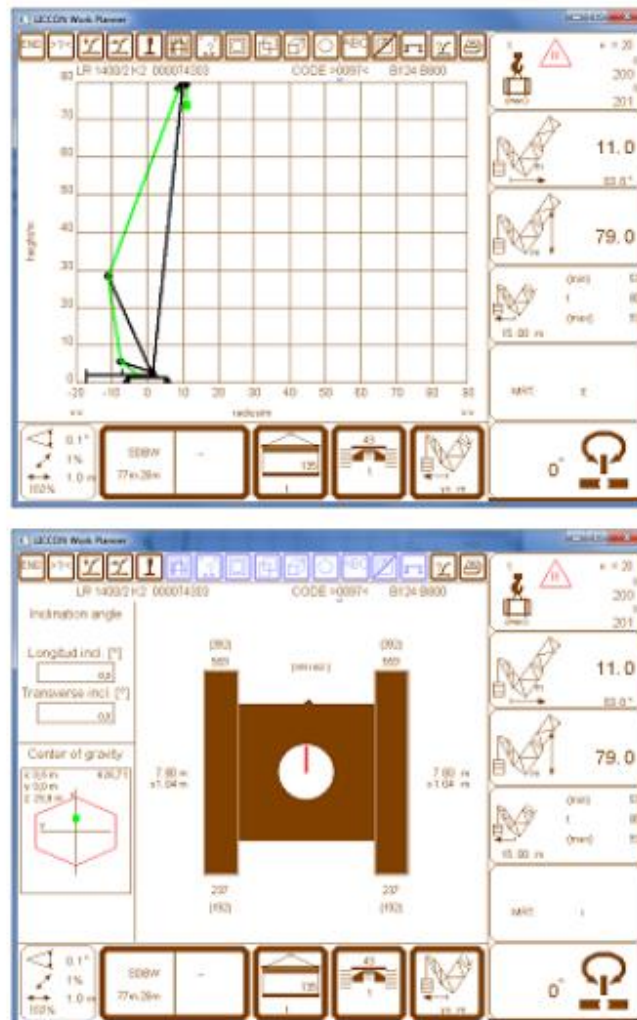


Figura 3.9 - Cargas atuantes do guindaste LR1400 com raio de 10m e altura de 70m. Fonte: Projeto OSX

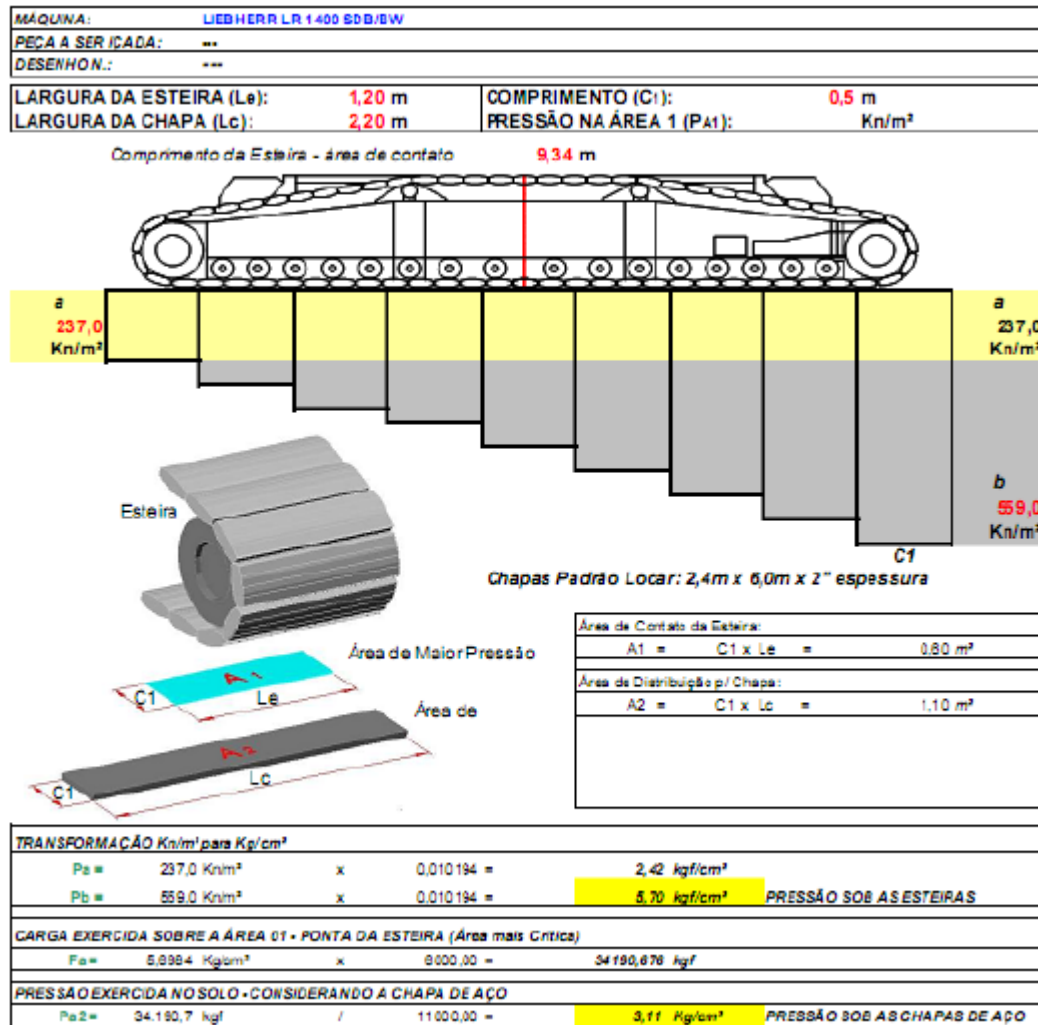


Figura 3.10 - Cargas atuantes do guindaste LR1400 com raio de 10m e altura de 70m. Fonte: Projeto OSX

CARGAS APLICADAS NO SOLO PELAS ESTEIRAS DO GUINDASTE

Pressão no solo exercida pelos guindastes LR 1400 e LR 1750 da Liebherr nas configurações abaixo:
 Raio de 10m e 20m, altura de 70m / raio de 7m e altura de 35m.
 Configuração SDB/BW boom / derrick combination.

LR1400
 Raio de 20m, altura de 70m

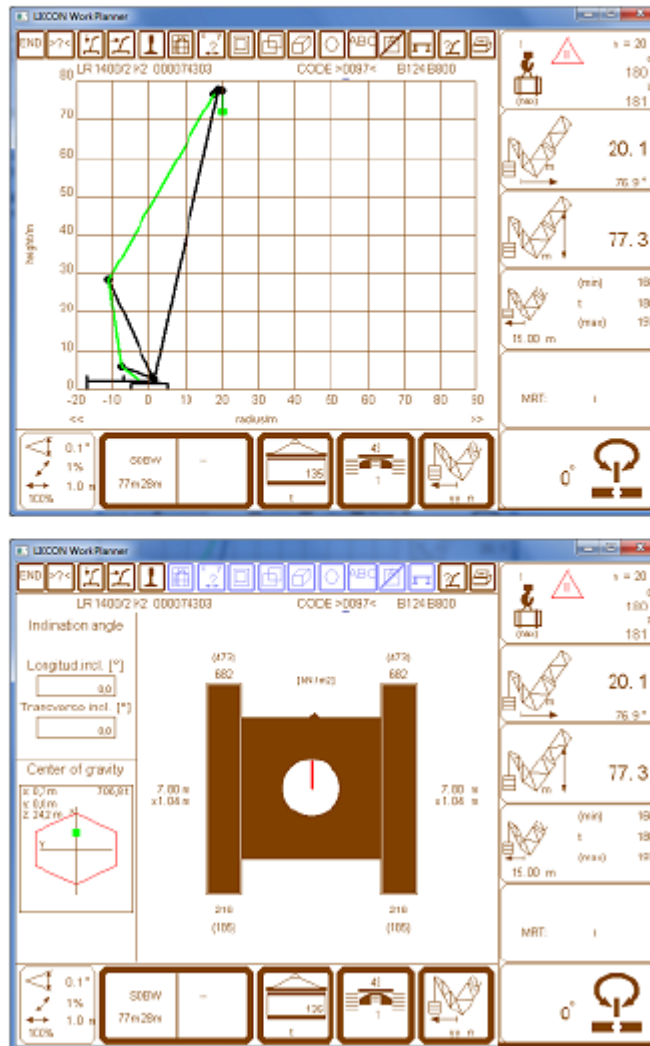


Figura 3.11 - Cargas atuantes do guindaste LR1400 com raio de 20m e altura de 70m. Fonte: Projeto OSX

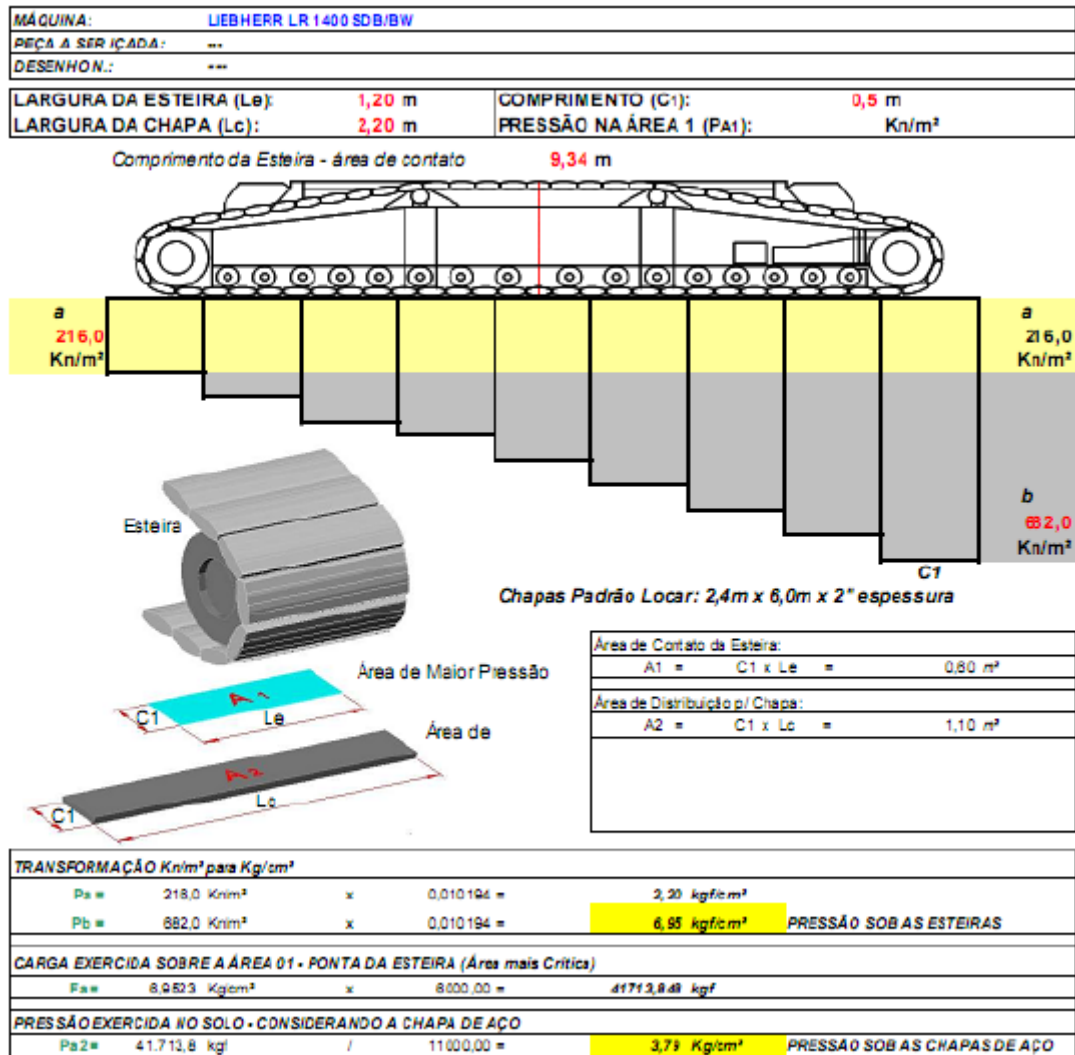


Figura 3.12 - Cargas atuantes do guindaste LR1400 com raio de 20m e altura de 70m. Fonte: Projeto OSX

CARGAS APLICADAS NO SOLO PELAS ESTEIRAS DO GUINDASTE

Pressão no solo exercida pelos guindastes LR 1400 e LR 1750 da Liebherr nas configurações abaixo:
 Raio de 10m e 20m, altura de 70m / raio de 7m e altura de 35m.
 Configuração SDB/BW boom / derrick combination.

LR 1400

Raio de 7m, altura de 35m

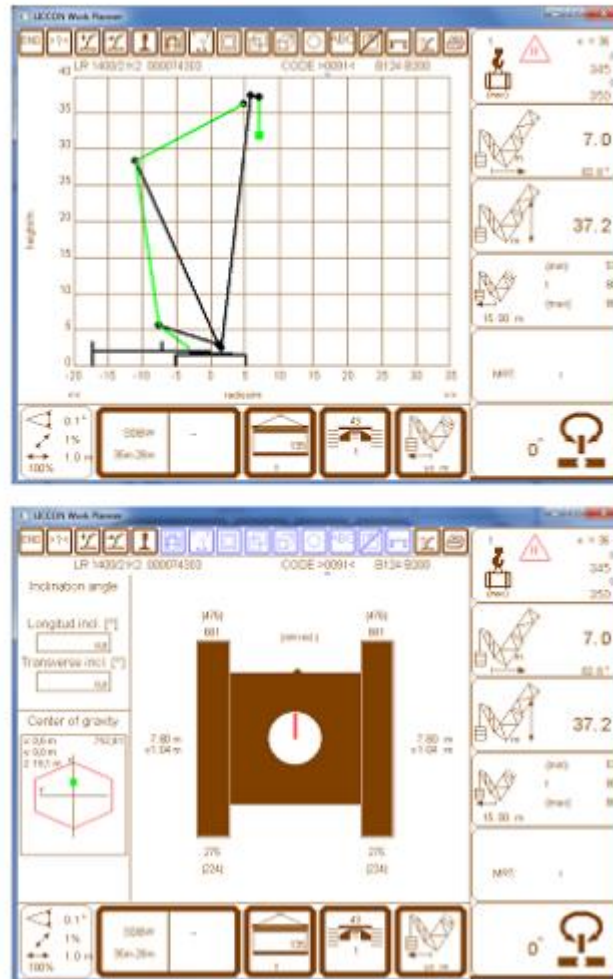


Figura 3.13 - Cargas atuantes do guindaste LR1400 com raio de 7m e altura de 35m. Fonte: Projeto OSX

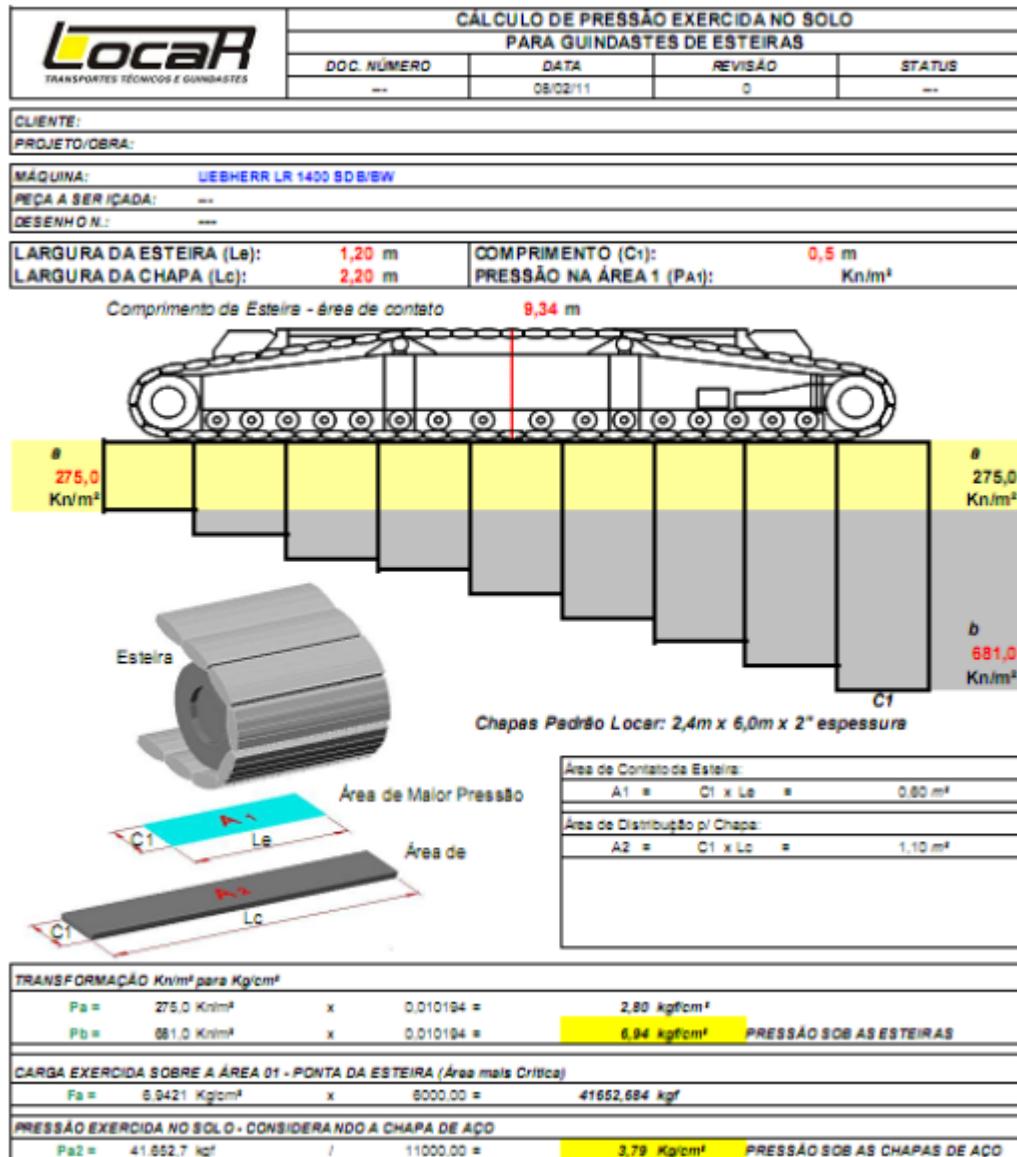


Figura 3.14 - Cargas atuantes do guindaste LR1400 com raio de 7m e altura de 35m. Fonte: Projeto OSX

CARGAS APLICADAS NO SOLO PELAS ESTEIRAS DO GUINDASTE

Pressão no solo exercida pelos guindastes LR 1400 e LR 1750 da Liebherr nas configurações abaixo:
 Raio de 10m e 20m, altura de 70m / raio de 7m e altura de 35m.
 Configuração SDB/BW boom / derrick combination.

LR 1750

Raio de 20m, altura de 70m

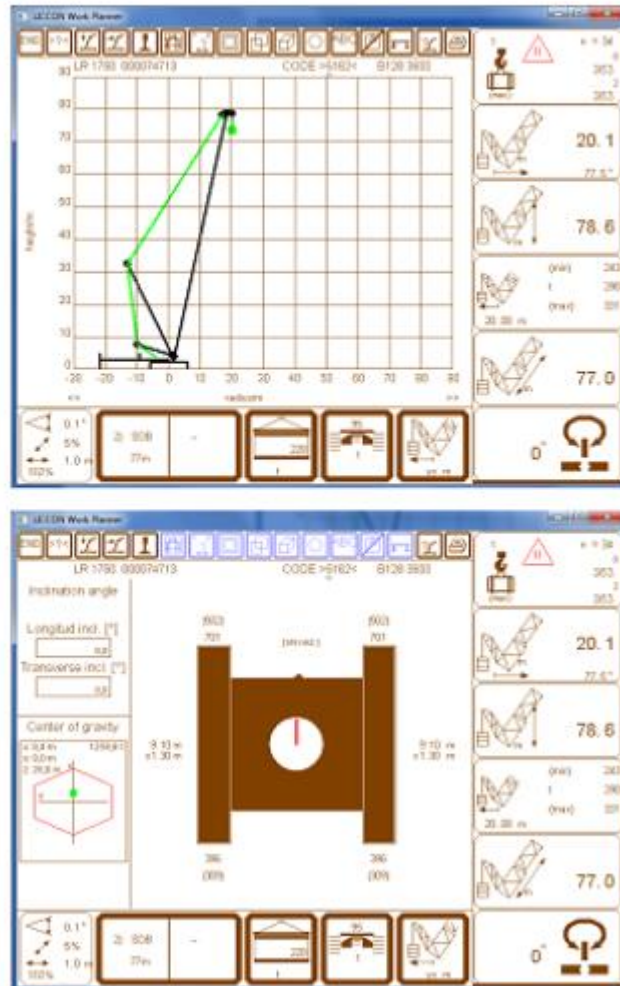


Figura 3.15 - Cargas atuantes do guindaste LR1750 com raio de 20m e altura de 70m. Fonte: Projeto OSX

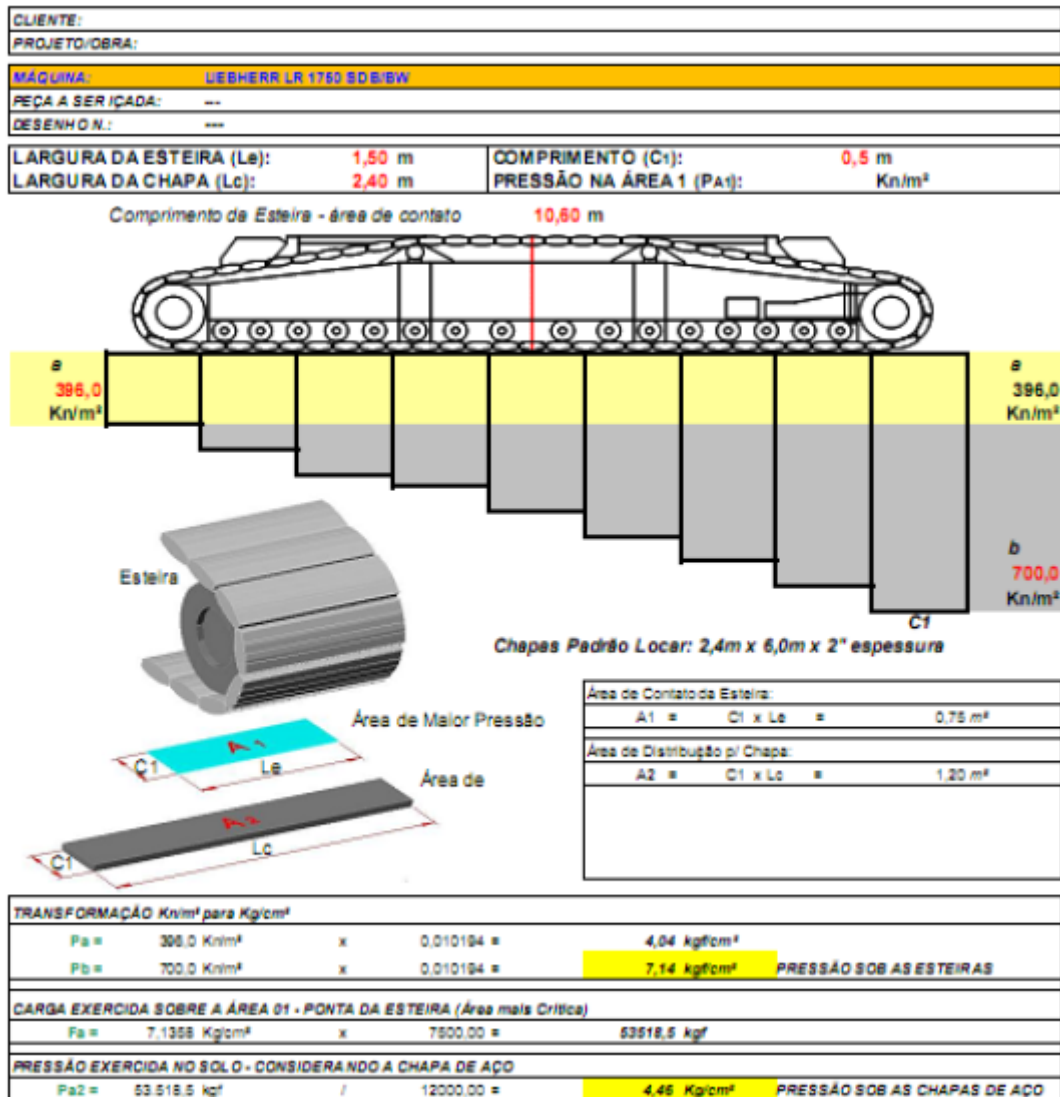


Figura 3.16 - Cargas atuantes do guindaste LR1750 com raio de 20m e altura de 70m. Fonte: Projeto OSX

Para os casos estudados a carga máxima encontrada no topo da laje de concreto foi de 70tf/m² e a média de 50tf/m². Considerando que os guindastes operarão sobre chapas de aço a pressão máxima exercida no solo encontrada foi de 50tf/m².

Um resumo dos esforços encontrados é apresentado na Tabela 3.2, a seguir:

Tabela 3.2 - Resumo dos esforços para cada configuração dos guindastes

Guindaste	Configuração		Carga máxima da configuração (t)	Pressão sob as esteiras (tf/m ²)	Pressão sob as chapas de aço (tf/m ²)
	Raio (m)	Altura (m)			
LR1400	10	70	238	57	31
LR1400	20	70	202	70	38
LR1400	7	35	400	69	38
LR1750	20	70	388	71	45

A operação de um guindaste com a carga máxima foi considerada de reduzida frequência e curta duração.

3.6.3 Transportador

Os transportadores modulares foram projetados para transportar cargas pesadas. A sua modularização combinada com a utilização de processadores eletrônicos em cada módulo permite criar configurações com as mais diversas combinações. Sua tecnologia garante uma movimentação de cargas pesadas para as mais adversas condições de vias, com precisão milimétrica e longas distâncias. As cargas oriundas desse equipamento são apresentadas na Figura 3.17 a seguir:

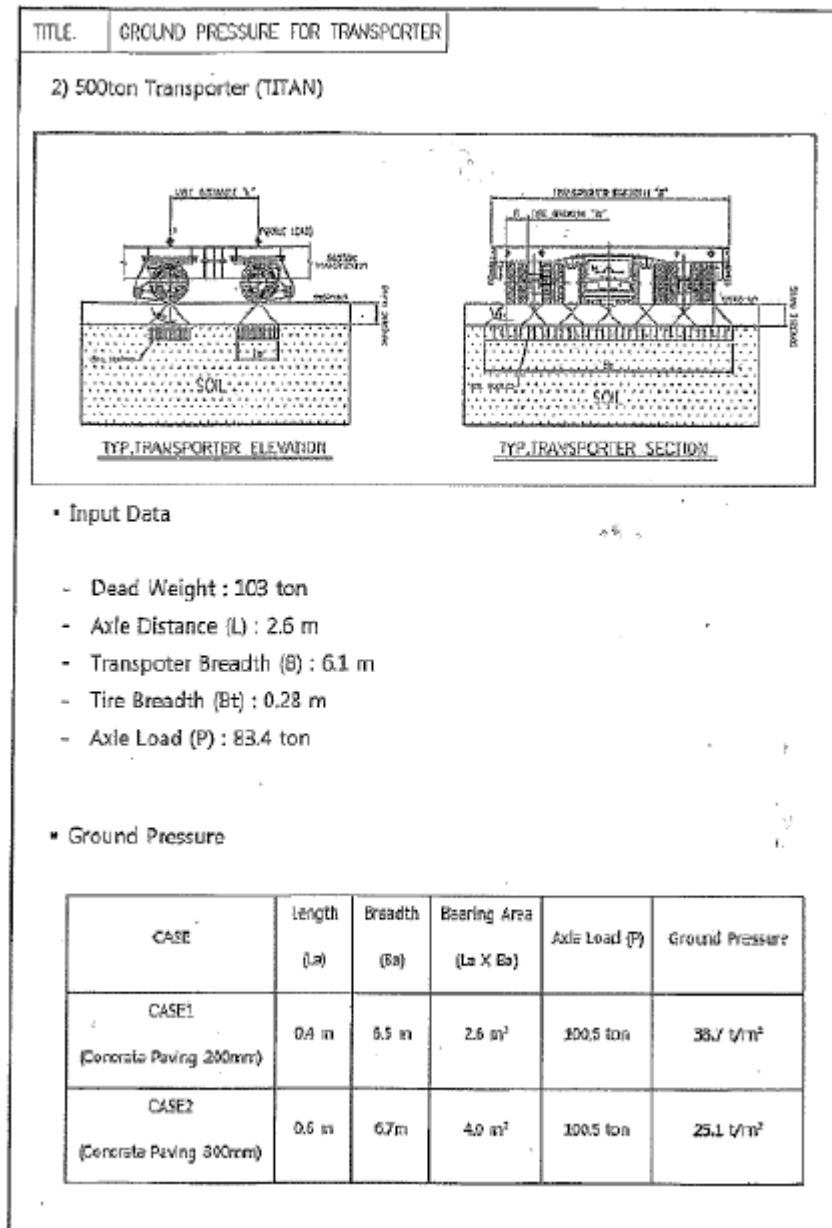


Figura 3.17 - Cargas atuantes do transportador. Fonte: Projeto OSX

O transportador aplica uma carga máxima de 800,00tf em uma área de 8,00x2,00m ou equivalente a 50tf/m².

3.6.4 Top sides e equipamentos

Os top sides e equipamentos aplicam uma carga máxima de 4.000,00tf em uma área de 10,00x8,00m ou equivalente a 50tf/m².

3.7 Dimensionamento dos pisos com e sem laje de concreto armado

O dimensionamento das espessuras das camadas do pavimento e das armaduras na placa de concreto foram realizados através de diferentes métodos que levaram a soluções muito semelhantes. A partir de agora serão apresentados os métodos mais didáticos extraídos dos documentos estudados.

3.7.1 Método de análise das tensões

Um dos métodos para o dimensionamento das espessuras das camadas do pavimento utilizou o programa Everstress® 5.0 for Windows (Washington State Department of Transportation) e foram calculadas as tensões induzidas pelo carregamento no eixo vertical sob o centro da placa, adotando-se comportamento elástico linear de todas as camadas, considerando-se os parâmetros elásticos apresentados a seguir:

- Concreto armado ($E_C = 26.000\text{MPa}$);
- Brita Graduada Tratada com Cimento ($E_{BGTC} = 4.000\text{MPa}$);
- Laterita com Cimento ($E_{LC} = 3.000\text{MPa}$);
- Areia com Cimento ($E_{AC} = 500\text{MPa}$);
- Areia com CBR>10 ($E_A = 200\text{MPa}$).

É possível observar de forma imediata duas considerações equivocadas, já que um programa multicamadas, como o utilizado, considera todas as camadas

infinitas horizontalmente, o que não representa de forma adequada os pavimentos de concreto, que são compostos por placas com juntas e dimensões bem definidas e um módulo de elasticidade muito abaixo do normalmente encontrado em BGTC conforme será mais discutido no item 4.

3.7.1.1 Dimensionamento de um piso com laje de concreto armado

A seguir apresenta-se um exemplo ilustrativo do cálculo realizado no software que pertence ao projeto básico do piso com laje de concreto armado da Área 01:

Primeiramente, criou-se um modelo com as camadas, apresentado na Figura 3.18:

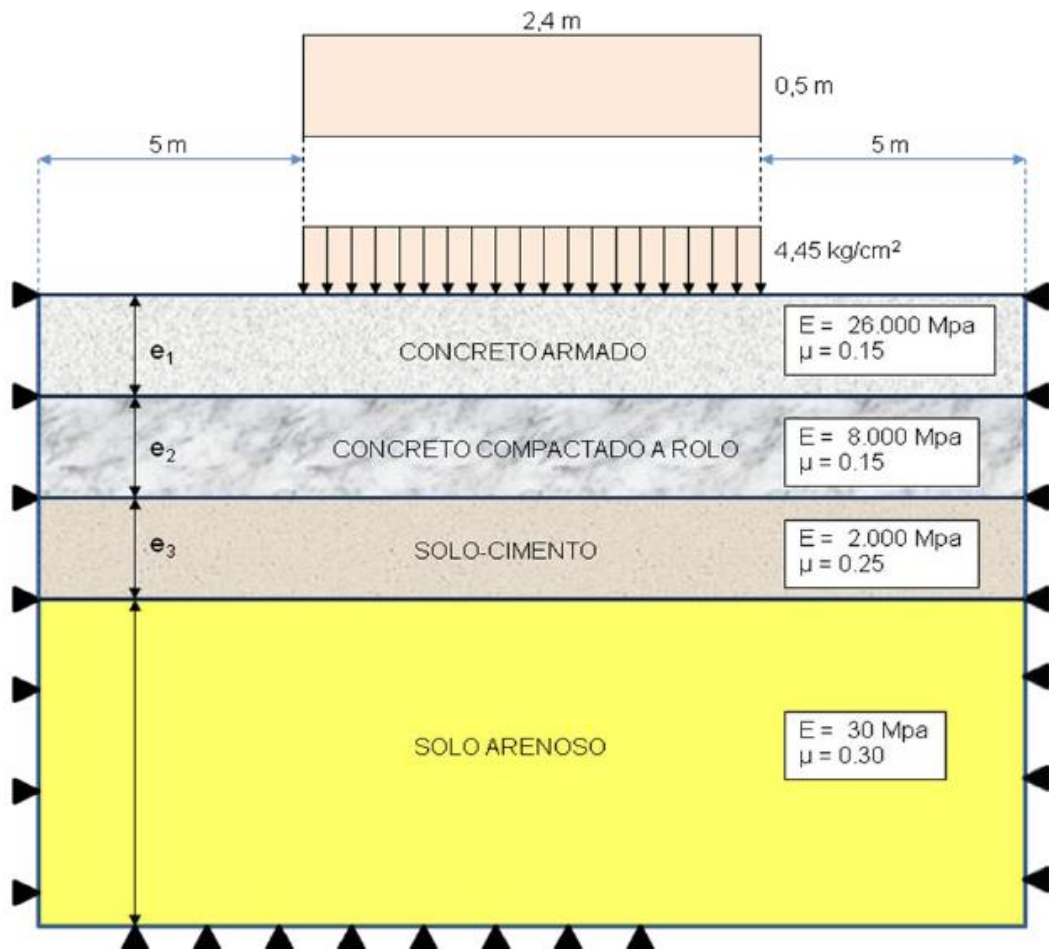


Figura 3.18 - Modelo desenvolvido no software Everstress. Fonte: Projeto OSX

A partir do modelo calculou-se as seguintes tensões, conforme Figura 3.19:

- Tensão horizontal de tração na fibra inferior da camada de concreto – σ_c
- Tensão horizontal na fibra inferior da camada de concreto rolado – σ_{CCR}
- Tensão horizontal na fibra inferior da camada de brita – σ_{BG}
- Tensão vertical no subleito, a 50 cm de profundidade – σ_{50}
- Tensão vertical no subleito, a 100 cm de profundidade – σ_{100}

Adotou-se um carregamento circular com pressão uniforme de 5,00kgf/cm² com área equivalente à chapa de aço de 0,5 x 2,4m usada sob a esteira do guindaste.

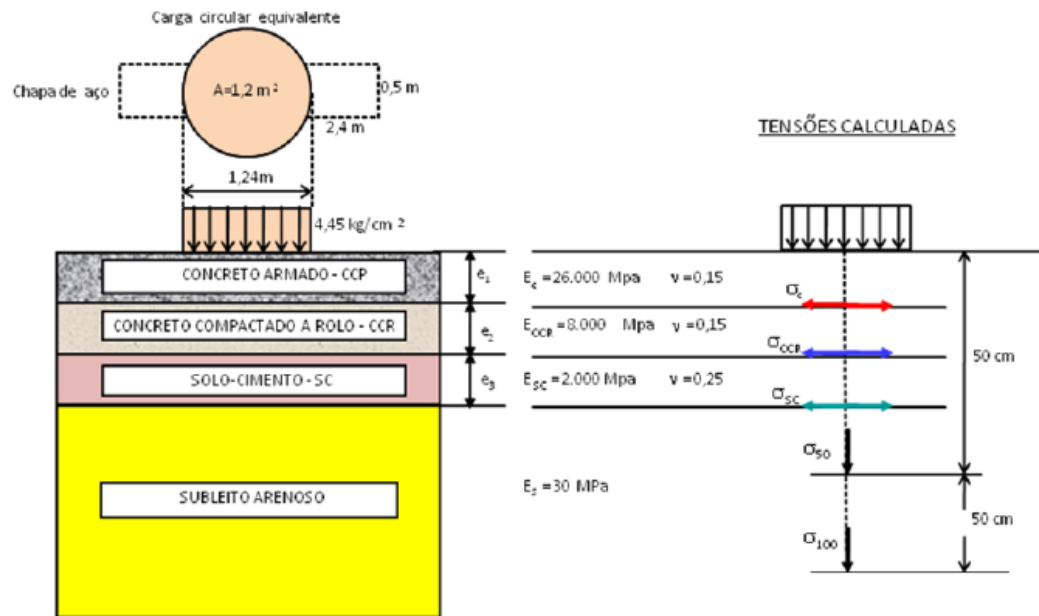


Figura 3.19 - Tensões calculadas a partir do modelo. Fonte: Projeto OSX

Para consideração do efeito da superposição dos efeitos do carregamento das placas vizinhas foram calculadas as tensões induzidas nos eixos verticais sob os pontos P1 (meio da placa central) e P2 (borda da placa central), conforme ilustrado na Figura 3.20 abaixo:

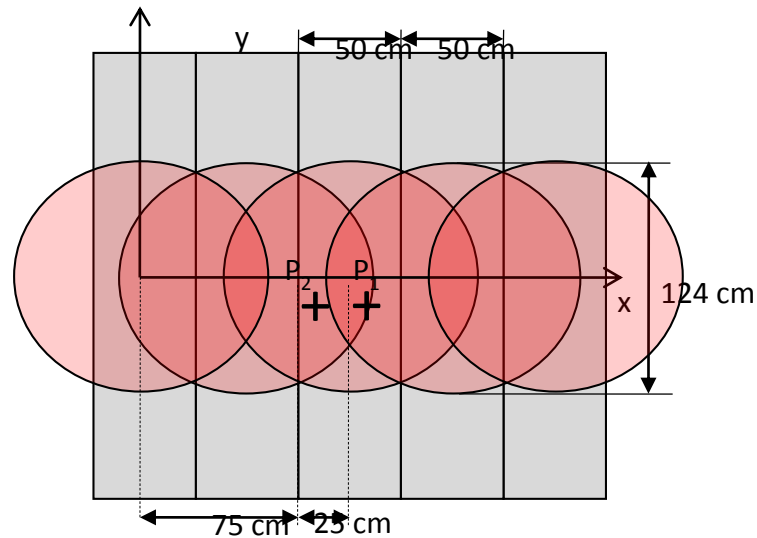


Figura 3.20 - Superposição dos efeitos dos carregamentos de placas vizinhas. Fonte: Projeto OSX

Por fim, foram analisadas várias espessuras das camadas do pavimento obtendo-se os valores como os mostrados na Tabela 3.3 a seguir:

Tabela 3.3 - Tensões para cada conjunto de espessuras

e1 (cm)	e2 (cm)	e3 (cm)	σ_c (kPa)	σ_{ccr} (kPa)	σ_{sc} (kPa)	σ_{50} (kPa)	σ_{100} (kPa)
COM SUB-BASE DE SOLO-CIMENTO							
40	30	30	2,576	2,414	1,070		-43
30	40	30	950,000	2,518	1,118		-45
30	30	30	1,914	2,888	1,355		-52
30	30	40	1,515	2,440	1,255		-48
30	30	50	1,211	2,087	1,149		
30	20	30	3,533	3,254	1,665		-62
30	10	30	6,224	3,498	2,050		-75
25	25	30	1,926	3,365	1,715		-63
25	25	25	1,199	3,523	1,957		-67

Uma análise tensional preliminar como essa permitiu a identificação da solução de melhor comportamento mecânico e viabilidade econômica para cada área conforme apresentaremos a seguir:

Área 01 – Montagem de Jaquetas

- Piso com laje de concreto armado:

Tabela 3.4 - Solução para a área 01 com laje de concreto armado

Camada	Material	Resistência ^{fck}	Espessura	M. Elasticidade
C1	Concreto Armado	>40,00MPa	30,00cm	>26.000MPa
C2	BGTC	>4,00MPa	30,00cm	>4.000MPa
C3	Laterita com cimento	>3,00MPa	40,00cm	>1.500MPa
C4	Areia com cimento	>2,00MPa	45,00cm	>500MPa
C5	Areia com CBR>10	>1,20MPa	100,00cm	>200MPa

- Piso sem laje de concreto armado

Tabela 3.5 - Solução para a área 01 sem laje de concreto armado

Camada	Material	Resistência ^{fck}	Espessura	M. Elasticidade
C1	BGTC	>4,00MPa	30,00cm	>4.000MPa
C2	Laterita com cimento	>3,00MPa	40,00cm	>1.500MPa
C3	Areia com cimento	>2,00MPa	45,00cm	>500MPa
C4	Areia com CBR>10	>1,20MPa	100,00cm	>200MPa

Área 02 – Pré-Montagem de Jaquetas

Tabela 3.6 - Solução para a área 02

Camada	Material	Resistência ^{fck}	Espessura	M. Elasticidade
C1	BGTC	>4,00MPa	30,00cm	>4.000MPa
C2	Laterita com cimento	>3,00MPa	40,00cm	>1.500MPa
C3	Areia com cimento	>2,00MPa	45,00cm	>500MPa
C4	Areia com CBR>10	>1,20MPa	100,00cm	>200MPa

Área 03 – Montagem de Módulos

Tabela 3.7 - Solução para a área 03

Camada	Material	Resistência ^{fck}	Espessura	M. Elasticidade
C1	Concreto Armado	>40,00MPa	25,00cm	>26.000MPa
C2	BGTC	>4,00MPa	30,00cm	>4.500MPa
C3	Laterita com cimento	>3,00MPa	40,00cm	>1.500MPa
C4	Areia com cimento	>2,00MPa	45,00cm	>500MPa
C5	Areia com CBR>10	>1,20MPa	100,00cm	>200MPa

Área 04 – Área Industrial

Tabela 3.8 - Solução para a área 04

Camada	Material	Resistência f_{ck}	Espessura	M. Elasticidade
C1	Blocos intertravados	>40,00MPa	12,00cm + 3,00cm(areia)	-
C2	Laterita com cimento	>3,00MPa	35,00cm	>1.500MPa
C3	Areia com cimento	>2,00MPa	40,00cm	>500MPa
C4	Areia com CBR>10	>1,20MPa	100,00cm	>200MPa

3.7.1.2 Cálculo da armadura de flexão

Conforme descrito nos documentos estudados no cálculo dos pisos estruturalmente armados para o cálculo da armadura de flexão em vez de se obter a espessura, determina-se a tensão atuante no concreto para uma dada espessura adotada para a placa.

Com ela, e de posse dos outros parâmetros de projeto, como o coeficiente de recalque (k) do conjunto subleito-sub-base e o módulo de ruptura do concreto ($f_{ctm,k}$), é possível determinar o momento atuante M_k .

Assim,

$$M_k = \frac{10}{6} \cdot \sigma_{at} \cdot h_{ad}^2 \text{ em kgf.cm/cm}$$

Onde:

- σ_{at} é a tensão de tração no concreto em MPa;
- h_{ad} é a espessura adotada em cm.

Com este dado, a determinação da armadura é imediata (Ringo & Anderson, 1992):

$$A_s = 11,1 \cdot \frac{M_d}{f_{yd} \cdot d} \text{ em cm}^2/\text{m}$$

Onde:

$$M_d = M_k \cdot FS \text{ em kgf.cm/cm;}$$

FS é o fator de segurança variando de 1,4 a 2,0;

f_{yd} é a tensão de cálculo da armadura (adotada igual a 2/3 da tensão de escoamento de cálculo do aço);

Para o aço CA-50, $f_{yd} = 483\text{MPa}$;

$$d = h - 3\text{cm}.$$

Aplicando-se as expressões anteriores no caso, por exemplo do piso da Área 01, obtém-se:

$$M_k = 2.910\text{kgf}\cdot\text{cm}/\text{cm}$$

$$A_s = 3,8\text{ cm}^2/\text{m (aço CA-50)} \rightarrow \emptyset 10\text{ c}/20\text{ cm}$$

Usualmente, as cargas distribuídas geram um momento negativo nos corredores que suplantam os momentos positivos que ocorrem sob a placa e são inferiores aos produzidos por cargas móveis ou pontuais e que por este motivo, são desprezados.

O momento negativo não é função apenas do carregamento e das características elásticas do terreno de fundação, mas também da largura do corredor.

Quando o carregamento ocorre, o terreno de fundação experimenta uma deformação, fazendo com que haja uma mudança da curvatura da linha elástica da placa na área descarregada, gerando o momento negativo no corredor, situado a uma distância próxima a 1,1 do término da área carregada, onde é o raio de rigidez da placa.

Portanto, à medida que o corredor vai se estreitando, ocorre a superposição dos momentos negativos e esta será máxima para $L=2,2$ (Packard, 1976).

No presente caso, admite-se que a largura do carregamento é pelo menos o dobro da largura do corredor. Isto assumido, o cálculo consiste na verificação da capacidade de carga da placa para resistir ao momento que ocorre na face superior desta, ao longo do eixo de simetria do corredor.

O dimensionamento passa a ser uma operação extremamente simples, mediante o emprego das tabelas da PCA (Ringo & Anderson, 1992) ou mesmo de expressões analíticas.

Para o dimensionamento, são necessários os seguintes parâmetros:

- Carga uniformemente distribuída, C , em kN/m^2 ;
- Módulo de ruptura do concreto, $f_{ctm,k}$, em MPa ;
- Coeficiente de recalque da fundação, k , em MPa/m ;

- Coeficiente de segurança, FS , que pode variar de 1,5 a 2,0.

De posse desses elementos, o dimensionamento da carga máxima admissível pode ser efetuado empregando-se a expressão (Packard, 1976):

$$C_{adm} = 1,03 \cdot \sigma_{adm} \cdot \sqrt{h \cdot k}$$

Onde:

- C_{adm} é a carga máxima admitida em kN/m²;
- $\sigma_{adm} = \frac{f_{ctm,k}}{FS}$ em MPa;
- h é a espessura do piso em cm;
- k é o coeficiente de recalque em MPa/m.

No que se refere ao valor de k (coeficiente de recalque do subleito), seu valor foi estimado de acordo com a correlação sugerida pelo PCA – Portland Cement Association (Portland Cement Association - PCA, 1966) e mostrado na Figura 3.21, admitindo-se um CBR = 5%.

De acordo com essa Figura, adotou-se, conservadoramente, um valor de $k = 200$ MPa/m, que seria obtido para uma espessura de sub-base de 20 cm.

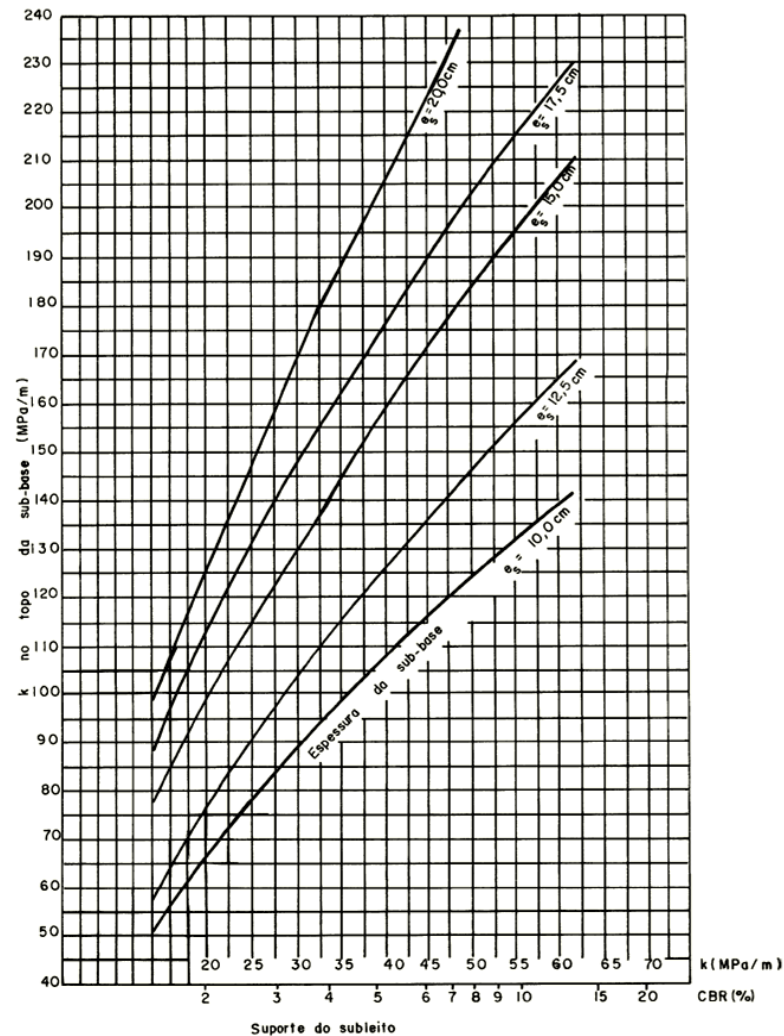


Figura 3.21 - Valores de k devido à presença de sub-base de BGTC. Fonte: Projeto OSX

Aplicando-se essa expressão novamente ao caso da Área 01, obtém-se:

$$C_{adm} = 1,03 \cdot \frac{5}{2} \cdot \sqrt{30 \cdot 200} = 200 \text{ kN/m}^2$$

O valor obtido é menos da metade da carga real, indicando a necessidade de armadura na face superior. Considerando a observação anterior, de que o momento negativo no corredor é normalmente maior do que o positivo, foi estimada uma armadura negativa igual à positiva ($\emptyset 10 \text{ c/ } 20 \text{ cm}$).

3.7.1.3 Cálculo da armadura de fissuração

A armadura distribuída tem como função controlar as tensões de retração do concreto, permitindo a utilização de placas com grandes dimensões.

Na realidade, ela não impede o surgimento de fissuras, mas mantém a abertura tão fechada que ela passa a ser imperceptível.

Tradicionalmente, seu cálculo é feito com base na *Drag Equation*, mas existem diversos outros procedimentos de cálculo, que conduzem as taxas de armadura variando de 0,05% a 1%; obviamente que à medida que ocorre o aumento da taxa de armadura, a probabilidade de ocorrência de fissura diminui e, com a taxa de 1%, é praticamente nula. Com a *Drag Equation*, leva-se em consideração a força de atrito gerada entre a placa e a sub-base e a taxa de armadura necessária para o seu controle é dada pela expressão:

$$A_s = \frac{f \cdot W \cdot L \cdot h \cdot \gamma}{2 \cdot f_{yd}}$$

Onde:

- A_s é a área da armadura em cm^2/m ;
- f é o coeficiente de atrito entre a placa e a sub-base, geralmente tomado entre 1,5 e 2,0;
- L é o comprimento da placa em m;
- h é a espessura da placa em cm;
- W é a largura da placa em cm;
- γ é o peso específico do concreto em N/m^3 ;
- f_{yd} é a tensão de cálculo da armadura em N/m^2 , adotada igual a 2/3 da tensão de escoamento;

Para o aço CA-60, $f_{yd} = 400\text{MPa}$ e para o aço CA-50, $f_{yd} = 333\text{MPa}$.

Considerando o peso específico do concreto igual a $24 \text{ kN}/\text{m}^3$, as fórmulas passam a ser, para as telas soldadas (CA60):

$$A_s = \frac{f \cdot L \cdot h}{333} \text{ em } \text{cm}^2/\text{m}$$

Somando-se a armadura de flexão na fibra superior, obtém-se para o caso da Área 01:

$$A_s = 5,40\text{cm}^2/\text{m} \rightarrow \emptyset 10 \text{ c/ } 15\text{cm}$$

Considerou-se um comprimento de placa igual a 10 m.

Essa armadura será instalada na face superior da placa e será somada à armadura de flexão.

3.7.1.4 Barras de transferência

De acordo com os projetos estudados as barras de transferência constituem-se no principal e mais eficiente mecanismo de transferência de cargas empregado nas juntas e é formado por barras de aço de seção circular ou quadradas, maciças e de superfície lisa, como o aço CA-25 ou aço ferramenta.

Elas não devem aderir no concreto em pelo menos um dos seus lados, para permitir o seu deslizamento quando da retração, e para isso devem estar com pelo menos metade do seu comprimento lubrificadas impedindo a aderência. Como nesse trecho em que não há aderência, não ocorre a passivação da armadura, é conveniente a sua pintura para protegê-la da corrosão.

As barras permitem a transferência de carga por mecanismos de cisalhamento nas juntas; devem estar rigorosamente alinhadas com o eixo da placa. Na realidade, o seu dimensionamento é bastante complexo (Rodrigues & Gasparetto, 2000) e envolve principalmente a análise das tensões de esmagamento no concreto.

Por facilidade, o projetista empregou valores tabelados para as dimensões e espaçamento das barras em função da espessura do concreto simples, de acordo com a Tabela 3.9 a seguir. Como esta tabela foi criada para pavimentos não armados, para os estruturalmente armados, a espessura a ser considerada foi relativa a um piso de concreto simples com a mesma capacidade estrutural.

Tabela 3.9 - Correlação do tipo de barra de transferência de acordo com a espessura da placa

Espessura da placa	Tipo de barra de Transferência					
	Seção Quadrada (mm)			Seção Circular (mm)		
	Lado (mm)	Comp. Comercial (mm)	Espaçamento (mm)	Diâmetro (mm)	Compr. Comercial (mm)	Espaçamento (mm)
Menos de 120	16	500	350	6	500	300
120 a 175	20	500	350	20	500	300
176 a 225	25	500	350	25	500	300
226 a 275	32	500	300	32	500	300

No presente caso, optou-se por empregar barras de transferência de diâmetro 50 mm, espaçadas de 250 mm.

As barras de transferência adotadas serão verificadas ao longo desse trabalho usando o modelo de Friberg apresentado por Timoshenko, conforme orientações do Prof. Balbo.

3.7.1.5 Dimensionamento do piso sem laje de concreto armado

Com vistas a dimensionar um pavimento sem revestimento de concreto armado que suporte a operação do guindaste (Áreas 01 e 02), mesmo considerando a possibilidade de deformações plásticas significativas do pavimento durante a sua operação, foi analisada a alternativa de se construir um pavimento constituído de um revestimento de BGTC. Vale ressaltar que tal alternativa se apresenta inviável para utilização em questão conforme será mais discutido no item 4.

Considerando que a rigidez da camada de brita de graduada tratada com cimento (BGTC) é extremamente variável, em função das características da brita, do cimento e das propriedades da mistura, considerou-se o intervalo entre $1.000 \leq E \leq 5.000 \text{MPa}$ para o cálculo das tensões e deformações do pavimento, com vistas à identificar a rigidez mais favorável a ser especificada para essa camada. Mais uma vez, o projetista considera valores para o módulo de elasticidade equivocadas conforme discutiremos no item 4.

O cálculo das tensões e deformações induzidas pelo carregamento foi feito utilizando-se novamente o programa Everstress 5.0 for Windows (Washington State Department of Transportation), adotando-se comportamento elástico linear de todas as camadas, considerando-se os mesmos parâmetros anteriormente citados.

A seguir apresenta-se um exemplo ilustrativo do cálculo realizado no software que pertence ao projeto básico do piso sem laje de concreto armado da Área 01 e Área 02:

Primeiramente, criou-se um modelo com as camadas:

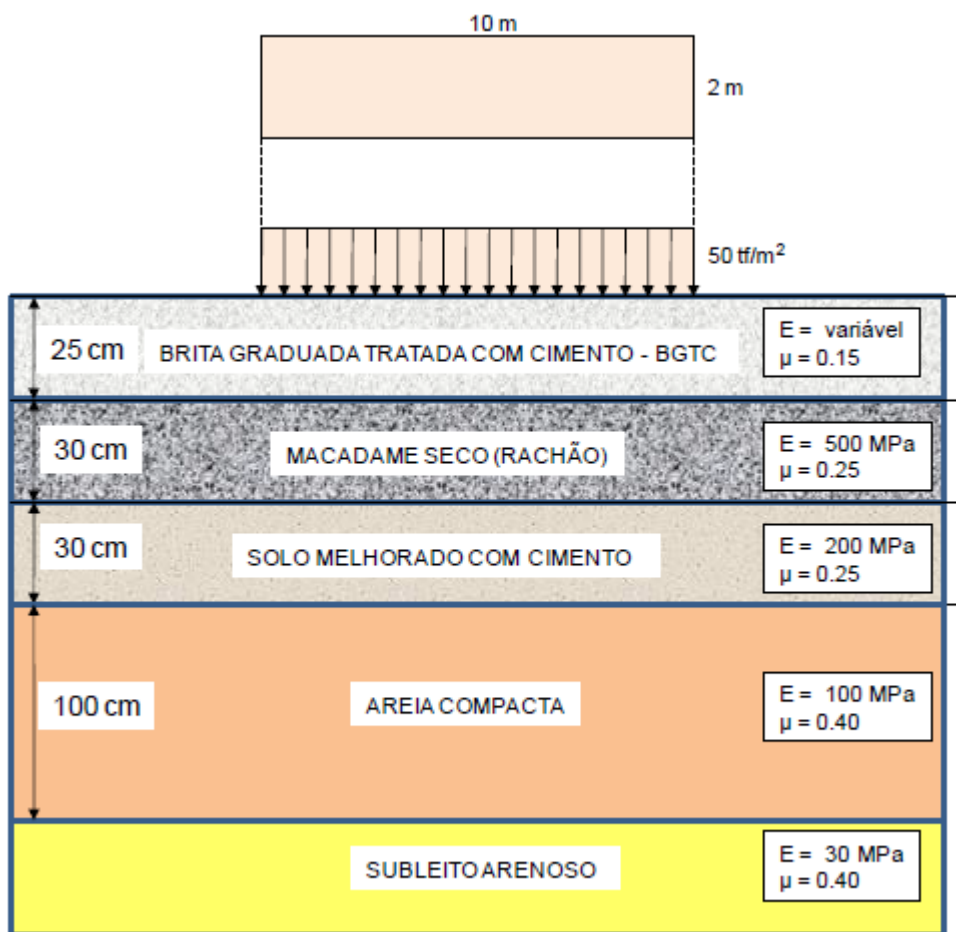


Figura 3.22 - Modelo desenvolvido no software Everstress. Fonte: Projeto OSX

Foram calculadas as tensões normais horizontais S_{xx} e S_{yy} e a tensão vertical S_{zz} nos seguintes pontos situados no eixo vertical sob o centro da carga conforme Figura 3.23:

- Ponto 1: a 4 cm da fibra superior da camada de BGTC.
- Ponto 2: na fibra inferior da camada de BGTC.

- Ponto 3: na fibra inferior da camada de macadame seco (rachão).
- Ponto 4: na fibra inferior da camada de solo melhorado com cimento.

Os valores obtidos das tensões horizontal e vertical na fibra inferior da camada de areia compacta foram insignificantes.

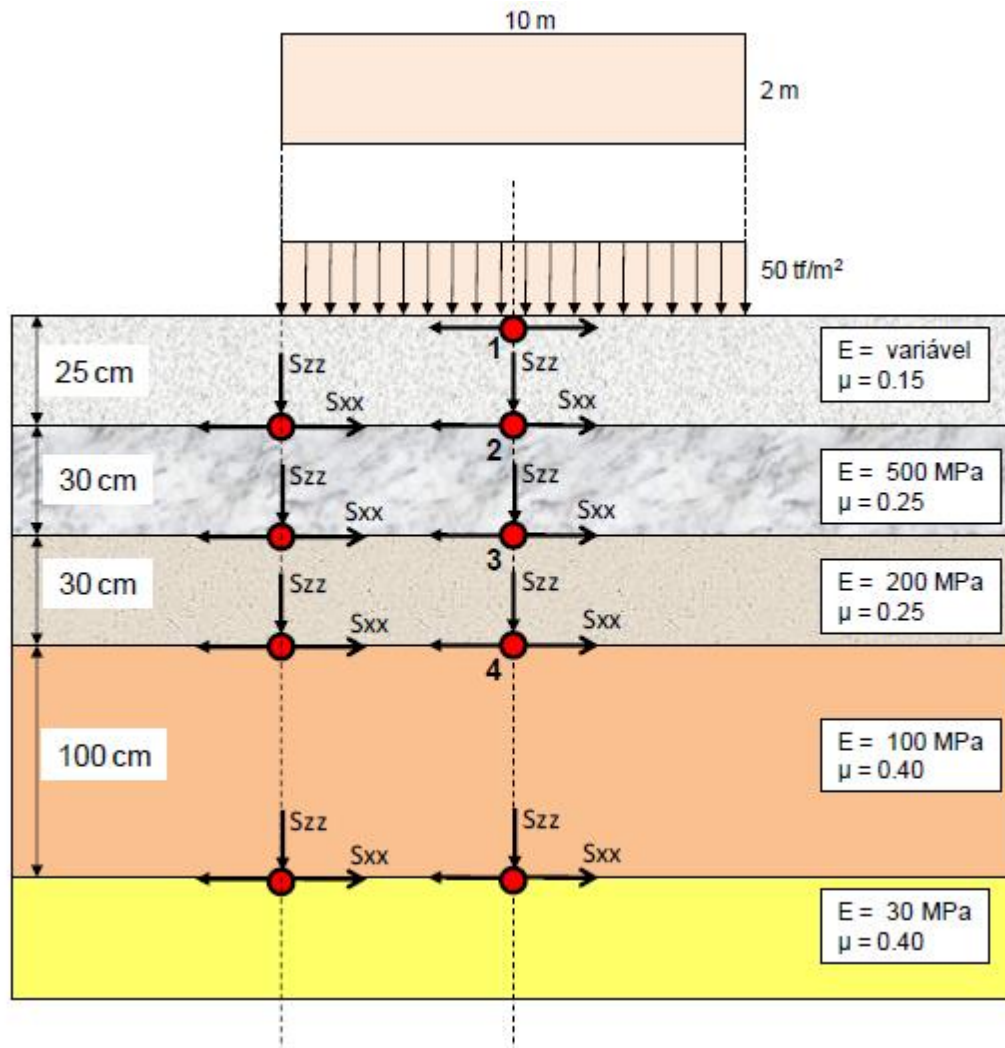


Figura 3.23 - Tensões calculadas a partir do modelo. Fonte: Projeto OSX

Nos gráficos seguintes estão mostrados os valores obtidos das tensões horizontais nos pontos 1, 2, 3 e 4:

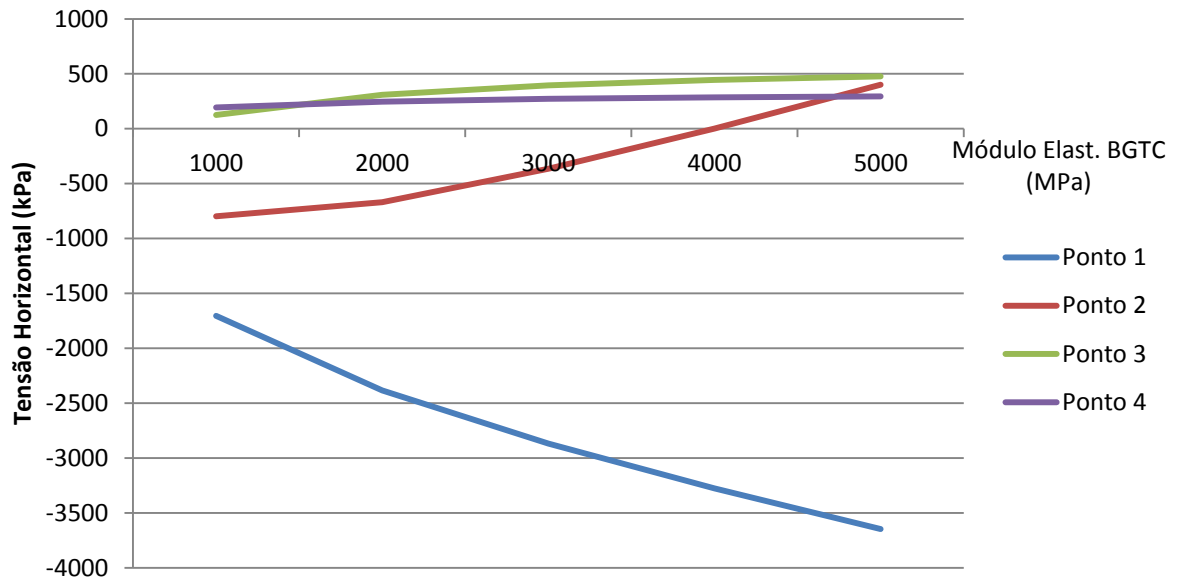


Figura 3.24 - Variação da tensão horizontal de acordo com o módulo de elasticidade. Fonte: Projeto OSX

O gráfico acima indica que o valor da tensão horizontal de compressão no ponto 1 aumenta com o aumento da rigidez da camada superficial de brita graduada tratada com cimento (BGTC), atingindo valores superiores a 3,5MPa.

Admitindo-se um valor de resistência à compressão da camada de BGTC seja igual a $f_{c28} \geq 4,0\text{MPa}$ (aos 28 dias), o valor do módulo de elasticidade dessa camada deve ser limitado em 5.000MPa.

As tensões horizontais nos pontos 2, 3 e 4 mantêm-se num intervalo de $-750\text{kPa} < S_{xx} < +500\text{kPa}$, que são compatíveis com as resistências dessas camadas.

Os valores obtidos para as tensões verticais S_{zz} nos pontos 1, 2, 3 e 4 estão mostrados no gráfico a seguir:

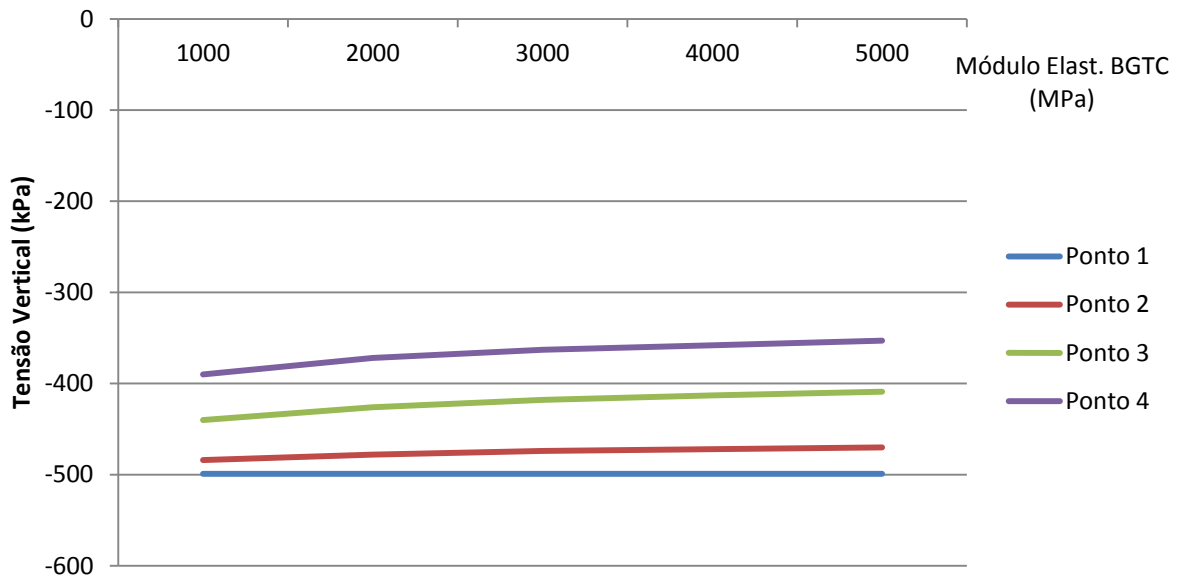


Figura 3.25 - Variação da tensão vertical de acordo com o módulo de elasticidade. Fonte: Projeto OSX

O gráfico acima indica que o valor da tensão vertical de compressão nas diversas camadas é pouco influenciado pela rigidez da camada superficial de BGTC, situando no intervalo de $-500 < S_{zz} < -350$ kPa, cujos valores são compatíveis com os materiais utilizados nessas camadas.

No que se refere às deformações verticais elásticas, foram obtidos valores compreendidos entre 41,7mm (para $E_{BGTC} = 5.000$ MPa) e 45,1 mm (para $E_{BGTC} = 1.000$ MPa) sob o vertical no centro do carregamento.

Os resultados obtidos nesse exemplo indicam a seguinte composição do pavimento:

- 25cm de brita graduada tratada com cimento – BGTC ($E_{BGTC} = 4.000$ MPa e $f_{c28} \geq 4,0$ MPa)
- 30cm de macadame seco (rachão) com módulo de elasticidade $E = 500$ MPa
- 30cm de solo melhorado com cimento (CBR ≥ 30) com módulo de elasticidade $E = 200$ MPa
- 100cm de areia compacta (CBR ≥ 10) com módulo de elasticidade $E = 100$ MPa

Os pisos sem laje de concreto armado foram dimensionados da mesma maneira que o último exemplo.

3.7.2 Método elementos finitos

Outro método utilizado foi a criação de um modelo estrutural de 20mx20m desenvolvido no software SAP2000 com elementos tipo *shell* de 0,50m x 0,50m. Criou-se diferentes casos onde foram aplicadas sobrecargas de 500kN/m² em área de 10m x 2m simulando o guindaste e de 500kN/m² em área de 8m x 10m simulando os *top sides* sobre placas apoiadas em molas com diferentes coeficientes de deformação. A combinação considerada para o estudo trazia o peso próprio da placa com as sobrecargas aplicadas no centro da mesma.

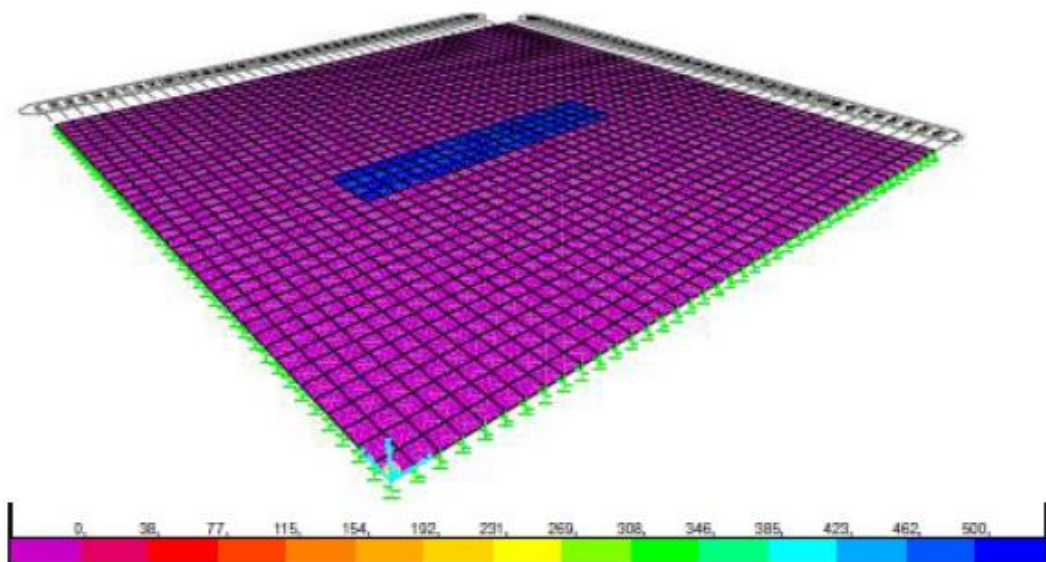


Figura 3.26 - Modelo estrutural da laje com guindaste em área 10m x 2m. Fonte: Projeto OSX

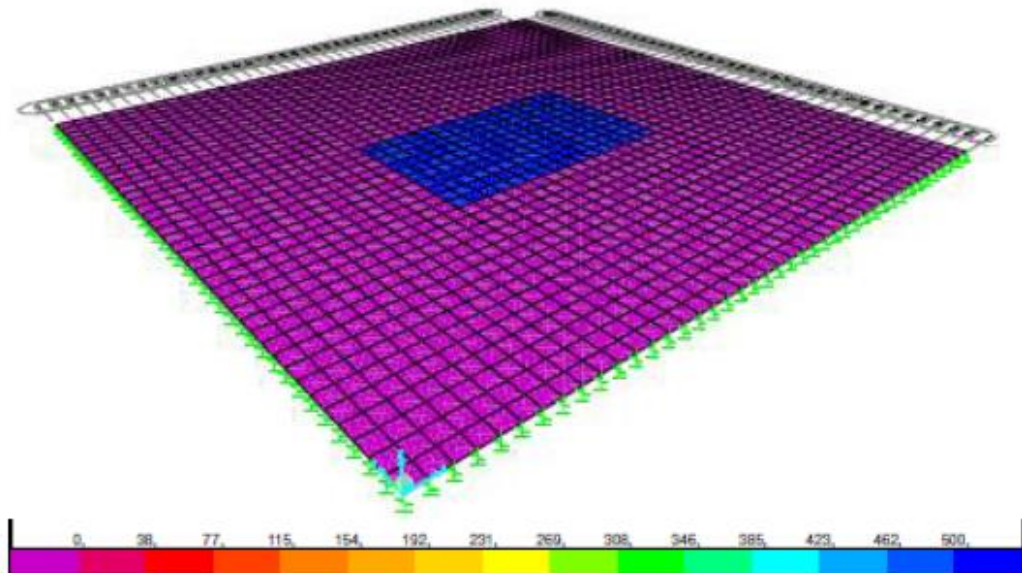


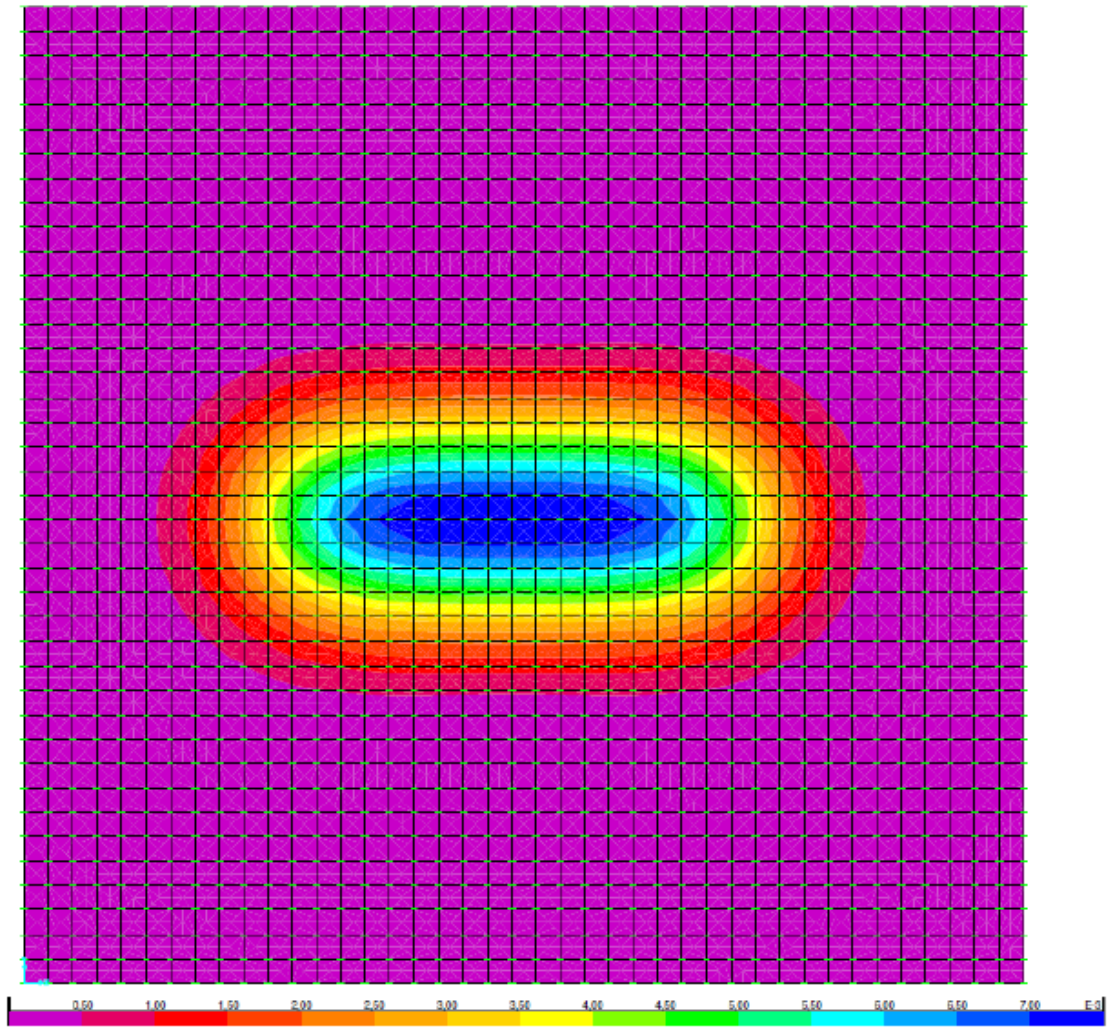
Figura 3.27 - Modelo estrutural da laje com guindaste em área 8m x 10m. Fonte: Projeto OSX

Os casos estudados foram:

Tabela 3.10 - Resumo dos casos estudados

Especificações	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8
[kN/m]	k	5 x k	1 x k	5 x k	1 x k	5 x k	k1	5 x k1
Espessura de laje	30 cm	30 cm	25 cm	25 cm	30 cm	30 cm	25 cm	25 cm
Casos de Carga	10m x 2m	10m x 2m	10m x 2m	10m x 2m	8m x 10m	8m x 10m	8m x 10m	8m x 10m

De cada caso extraiu-se os deslocamentos e momentos fletores gerados, conforme exemplo abaixo:



Deslocamento máximo: 7,50mm

Figura 3.28 - Exemplo da análise de deslocamento na placa para o Caso 1. Fonte: Projeto OSX

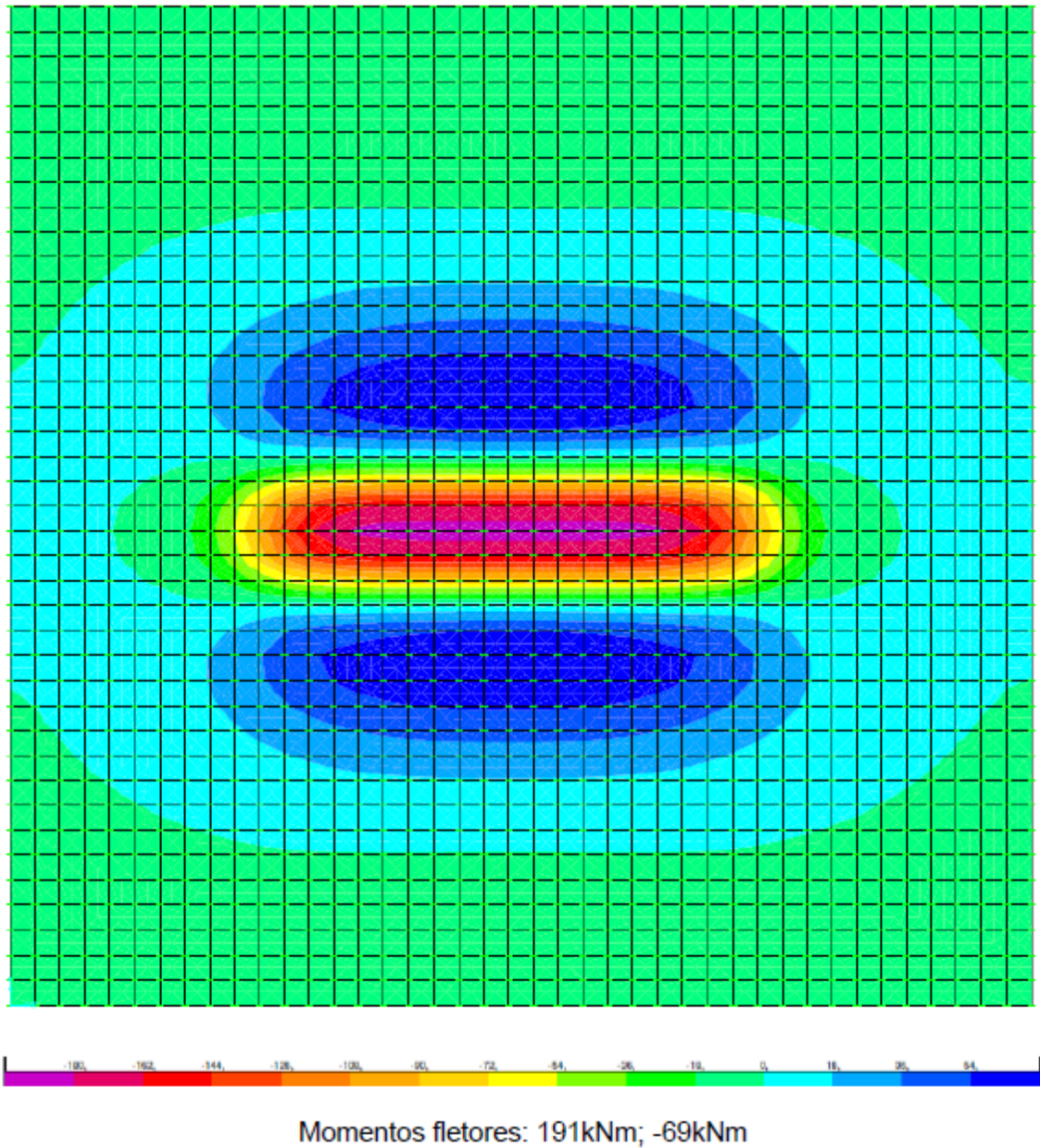


Figura 3.29 - Exemplo da análise de momentos fletores na placa para o Caso 1. Fonte: Projeto OSX

Um resumo dos resultados é apresentado a seguir:

Tabela 3.11 - Resultado das análises para cada caso

Especificações	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8
[kN/m]	k	5 x k	1 x k	5 x k	1 x k	5 x k	k1	5 x k1
Espessura de laje	30 cm	30 cm	25 cm	25 cm	30 cm	30 cm	25 cm	25 cm
Casos de Carga	10m x 2m	10m x 2m	10m x 2m	10m x 2m	8m x 10m	8m x 10m	8m x 10m	8m x 10m
Mmáx [kNm]	191	84	148	60	126	53	79	32
Mmín [kNm]	-69	-40	-59	-31	-96	-43	-76	-31
Desl.[m]	0,0075	0,002	0,0082	0,0021	0,0132	0,0027	0,0136	0,0027

Assim, foram determinados os momentos fletores para calcular as armaduras necessárias nas placas de 20m20xm e conferidos os deslocamentos.

3.8 Dimensionamento dos pisos em blocos intertravados de concreto

Neste item será apresentado o projeto de pavimentação de blocos de concreto intertravados existente.

O projeto existente prevê a execução de piso de blocos intertravados de concreto no piso externo da área industrial, que é composto por: uma faixa lateral de cerca de 90 metros de largura ao longo de quase toda a extensão do estaleiro, caminhos de circulação entre as diversas divisões da área industrial, com largura média de onze metros, uma região adjacente à área de montagem de jaquetas e uma região de estacionamento, localizada no extremo oposto à área de montagem de jaquetas. Na Figura 3.30 pode-se identificar estas áreas, que estão representadas por hachuras na cor verde. A área total de pavimentos do blocos é de aproximadamente 400 mil metros quadrados.

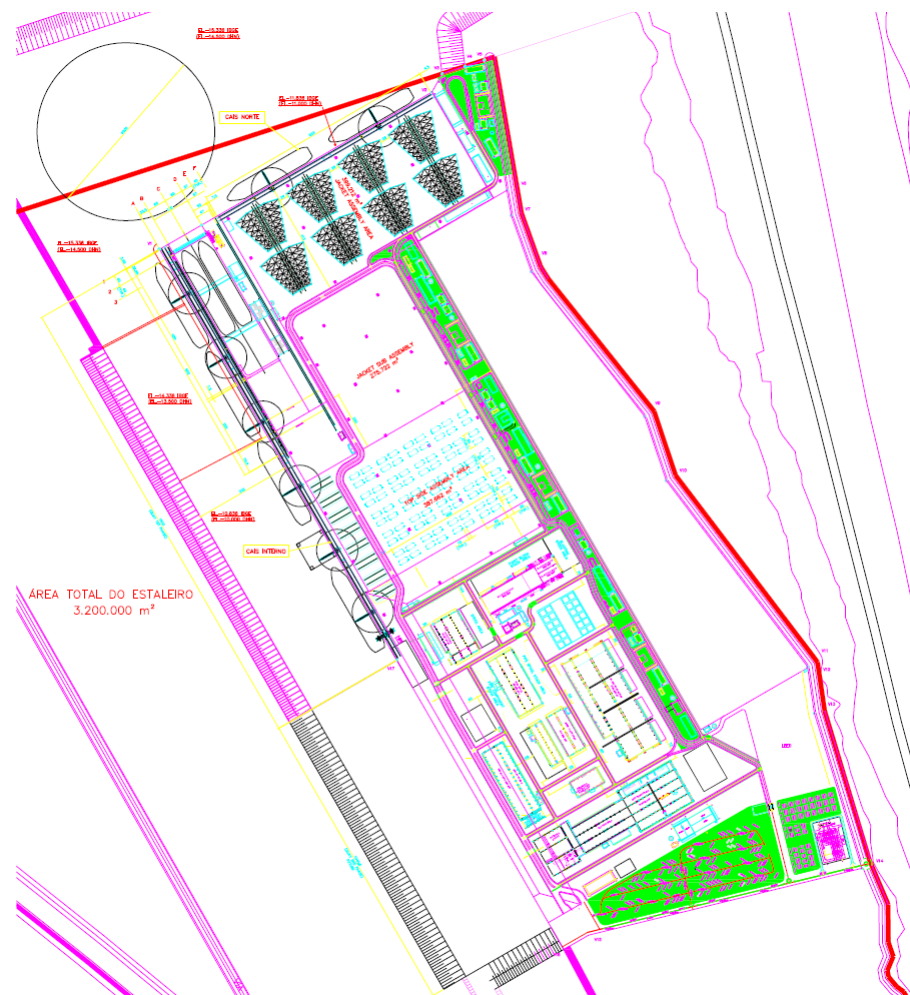


Figura 3.30 - Áreas com pavimentação em blocos intertravados de concreto. Fonte: Projeto OSX

O carregamento crítico utilizado no dimensionamento foi o de um equipamento tipo Titan, com carga máxima de 600 toneladas. A tensão máxima aplicada no solo foi estimada em $50\text{tf}/\text{m}^2$, e o espaçamento mínimo entre cargas é de dez metros.

As camadas propostas para este pavimento são: uma camada de revestimento em blocos intertravados de concreto, com blocos de 12cm de espessura e camada de areia de assentamento de 3cm; uma camada em laterita com cimento, com 35cm de espessura; uma camada de 40cm composta por areia com cimento; 100cm de uma camada de areia com $\text{CBR} > 10$. Estas camadas, nomeadas de C1, C2, C3 e C4, estão esquematizadas na Tabela 3.12.

Tabela 3.12 - Camadas do pavimento proposto pelo projeto existente

Camada / Material	Módulo de Elasticidade (mínimo)	Resistência à compressão (mínima)	CBR (mínimo)	SPT (mínimo)	Espessura
C1: blocos intertravados	-	-	-	-	15cm (12+3)
C2: Laterita com cimento	1500MPa	3MPa	50	-	35cm
C3: Areia com cimento	500MPa	2MPa	30	-	40cm
C4: Areia	200MPa	1,2MPa	10	18	100cm

Além disso, abaixo desta última camada prevê-se a existência de uma camada de areia compacta com espessura de ao menos oito metros. É considerado que o solo será submetido a uma compactação com rolo vibratório de 35 toneladas-força, ou a tratamento com mistura de cimento.

O projetista prevê a execução de uma prova de carga em área piloto com o piso de blocos intertravados. A carga de teste é de 600 toneladas, aplicada sobre uma área de 12m².

A vida útil de projeto considerada foi de trinta anos. Segundo o projetista, a OSX considerou aceitável o surgimento de recalques ao longo do tempo, considerando que será feito renivelamento do piso onde este recalque for muito acentuado.

De acordo com o projeto existente, os recalques previstos dependem da relação entre as densidades e tempo de atuação das cargas.

Para o primeiro ano, o recalque previsto pelo projetista está entre 35mm e 75mm. Ao fim de cinco anos, o recalque previsto está entre 85mm e 180mm. O recalque diferencial previsto, por sua vez, está entre 1:280 e 1:130.

3.9 Considerações finais

O projetista concluiu o projeto dando grande importância à execução correta das escavações e compactações dado que a qualidade e a resistência do solo abaixo

da sub-base é de fundamental importância para o projeto do piso. Devido a isso o projetista exigiu que fosse realizado um controle da qualidade da compactação com uso de penetrômetro ou sistema similar para garantir que haja um comportamento praticamente homogêneo do solo.

Um resumo das soluções propostas são apresentadas novamente:

Área 01 – Montagem de Jaquetas

- Piso com laje de concreto armado:

Tabela 3.13 - Solução para a área 01 com laje de concreto armado

Camada	Material	Resistência ^{fck}	Espessura	M. Elasticidade
C1	Concreto Armado	>40,00MPa	30,00cm	>26.000MPa
C2	BGTC	>4,00MPa	30,00cm	>4.000MPa
C3	Laterita com cimento	>3,00MPa	40,00cm	>1.500MPa
C4	Areia com cimento	>2,00MPa	45,00cm	>500MPa
C5	Areia com CBR>10	>1,20MPa	100,00cm	>200MPa

- Piso sem laje de concreto armado

Tabela 3.14 - Solução para a área 01 sem laje de concreto armado

Camada	Material	Resistência ^{fck}	Espessura	M. Elasticidade
C1	BGTC	>4,00MPa	30,00cm	>4.000MPa
C2	Laterita com cimento	>3,00MPa	40,00cm	>1.500MPa
C3	Areia com cimento	>2,00MPa	45,00cm	>500MPa
C4	Areia com CBR>10	>1,20MPa	100,00cm	>200MPa

Área 02 – Pré-Montagem de Jaquetas

Tabela 3.15 - Solução para a área 02

Camada	Material	Resistência ^{fck}	Espessura	M. Elasticidade
C1	BGTC	>4,00MPa	30,00cm	>4.000MPa
C2	Laterita com cimento	>3,00MPa	40,00cm	>1.500MPa
C3	Areia com cimento	>2,00MPa	45,00cm	>500MPa
C4	Areia com CBR>10	>1,20MPa	100,00cm	>200MPa

Área 03 – Montagem de Módulos

Tabela 3.16 - Solução para a área 03

Camada	Material	Resistência ^{fck}	Espessura	M. Elasticidade
C1	Concreto Armado	>40,00MPa	25,00cm	>26.000MPa
C2	BGTC	>4,00MPa	30,00cm	>4.500MPa
C3	Laterita com cimento	>3,00MPa	40,00cm	>1.500MPa
C4	Areia com cimento	>2,00MPa	45,00cm	>500MPa
C5	Areia com CBR>10	>1,20MPa	100,00cm	>200MPa

Área 04 – Área Industrial

Tabela 3.17 - Solução para a área 04

Camada	Material	Resistência ^{fck}	Espessura	M. Elasticidade
C1	Blocos intertravados	>40,00MPa	12,00cm + 3,00cm(areia)	-
C2	Laterita com cimento	>3,00MPa	35,00cm	>1.500MPa
C3	Areia com cimento	>2,00MPa	40,00cm	>500MPa
C4	Areia com CBR>10	>1,20MPa	100,00cm	>200MPa

Após esta apresentação do projeto existente de blocos intertravados de concreto, o item seguinte será destinado a analisar criticamente o mesmo e as suas considerações.

4 ANÁLISE CRÍTICA DOS PROJETOS DE PAVIMENTAÇÃO

Após estudar os projetos de pavimentação da Unidade de Construção Naval, o grupo buscou informações bibliográficas para avaliar as soluções propostas e desenvolver uma análise crítica, contando com o apoio do Prof. José Tadeu Balbo.

As diferentes combinações de camadas dos pavimentos propostas pelos projetistas suscitaram dúvidas quanto à metodologia de cálculo, a durabilidade do pavimento e o método de execução, e a adoção dos materiais.

4.1 Natureza dos solos

Segundo as sondagens a percussão, o solo predominante é composto por depósitos sedimentares constituídos de camadas de areias finas, que com o aumento da profundidade, além de se tornarem mais siltosas e acinzentadas, ficam mais compactas. A espessura total dessas camadas está em torno de dez metros, podendo chegar a alguns pontos a quinze metros. Um ponto positivo observado nas sondagens é a ausência de camadas de argila orgânica marinha mole, que são muitas vezes encontradas em regiões costeiras. Entretanto é importante ressaltar que é necessária uma análise geotécnica sobre o pré-adensamento do material confinado, pois a natureza e a composição de materiais profundos podem ser bastante peculiares.

4.2 Cargas sobre o pavimento

É interessante ressaltar que as cargas estimadas solicitantes estão na ordem de 5kgf/cm², valor razoável para uma análise de solo, porém questionáveis quando considerados os equipamentos e as cargas transportadas na área da UCN.

Informações detalhadas sobre os principais equipamentos que operarão no estaleiro podem ser consultadas no APÊNDICE C - EQUIPAMENTOS.

4.3 Análise das soluções adotadas para os pisos

Para o método de análise das tensões foi utilizado um programa multicamada, que considera todas as camadas infinitas horizontalmente. Dado que os pavimentos de concreto são placas com juntas e dimensões bem definidas, a utilização deste programa não seria o ideal. O uso de um programa que trabalhasse com elementos de placa e estado plano de tensões para placas em flexão levaria a melhores resultados. Da maneira como foi realizada no projeto existente, a análise somente seria válida para cargas localizadas sobre a região central de uma placa de grandes dimensões.

4.3.1 Pisos de concreto:

Foram propostas, para os pisos de concreto armado, as seguintes camadas:

- Revestimento em concreto armado, com $f_{ck} > 40\text{MPa}$, com 30cm de espessura;
- Base em BGTC, com $G_r > 5\text{MPa}$ e espessura de 35cm;
- Reforço ou sub-base com solo de concreções lateríticas proveniente de jazida e estabilizado com cimento e $f_{ck} > 3\text{MPa}$ e espessura de 40cm;
- Subleito de areia com $G_r > 2\text{MPa}$ e 100cm de profundidade.

4.3.1.1 Revestimento em concreto armado:

O concreto com $f_{ck} > 40 \text{MPa}$ requererá um alto consumo de cimento (acima de 450kg/m^3), que exige sérios cuidados quanto às fissuras causadas pela retração plástica, além dos cuidados necessários para a cura de uma área extremamente grande. É mais comumente utilizado, para pavimentos em concreto com solicitações consideráveis, concreto com $f_{ck} = 30 \text{Mpa}$.



Figura 4.1 – Detalhe do piso de concreto armado. Fonte: Visita técnica (ago/2013)

Podemos verificar na Figura 4.1, os furos deixados para o encaixe das barras de transferências. Esses elementos, já mencionados no texto, tem função apenas de transferência das forças cortantes, portanto são lisas e engraxadas para garantir que não haja aderência e esforços não desejáveis entre placas adjacentes. Ponto que não passa despercebido é o espaçamento desuniforme das barras que variam de 20cm a 50cm de distância. Isso pode comprometer a qualidade do pavimento, influenciando na durabilidade do mesmo.



Figura 4.2 – Vista do piso em CA com detalhe de canaleta. Fonte: Visita técnica (ago/2013)

4.3.1.2 Base em BGTC:

Primeiramente a execução de uma camada com espessura de 35cm não é recomendável devido à falta de aderência entre as camadas. Dimensões máximas para execução de uma camada de BGTC estão entorno de 20 a 25cm de espessura. Com a espessura projetada, caso fossem feitas duas ou três camadas, iriam ocorrer respectivamente duas ou três linhas neutras, que gerariam tensões de tração altíssimas para o BGTC e causariam uma ruptura precoce do material. Além disso, esse material é considerado de elevada fragilidade e baixíssima tenacidade à fratura, assim com o impacto de cargas e a movimentação brusca de equipamentos e materiais ele fissuraria precocemente.

Outro ponto extremamente importante que deve ser citado é a consideração do módulo de elasticidade adotado para essa camada. O BGTC com 4% de cimento possui no mínimo módulo de elasticidade de 9.000MPa e são comumente encontrados valores de campo de 11.000 a 15.000MPa (Balbo, 2007). Entretanto, foi considerado em projeto um módulo de aproximadamente 4.000MPa, o que leva a

considerações subestimadas das tensões de tração, trazendo por sua vez uma ruptura precoce da camada.

4.3.1.3 Sub-Base:

Para o reforço do solo laterítico não foi apresentado nenhum estudo preliminar que garantisse os resultados apresentados. Este solo é comumente utilizado sem nenhum tipo de tratamento, assim essa possibilidade deveria ser estudada e justificado o seu descarte.

4.3.1.4 Subleito:

A areia compactada teve módulo de elasticidade estimado em 500MPa, o que não corresponde à realidade para areias não confinadas. Outro ponto foi a consideração de uma resistência à compressão de 3MPa da areia, sem citar se ela será tratada com cimento para atingir tal resistência.

4.3.2 Regiões sem piso em concreto armado

As camadas propostas para essas regiões foram as seguintes:

- Revestimento em BGTC com $Gr > 5$ MPa e espessura de 40cm;
- Base em laterita tratada com cimento com $Gr > 3$ MPa e com espessura de 55 a 65cm;
- Areia com $CBR > 15\%$, $SPT > 18$, espessura de 100cm e $Gr > 0,2$ MPa.

4.3.2.1 Revestimento em BGTC:

Para essa camada são válidos todos os comentários feitos no item anterior para o piso em concreto armado com base em BGTC. Além disso, é inédito seu uso como revestimento e mais preocupante quando lembrados os equipamentos que atuarão sobre ele. Portanto, considera-se esta solução sujeita a problemas. A qualidade do seu revestimento também fica prejudicada, devido ao fato de que acabamentos compactados dificilmente ficam planos.



Figura 4.3 – Revestimento em BGTC. Fonte: Visita técnica (ago/2013)

4.3.2.2 Base em Laterita com cimento:

Uma camada tão espessa de laterita tratada com cimento somada a uma camada espessa de BGTC provavelmente não é a solução mais prática e econômica para o pavimento. É questionável o motivo de não ter sido utilizado piso em concreto armado.

4.3.2.3 Leito em Areia:

Para areias não confinadas, que apenas foram compactadas em campo, em geral é adotado CBR=10%. Deste modo, a adoção do valor de 15% é contra a segurança, aumentando o risco do projeto. (Balbo, 2007)

4.3.3 Pavimento em blocos de concreto intertravados:

Neste item será analisado o projeto exposto no item 3.8. Esta análise se baseia no estudo dos projetos, no estudo do método de dimensionamento de pavimentos de blocos de concreto para portos e indústrias da *Precast Concrete Paving and Kerb Association (Interpave)*, de autoria de John Knapton, e em consultas realizadas junto ao Prof. José Tadeu Balbo.

A espessura do bloco de concreto adotada está dentro dos padrões comumente utilizados para pavimentos submetidos a cargas elevadas. As espessuras mais frequentemente encontradas nestas situações são 10cm e 12cm. Segundo (Knapton, 2008), um aumento na espessura do bloco, de 10 para 12cm, por exemplo, implica em uma diferença muito pequena em termos de transferência de carga para as camadas inferiores, e portanto esse aumento normalmente não é necessário e tem desvantagens em termos de custo. Porém, para uma obra das dimensões desta, e sujeita a cargas excepcionais, a escolha da espessura de 12cm foi adequada.

A camada de assentamento de areia também seguiu o padrão recomendado em pavimentações deste tipo, com espessura de 3cm. Todavia, não foram especificadas as características desta areia. O manual publicado pela Interpave sugere uma granulometria adequada para este material, apresentada na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Granulometria ideal para a areia de assentamento dos blocos

Tamanho da peneira (mm)	Percentual em massa que passa pela peneira
14	100

10	98-100
6,3	80-99
2	0-20
1	0,5

Já para a camada de base, foi proposta uma espessura de 35cm de laterita tratada com cimento, que é um material adequado para esta função. Também poderiam ter sido escolhidos como materiais de base o macadame hidráulico, a brita graduada tratada com cimento, ou bases tratadas com escória (granulada ou moída) ou com cimentos pozolânicos. Deve-se atentar à facilidade de obtenção dos materiais na região do porto.

A sub-base consiste em uma camada de 40cm de areia tratada com cimento, que também é coerente para a sua função. Outro material usual para esta camada é a brita graduada simples.

O projeto cita a necessidade de observar diversas características do solo até oito metros abaixo da camada mais inferior de pavimentação. Esta preocupação, contudo, não se mostra necessária. É suficiente saber que este solo tem CBR maior que 10%, o que é coerente para um solo arenoso desta região.

De maneira geral, a solução proposta para o pavimento de blocos intertravados de concreto parece coerente. Contudo, uma análise mais profunda das escolhas feitas não é possível, já que os relatórios de projeto carecem de informações acerca dos métodos utilizados para o cálculo, e também não explica como foram adotados os parâmetros.

Além disso, não existem nos relatórios especificações suficientes do veículo utilizado para a consideração do carregamento crítico. Ele é apenas mencionado como um veículo do tipo Titan, sem fornecer de maneira clara todas as informações sobre ele. Um exemplo disto é a carga máxima, que primeiramente é especificada como 600 toneladas, mas após alguns parágrafos aparece como 500 toneladas, uma diferença considerável para o dimensionamento. Como não foi especificado o fabricante nem o modelo do veículo, não é possível verificar as informações do mesmo.

Após esta análise crítica do projeto, decidiu-se propor uma solução alternativa para o piso de blocos de concreto, baseada no método descrito no manual da Interpave. Esta solução é apresentada no item 6.

4.4 Considerações finais

Os projetos fornecidos correspondem a praticamente toda a área de pavimentação da UCN e pôde ser avaliado com auxílio do Prof. José Tadeu Balbo. Estudadas as propostas puderam-se verificar pontos deficientes nas adoções de parâmetros, métodos executivos e na própria estrutura adotada.

O pavimento de concreto armado foi pouco estudado quanto a alguns efeitos como empenamento, retração hidráulica, cura das placas, juntas de dilatação e análise quanto a localização dos esforços. É necessário um estudo por meio de softwares mais adequados, como de elementos finitos, vastamente utilizados atualmente para avaliar os esforços que surgem em casos extremos de temperatura e localização da carga solicitante, por exemplo. Esse estudo é extremamente importante, principalmente por se tratar de pisos de dimensões de 10m x 15m. Aparentemente, não foi considerado o uso de fibras sintéticas, que estão ganhando espaço no mercado auxiliando no combate à retração de grandes pisos industriais e portuários. Outro ponto que merece ser lembrado, e pode ser analisado na Figura 4.2 – Vista do piso em CA com detalhe de canaleta, diz respeito à abrasão que os equipamentos causarão no piso. Assim, como não houve menção a quaisquer endurecedores de superfície é interessante considerar sua utilização para garantir maior durabilidade à estrutura. As barras de transferência de cargas foram subestimadas e, se utilizadas, poderão romper causando grave prejuízo para o pavimento.

A área projetada com revestimento em BGTC é preocupante e já está parcialmente construída, como foi observado na visita técnica realizada nos dias 1 e 2 do mês de agosto de 2013.

5 CONCEPÇÃO DO NOVO PROJETO DE PAVIMENTAÇÃO EM PLACAS DE CONCRETO

Este item tem como objetivo apresentar as premissas e dimensionamento dos pisos do novo projeto de pavimentação das áreas de montagem e pré-montagem de jaquetas da UCN Açú do Superporto do Açú.

5.1 Bibliografia e referências

5.1.1 Normas

- NBR6118 - Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento
- NBR6122 - Projeto e Execução de Fundações
- NBR8681 - Ações e Segurança nas Estruturas
- NBR14931 - Execução de Estruturas de Concreto – Procedimento

5.1.2 Livros e manuais


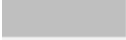
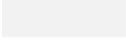
- Pavimentos de Concreto – José Tadeu Balbo
- Manual de Pavimentos Rígidos - DNIT

5.2 Premissas de Projeto

5.2.1 Solução Proposta

O presente memorial estuda como solução a composição de camadas apresentada na Tabela 5.1:

Tabela 5.1 - Solução proposta

	Camada	Material	Resistência	Espessura	Módulo de Elasticidade
	C1	Concreto amado	$f_{ck} = 30\text{MPa}$	35cm	26.072MPa
	C2	Concreto compactado a rolo	$f_{ck} = 10\text{MPa}$	15cm	11.000MPa
	C3	Areia com CBR > 10	-	-	-

5.2.2 Materiais

5.2.2.1 Aço

- Barras de aço para concreto: CA-50 - $f_{yk} \geq 500\text{MPa}$
- Barras de transferência de aço para concreto: CA-25 - $f_{yk} \geq 250\text{MPa}$

5.2.2.2 Concreto

- Concreto estrutural: $f_{ck} = 30\text{MPa}$
- Concreto compacto a rolo: $f_{ck} = 10\text{MPa}$
- Coeficiente de condutibilidade térmica: $1,1\text{kcal}/(\text{m}^2.\text{h}.\text{°C})$
- Coeficiente de dilatação térmica: $\alpha = 10^{-5}$

- Coeficiente de Poisson: $\mu = 0,2$
- Módulo de elasticidade do concreto: $E_{cs} = 26.072\text{MPa}$

5.2.3 Durabilidade

- Classe de agressividade ambiental: III (Forte – Ambiente Industrial)
- Abertura de fissuras: $w_k \leq 0,3\text{mm}$
- Cobrimento: $c = 4\text{cm}$

5.3 Geotecnia

Os dados geotécnicos utilizados no dimensionamento e verificação do piso foram baseados nas recomendações do DNIT para projetos de pavimentos rígidos com o objetivo de determinar um coeficiente de recalque para simular a ação do solo sob a placa.

As sondagens utilizadas para as análises da região foram: SP-215-01, SP-125-02 e SP-215-03. Como as camadas mais próximas a superfície, relevantes para o estudo do suporte do piso, eram compostas predominantemente por areias optou-se por considerar um Índice de Suporte Califórnia (CBR) igual a 10% a favor da segurança.

A partir do CBR estimado de 10% o coeficiente de recalque (k) foi determinado através do gráfico da Figura 5.1 – Relação CBR x k. O coeficiente de recalque (k) foi determinado através do gráfico da Figura 5.1 igual a aproximadamente 55MPa/m.

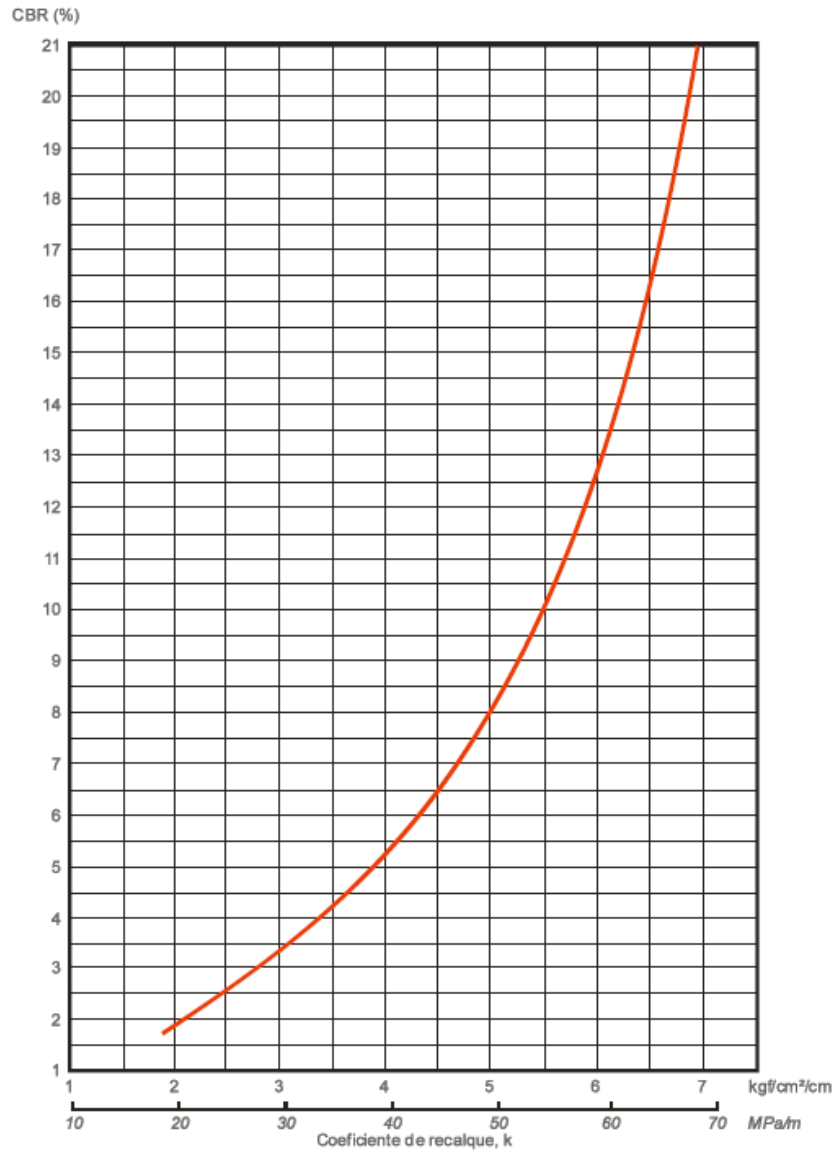


Figura 5.1 – Relação CBR x k. Fonte: (DNIT, 2005)

A escolha por uma sub-base composta por concreto compactado a rolo (CCR) com espessura de 15cm com a faixa granulométrica de acordo com a Figura 5.2 levou a um aumento do coeficiente de recalque conforme apresentando no gráfico da Figura 5.3 igual a 215MPa/m, por recomendação do manual esse valor foi limitado a 150MPa/m.

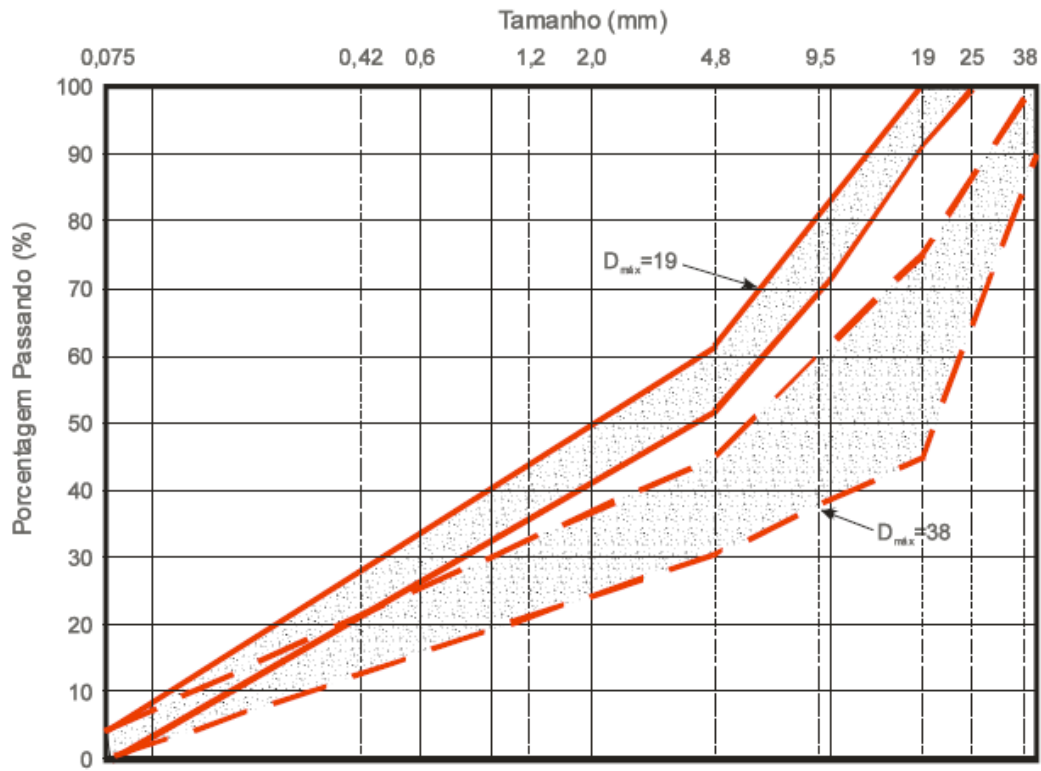


Figura 5.2 – Faixas Granulométricas recomendadas para sub-bases de concreto rolado. Fonte: (DNIT, 2005)

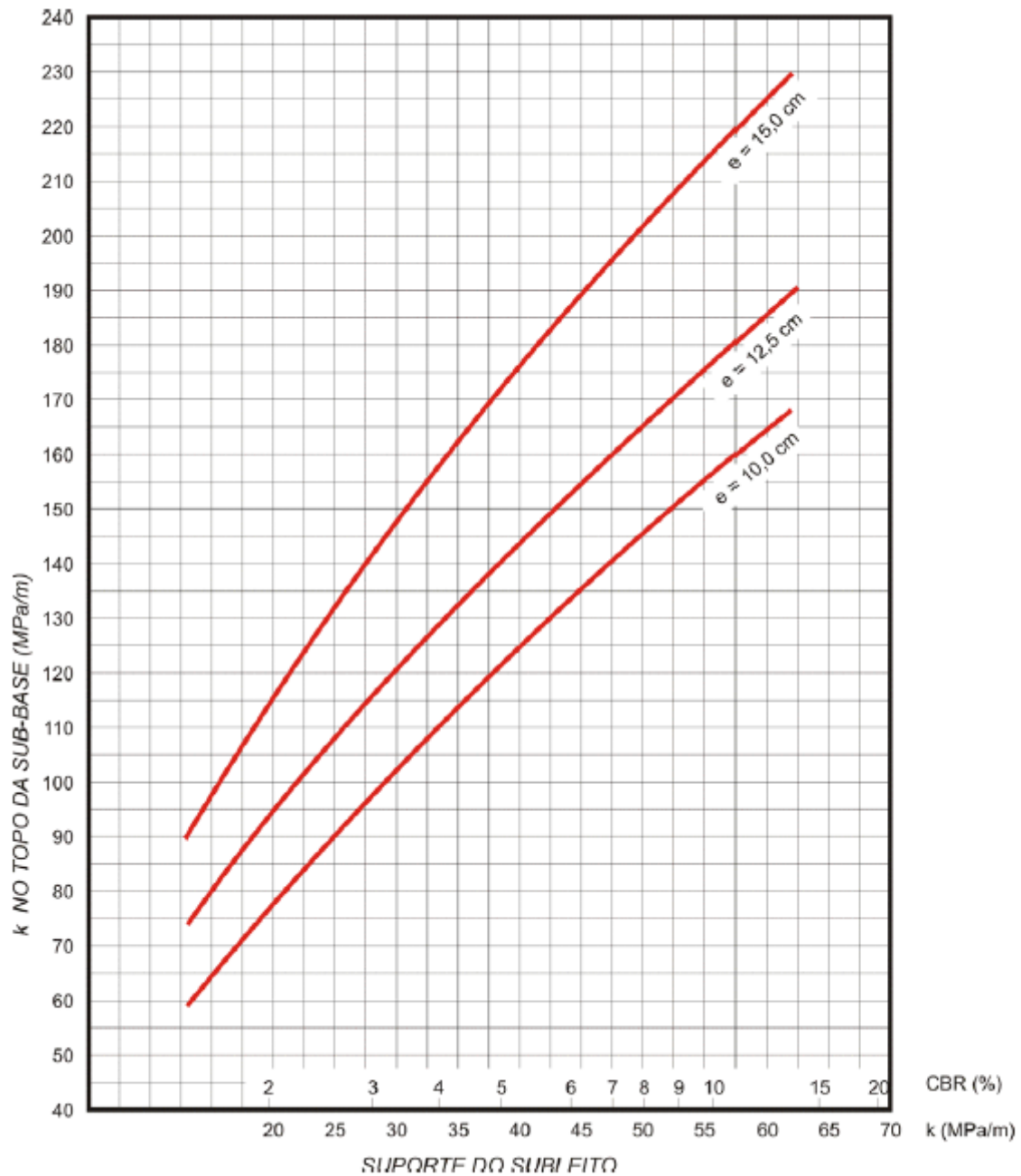


Figura 5.3 Aumento do coeficiente de recalque no topo da sub-base. Fonte: (DNIT, 2005)

Por fim, o manual indicava uma redução no valor do coeficiente de recalque para soluções em concreto armado baseado nos índices apresentados na Tabela 5.2 e na Figura 5.4.

Tabela 5.2 - Perda de suporte por tipo de material de sub-base

Tipo de Material	Perda de Suporte (PS)
Concreto Compactado com rolo E = 7.000 MPa a 14.000 MPa	0 a 1
Brita graduada tratada com cimento E = 3.500 MPa a 7.000 MPa	0 a 1
Bases tratadas com asfalto E = 2.100 MPa a 2.500	0 a 1
Misturas estabilizadas com asfalto E = 280 MPa a 2.100 MPa	1 a 3
Solo-cal E = 140 MPa a 300 MPa	1 a 3
Base granulares E = 100 MPa a 300 MPa	1 a 3
Material fino ou subleito E = 20 MPa a 280 MPa	2 a 3

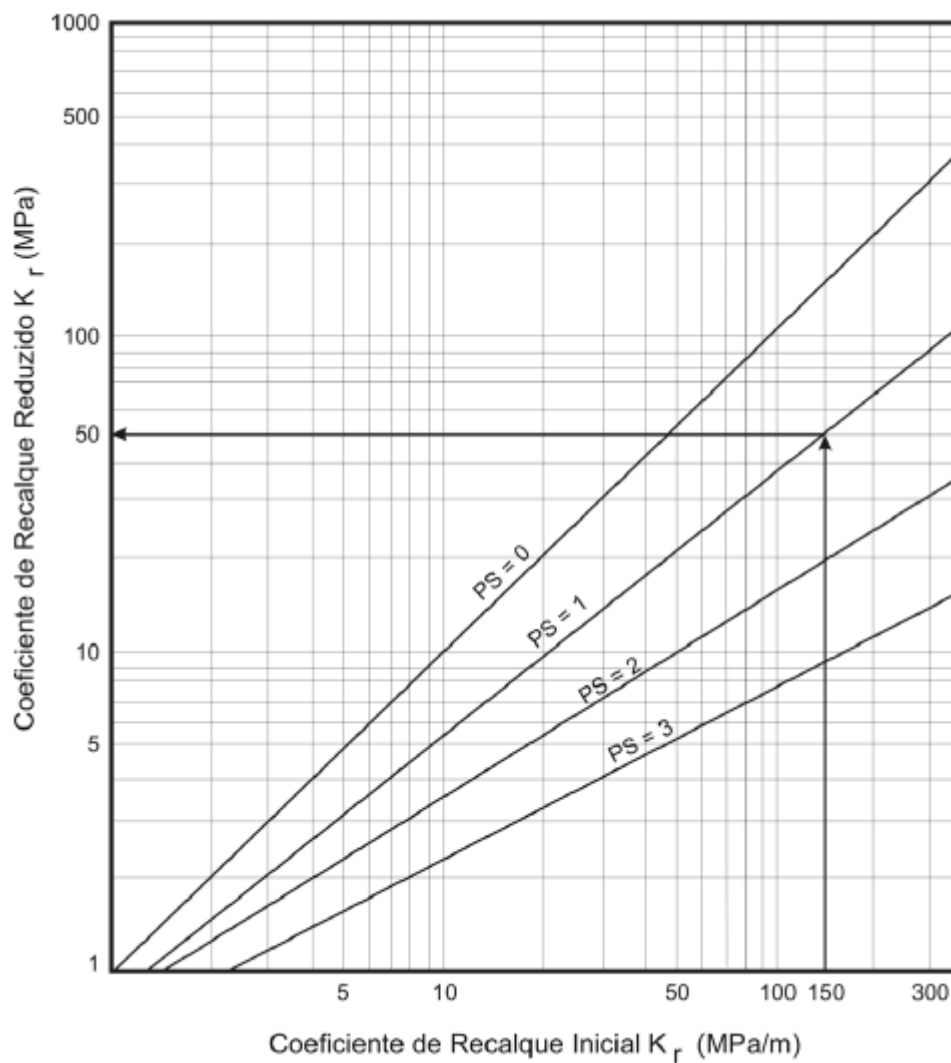


Figura 5.4 Redução do coeficiente de recalque. Fonte: (DNIT, 2005)

Como tal perda de suporte baseava-se nas movimentações verticais diferenciais do solo e o solo em estudo não apresenta grandes variações optou-se por um índice $PS = 0$ e manteve-se o valor do coeficiente de recalque inicial igual a 150MPa/m.

5.4 Programas utilizados

Em um primeiro momento, houve uma tentativa de utilizar o software EverFE, que tem mecanismos específicos para o cálculo de pavimentos, facilitando a modelagem. Porém, após inúmeras tentativas, incluindo consultas ao desenvolvedor do programa, concluiu-se que para o caso aqui estudado não havia convergência a um resultado. Isso se deve ao fato de o programa não ser adequado para o cálculo de pavimentos sujeitos a carregamentos especiais como o analisado.

Deste modo, foi utilizado para realizar as análises estruturais o programa SAP2000 V.14.

5.5 Carregamentos

Os carregamentos considerados para o dimensionamento das placas de concreto são apresentados na Tabela 5.3, sendo as cargas originadas pelas operações dos guindastes e pelas construções dos *top sides* e módulos as mesmas consideradas pelo projetista original:

- Guindaste com carga de 1.000tf distribuída em área de 2x10m²
- Módulo máximo com carga de 2.000tf distribuída em área de 5x8m²

Tabela 5.3 - Carregamentos considerados para o dimensionamento. Fonte: Software SAP2000

Load Pattern Definitions			
Load Pat	Design Type	SelfWtMult	Notes
Text	Text	Unitless	Text
Dead	Dead	1	Peso Próprio da Placa de Concreto
G1	Live	0	Guindaste na Posição 1 (Meio da Placa)
G2	Live	0	Guindaste na Posição 2 (Borda Transversal)
G3	Live	0	Guindaste na Posição 3 (Borda Longitudinal)
G4	Live	0	Guindaste na Posição 4 (Canto da Placa)
M1	Live	0	Módulo na Posição 1 (Meio da Placa)
M2	Live	0	Módulo na Posição 2 (Borda Transversal)
M3	Live	0	Módulo na Posição 3 (Borda Longitudinal)

COMB1 1	Non Linear Add	NonLin Static	1,0	-	1,0	-	-	-	-	-	-	0,3
COMB1 2	Non Linear Add	NonLin Static	1,0	-	-	1,0	-	-	-	-	-	0,3
COMB1 3	Non Linear Add	NonLin Static	1,0	-	-	-	1,0	-	-	-	-	0,3
COMB1 4	Non Linear Add	NonLin Static	1,0	-	-	-	-	1,0	-	-	-	0,3
COMB1 5	Non Linear Add	NonLin Static	1,0	-	-	-	-	-	1,0	-	-	0,3
COMB1 6	Non Linear Add	NonLin Static	1,0	-	-	-	-	-	-	1,0	-	0,3
COMB1 7	Non Linear Add	NonLin Static	1,0	-	-	-	-	-	-	-	1,0	0,3

5.6 Detalhamento das placas de concreto armado

5.6.1 Dimensões

As dimensões das placas de concreto armado são apresentadas na Figura 5.5 a seguir:

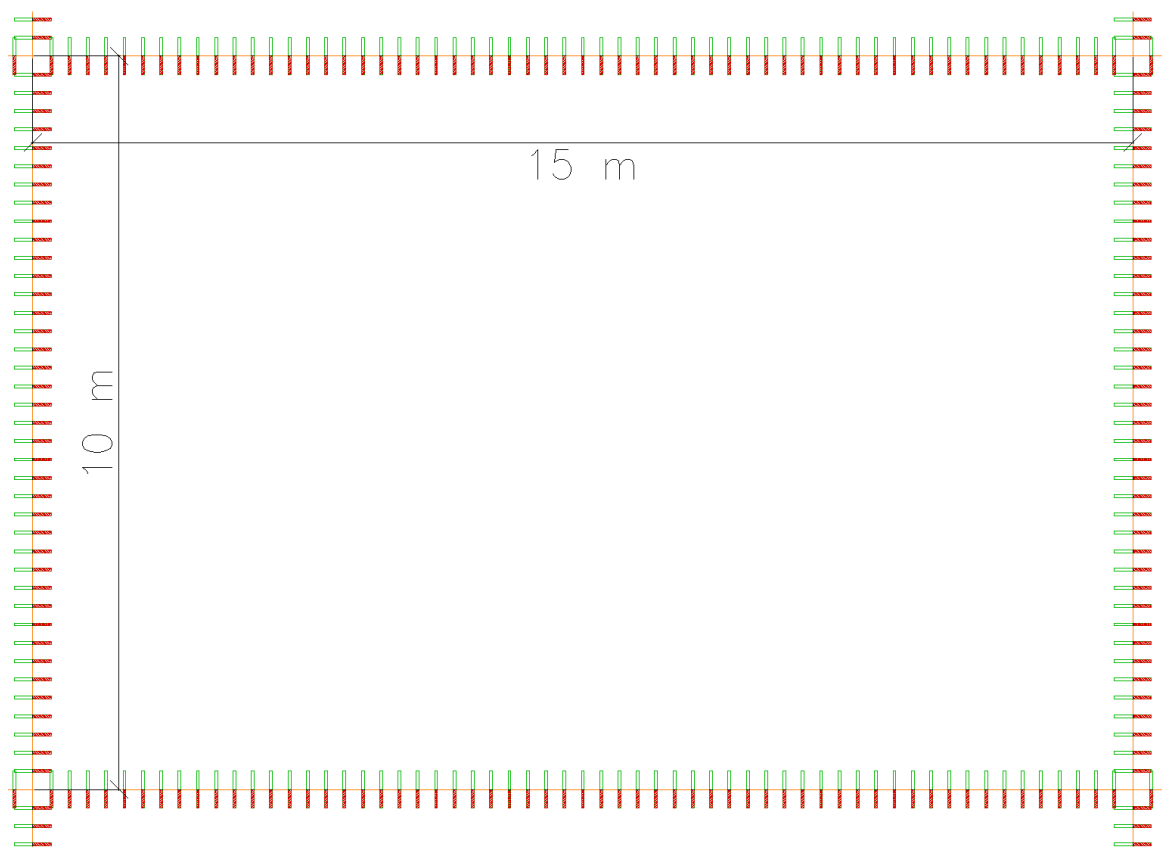


Figura 5.5 - Dimensões da placa de concreto. Fonte: Software AutoCAD

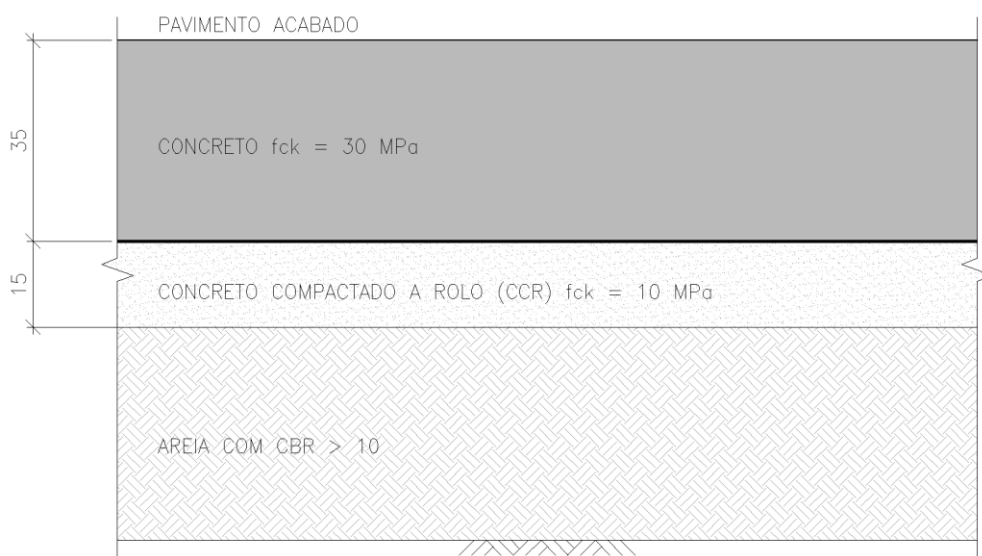
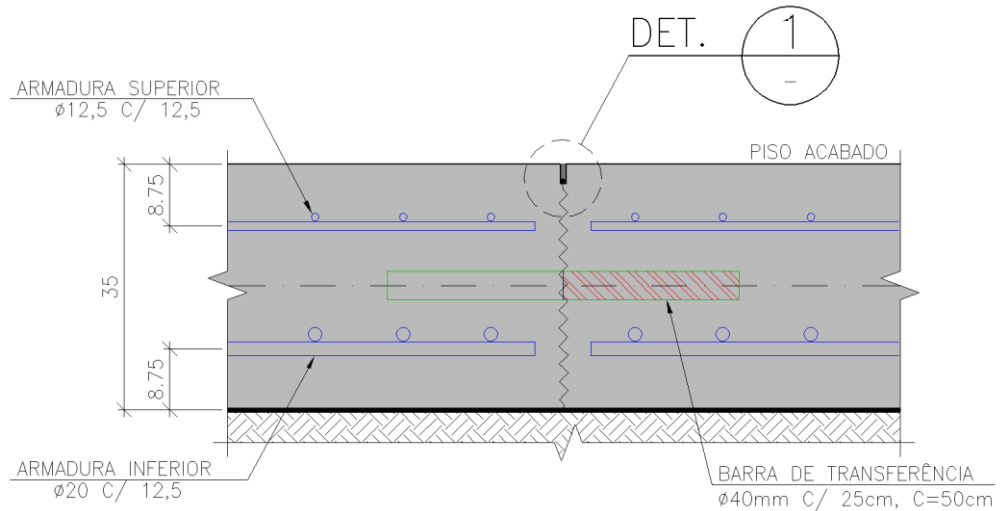
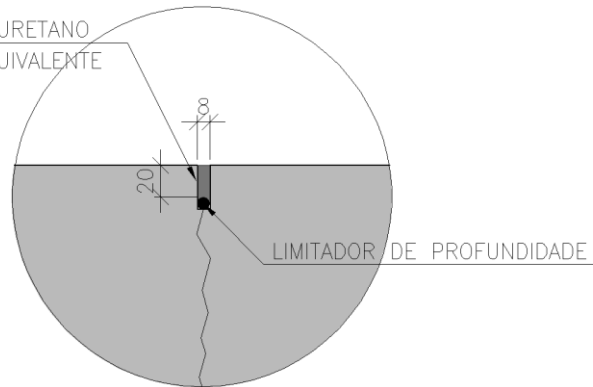


Figura 5.6 - Perfil típico do pavimento. Fonte: Software AutoCAD



SELANTE DE ALCATRÃO E POLIURETANO
 SIKAFLEX T68 DA SIKA OU EQUIVALENTE



DETALHE 1

(DIMENSÕES EM mm)

Figura 5.7 - Detalhes das juntas de contração. Fonte: Software AutoCAD

5.6.2 Análise

Para a análise das placas de concreto armado, foi feito um modelo completo com elementos “shell” de $0,25 \times 0,25 \text{m}^2$ no software SAP2000. A placa foi apoiada sobre molas unidirecionais e que só trabalham a compressão na direção do eixo Z com coeficiente igual a 150MPa/m . Por fim, as barras de transferência foram simuladas por molas com altos coeficientes de rigidez nas três direções ($k = 1000000 \text{kN/m}$) nos nós onde serão implantadas. O estudo considerou quatro placas com vinculações lindeiras diferentes: uma com barras de transferência em todas as bordas, uma com uma borda transversal livre, uma com uma borda longitudinal livre e uma com uma borda transversal e uma borda longitudinal livres. Vale ressaltar que as combinações consideradas foram não-lineares a fim de representar corretamente o efeito das molas que só trabalham a compressão. Na Figura 5.8 a seguir os modelos considerados são apresentados.

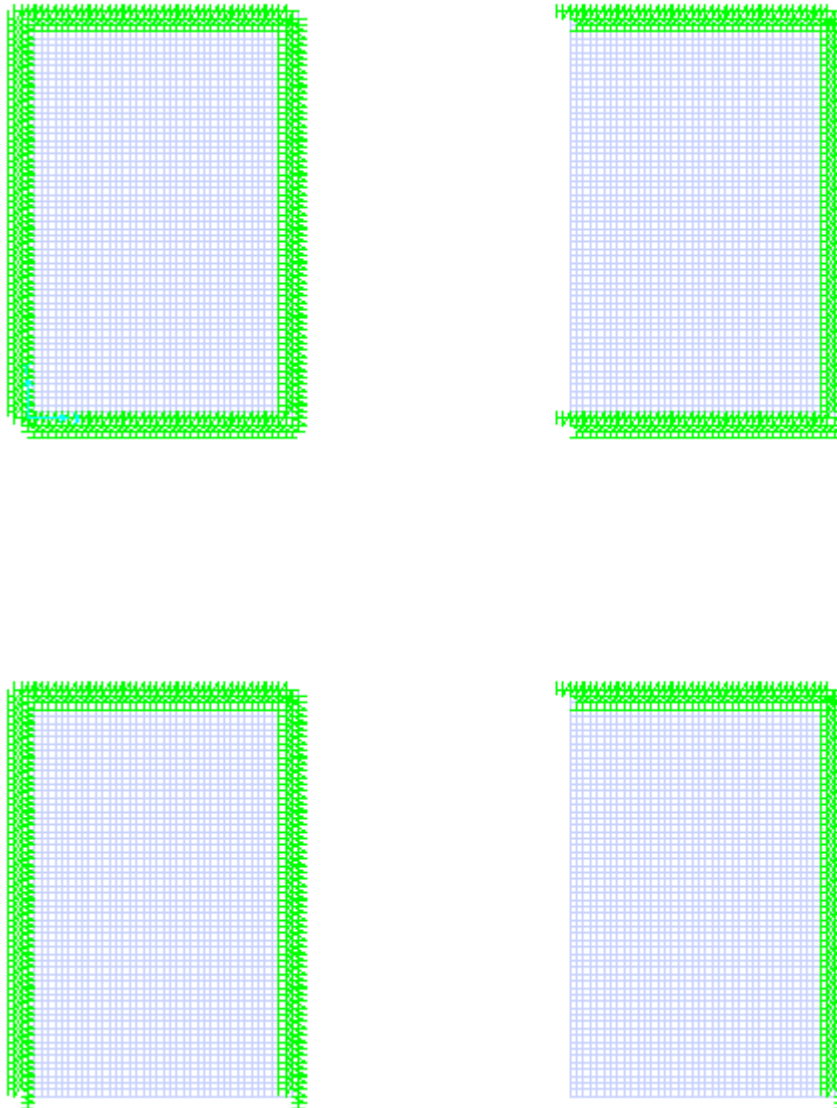


Figura 5.8 - Modelos das placas de concreto armado. Fonte: Software SAP2000

A seguir apresentaremos os resultados oriundos do envelope das combinações anteriormente citadas.

5.6.3 Esforços solicitantes

Os esforços solicitantes foram encontrados de acordo com os diagramas apresentados na Figura 5.9, na Figura 5.10, na Figura 5.11 e na Figura 5.12. Vale

ressaltar, que os momentos positivos remetem à tração das fibras inferiores enquanto os momentos negativos remetem à tração nas fibras superiores e que M11 remete ao momento em torno do eixo longitudinal e M22 remete ao momento em torno do eixo transversal.

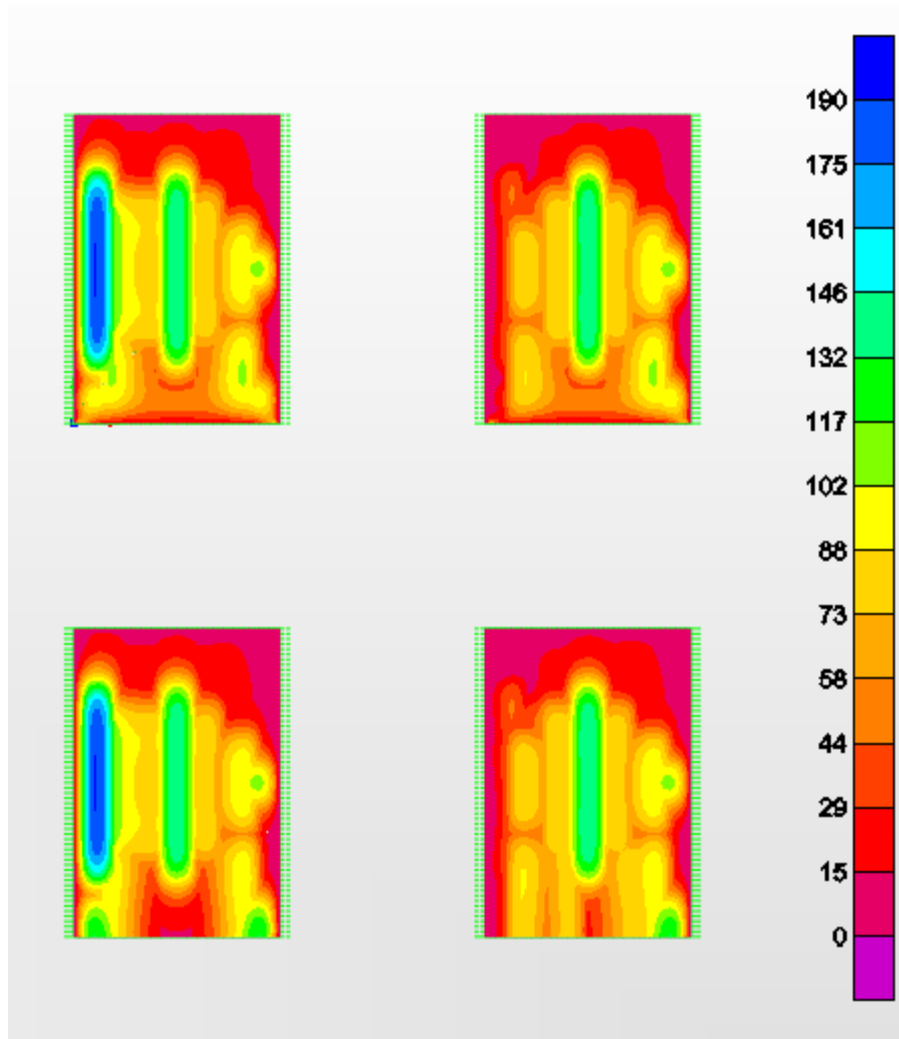


Figura 5.9 - Envelope máximo dos momentos M11 (kN.m/m). Fonte: Software SAP2000

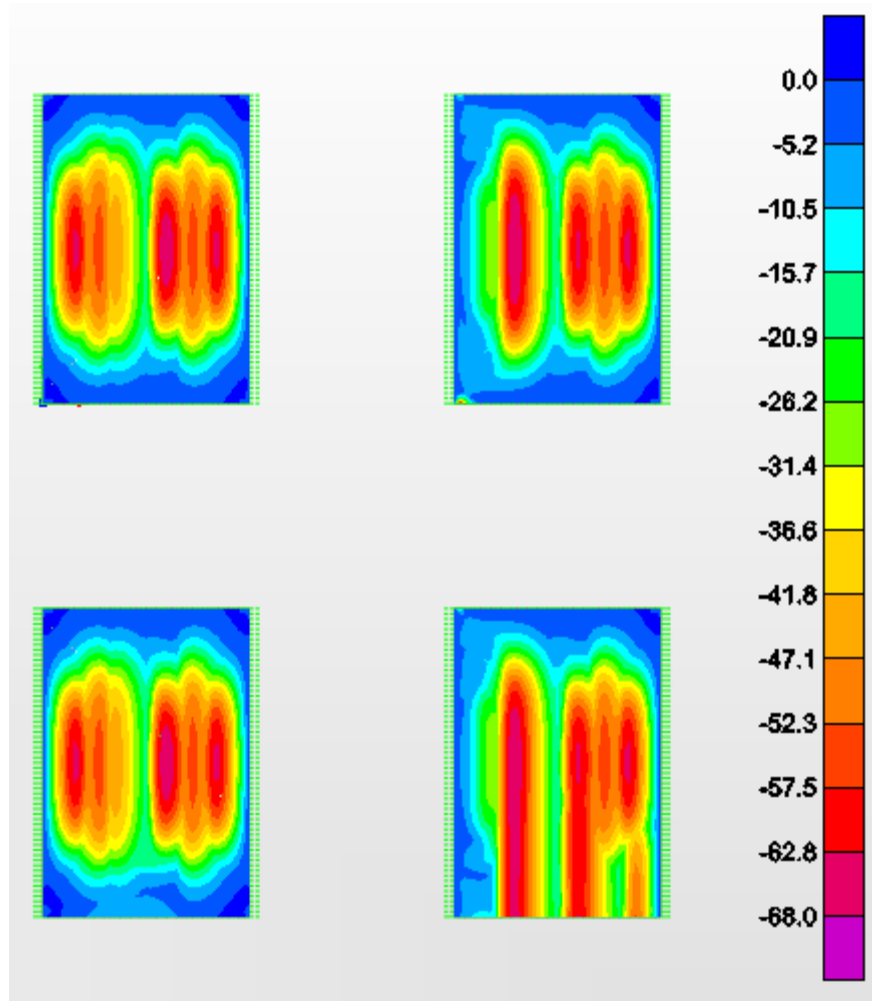


Figura 5.10 - Envelope mínimo dos momentos M11 (kN.m/m). Fonte: Software SAP2000

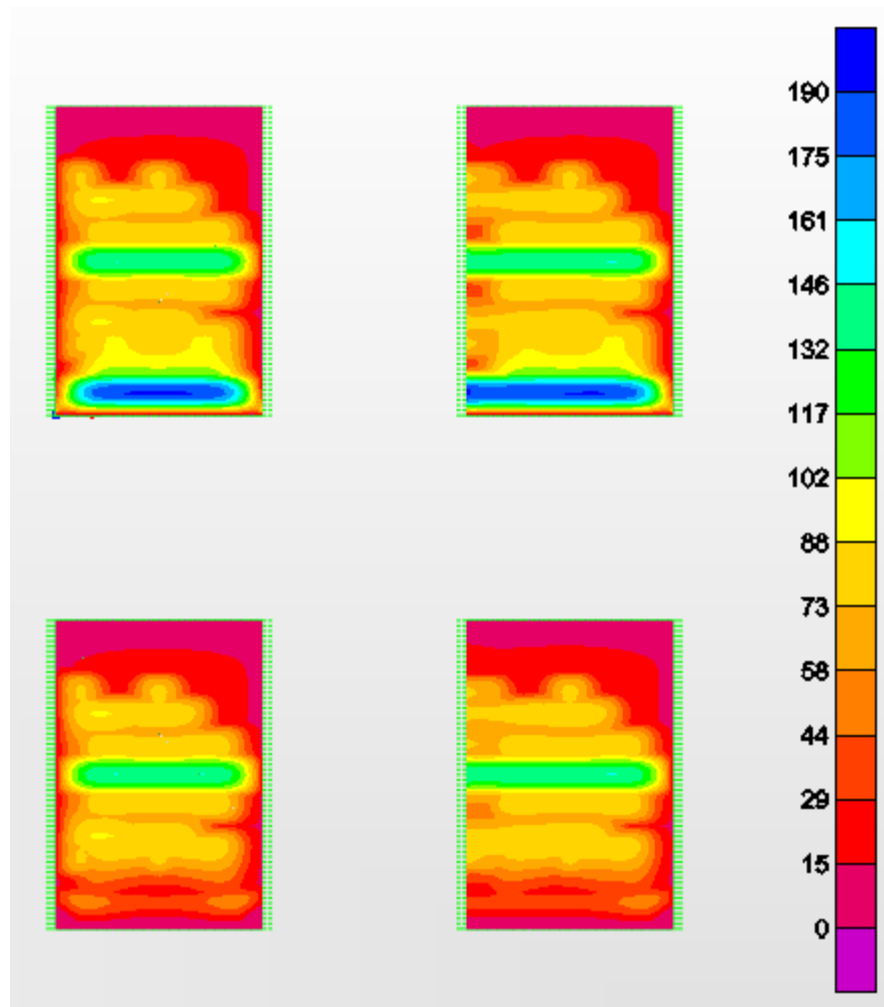


Figura 5.11 - Envelope máximo dos momentos M_{22} (kNm/m). Fonte: Software SAP2000

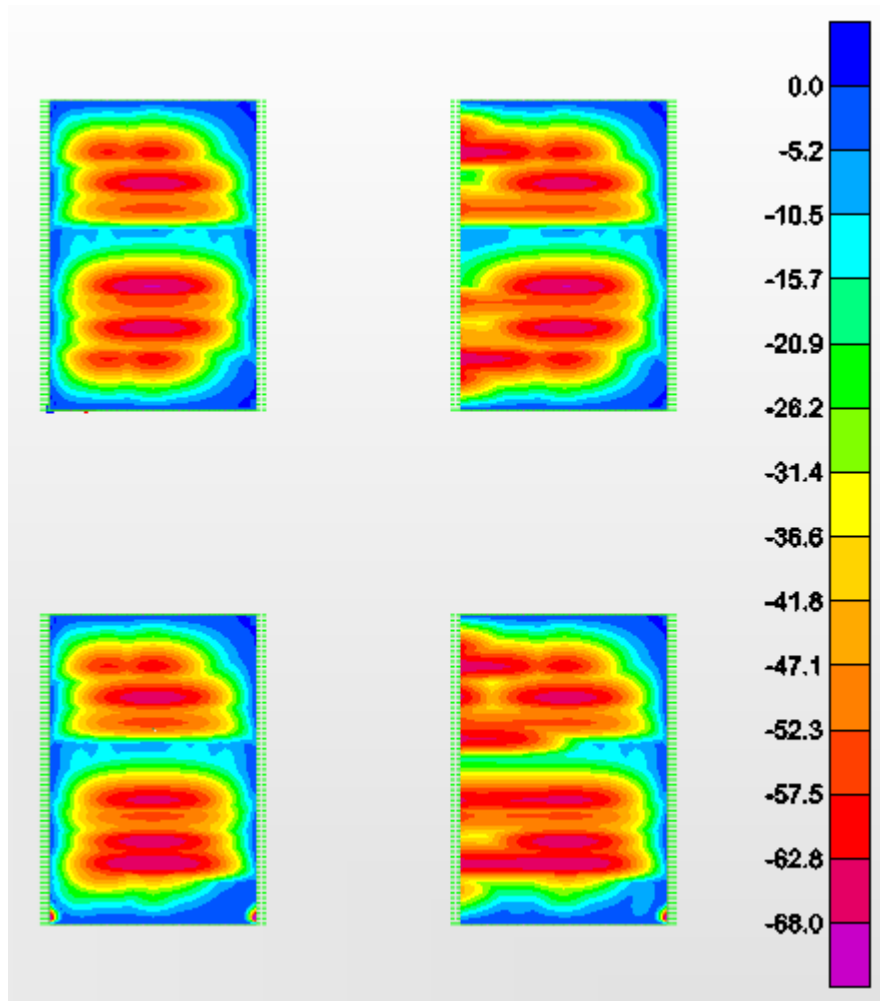


Figura 5.12 - Envelope mínimo de momentos M22 (kN.m/m). Fonte: Software SAP2000

Um resumo dos esforços solicitantes críticos em cada placa é apresentado na Tabela 5.5 a seguir:

Tabela 5.5 - Esforços solicitantes críticos em cada placa. Fonte: Software SAP2000

Elements Forces - Area Shells				
Area	OutputCase	StepType	M11	M22
Text	Text	Text	kN-m/m	kN-m/m
Placa 1	ENV	Máx	190	190
Placa 1	ENV	Mín	-67	-68
Placa 2	ENV	Máx	147	190
Placa 2	ENV	Mín	-67	-68
Placa 3	ENV	Máx	190	147
Placa 3	ENV	Mín	-67	-68
Placa 4	ENV	Máx	147	147
Placa 4	ENV	Mín	-67	-68

5.6.4 Cálculo da armaduras

A partir dos esforços encontrados na análise, as armaduras foram calculadas conforme apresentado a seguir na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 - Cálculo das armaduras

		Características do Concreto				Características do Aço			
	f_{ck} (MPa)	30,0	E_{cs} (MPa)	26.072	f_{yk} (kN/cm ²)	50	$\rho_{min,seção\ ret}$ (%)	0,173	
	f_{cd} (MPa)	21,4	$\epsilon_{cd,max}$ (%)	0,35	f_{td} (kN/cm ²)	43,5	$\epsilon_{td,max}$ (%)	1,000	
	$f_{ct,m}$ (MPa)	2,9	Cobrim. (cm)	4,0	E (Gpa)	210,0	ϵ_{td} (%)	0,207	

Flexão Simples	Dados	Seção	Armad. Sup.	Armad. Inf.				
		Tipo de Laje	Piso	Piso				
		Armd. (+) ou (-)	-	-				
		b_w (cm)	100	100				
		h_{min} (cm)	7	7				
		h (cm)	35	35				
		M_G (kN.m)	95,2	266,0				
	Alt. Útil	d' (cm)	5,0	5,0				
		d (cm)	30,0	30,0				
	Linha Neutra	x_{23} (cm)	7,8	7,8				
x_{lim} (cm)		15,0	15,0					
x_{34} (cm)		18,8	18,8					
x (cm)		2,2	6,7					
Domínio		2	2					
Armadura Simples	$A_{s,min}$ (cm ²)	6,0	6,0					
	$A_{s,calc}$ (cm ²)	7,5	22,4					
	ϕ_{adot} (mm)	12,5	20					
	Esp. (cm)	12,5	12,5					
	$A_{s,adot}$ (cm ²)	9,8	77%	25,1	89%			
Verificação da Fissuração	Estádio II	$M_{s,c, freq}$ (kN.m)	68,0	190,0				
		η_1	2,25	2,25				
	w_{lim} (mm) = 0,3	x_{II} (cm)	8,0	11,7				
		I_{II} (cm ⁴)	88.340	179.636				
		σ_{sII} (MPa)	254	290				
		h_{crit} (cm)	14,4	20,0				
		b_{crit} (cm)	12,5	12,5				
		A_{crit} (cm ²)	180	250				
		ρ_{rl}	0,68%	1,26%				
		w_{k1} (mm)	0,14	0,29				
		w_{k2} (mm)	0,34	0,36				
		Situação	ok	47%	ok	98%		

A fim de analisar a necessidade de uma armadura superior de maior dimensão devido à retração, utilizou-se a *Drag Equation* já simplificada para aço CA-50 conforme apresentado a seguir:

$$A_s = \frac{f \cdot L \cdot h}{277}$$

Onde:

- A_s é a área da armadura em cm²/m;

- f é o coeficiente de atrito entre a placa e a sub-base, geralmente tomado entre 1,5 e 2,0;
- L é o comprimento da placa em m;
- h é a espessura da placa em cm;

$$A_s = \frac{2.15.35}{277} = 3,8\text{cm}^2/\text{m}$$

Como a área adotada para resistir ao momento negativo igual a (9,8cm²/m) é maior que a área necessária para resistir à retração do concreto (3,8cm²/m) a armadura superior adotada continuará sendo de diâmetro de 12,5mm espaçada a cada 12,5cm.

5.6.5 Verificação das barras de transferência

A verificação das barras de transferência levou em consideração dois critérios, o critério da FAA (*Federal Aviation Administration*) e o critério do DNIT conforme apresentado na Tabela 5.7 e na Tabela 5.8 apresentadas a seguir. Optou-se por determinar o diâmetro e o espaçamento através de tabelas por já levar em consideração as verificações necessárias que envolvem as barras de transferência (como a resistência ao cisalhamento da barra de aço e o possível esmagamento do concreto).

Tabela 5.7 - Diâmetro, comprimento e espaçamento das barras de transferência (FAA). Fonte: (Balbo, Pavimentos de Concreto, 2009)

Espessura da placa (mm)	Diâmetro da BT (mm)	Comprimento da BT (mm)	Espaçamento entre BT (mm)
150-180	20	460	305
210-305	25	480	305
330-405	30	510	380
430-510	40	510	460
535-610	50	610	460

Tabela 5.8 - Diâmetro, comprimento e espaçamento das barras de transferência (DNIT). Fonte: (DNIT, 2005)

Espessura da Placa (cm)	Diâmetro (cm)	Comprimento (mm)	Espaçamento (mm)
Até 17,0	20	460	300
17,5 - 22,0	25	460	300
22,5 - 30,0	32	460	300
>30,0	40	460	300

Optou-se pela solução de adotar barras de diâmetro de 40mm de aço CA-25 a cada 250mm descontando os 250mm iniciais a partir dos cantos.

5.7 Comparação de soluções

Analisando e comparando as soluções propostas pelo projetista original Tabela 5.9 e pelo presente trabalho Tabela 5.10, podemos observar diversas diferenças de considerações e premissas para a realização do projeto.

Tabela 5.9 - Solução do projetista original

Camada	Material	Resistência f_{ck}	Espessura	M. Elasticidade
C1	Concreto Armado	>40,00MPa	30,00cm	>26.000MPa
C2	BGTC	>4,00MPa	30,00cm	>4.000MPa
C3	Laterita com cimento	>3,00MPa	40,00cm	>1.500MPa
C4	Areia com cimento	>2,00MPa	45,00cm	>500MPa
C5	Areia com CBR>10	>1,20MPa	100,00cm	>200MPa

Tabela 5.10 - Solução do presente trabalho

Camada	Material	Resistência	Espessura	Módulo de Elasticidade
C1	Concreto armado	$f_{ck} = 30\text{MPa}$	35cm	26.072MPa
C2	Concreto compactado a rolo	$f_{ck} = 10\text{MPa}$	15cm	11.000MPa
C3	Areia com CBR > 10	-	-	-

A principal diferença entre as duas soluções está na rigidez das camadas que dão suporte à placa de concreto, enquanto na primeira observa-se espessas camadas de solo tratado e alto consumo de cimento, a segunda se apresenta muito menos rígida deixando à placa, um pouco mais espessa, a responsabilidade de absorver os esforços. A consequência é que na primeira solução necessita-se de uma armadura

menos robusta (armadura positiva de diâmetro de 12,5mm espaçadas a cada 15cm), porém o alto consumo de cimento e as altas necessidades de escavações e movimentos de terra encarecem a execução do pavimento e comprometem a durabilidade do mesmo (devido à espessa camada de BGTC conforme já citado no item 4). Por outro lado, a segunda solução utiliza armaduras mais robustas (armadura positiva de diâmetro de 20mm espaçadas a cada 12,5cm) e uma placa ligeiramente mais espessa a fim de concentrar na própria placa a capacidade resistência, sendo assim, mesmo com um suporte mais delgado e com menor consumo de cimento a qualidade e a durabilidade do pavimento ficam garantidas.

Considerando os índices da SINAPI e da SICRO2 é possível observar que a nova solução proposta não só se apresenta tecnicamente mais favorável ao comportamento de um pavimento rígido como também representa uma vantagem econômica comparada à solução do projetista original conforme apresentado na Tabela 5.11 e na Tabela 5.12.

Tabela 5.11 - Análise de custos por metro quadrado da solução 1

Solução 1				
	Escavação	Concreto fck=30MPa	Solo com 4% de cimento	BGTC
R\$/m ³	4,81	322,37	42,61	114,56
Espessura	1,45	0,30	0,40	0,45
R\$/m ²	6,97	96,71	17,04	51,55
			TOTAL	172,28

Tabela 5.12 - Análise de custos por metro quadrado da solução 2

Solução 2			
	Escavação	Concreto fck=30MPa	CCR
R\$/m ³	4,81	322,37	114,56
Espessura	0,50	0,35	0,15
R\$/m ²	2,41	112,83	17,18
		TOTAL	132,42

A partir das tabelas observa-se que a nova solução proposta (solução 2) leva a uma redução de 23% nos custos de execução da obra.

6 CONCEPÇÃO DO NOVO PROJETO DE PAVIMENTAÇÃO EM BLOCOS INTERTRAVADOS DE CONCRETO

6.1 Bibliografia e referências

O dimensionamento do novo projeto de pavimentação será feito tomando-se por base o manual da Interpave citado anteriormente: *Heavy Duty Pavements: The Structural Design of Heavy Duty Pavements for Ports and Other Industries – Edition 4*, escrito por John Knapton e publicado pela Interpave.

6.2 Descrição

Após a análise do projeto existente, será concebido um novo perfil de pavimento com o objetivo de verificar a adequabilidade das adoções feitas no projeto original, e, se possível, propor uma solução mais eficiente e econômica.

Primeiramente, como faltam informações sobre o equipamento do tipo Titan, será adotado um equipamento de capacidade equivalente, que possibilitará resultados mais próximos à realidade.

Foi adotado o equipamento LTM 1500 – 8.1, fabricado pela empresa Liebherr. Ele possui capacidade de carga próxima à mencionada no projeto, sendo sua carga máxima de aproximadamente 530tf. Ele é apoiado em 8 eixos de duas rodas e mais 4 apoios que o estabilizam na direção de menor inércia, como esquematizado na Figura 6.1.

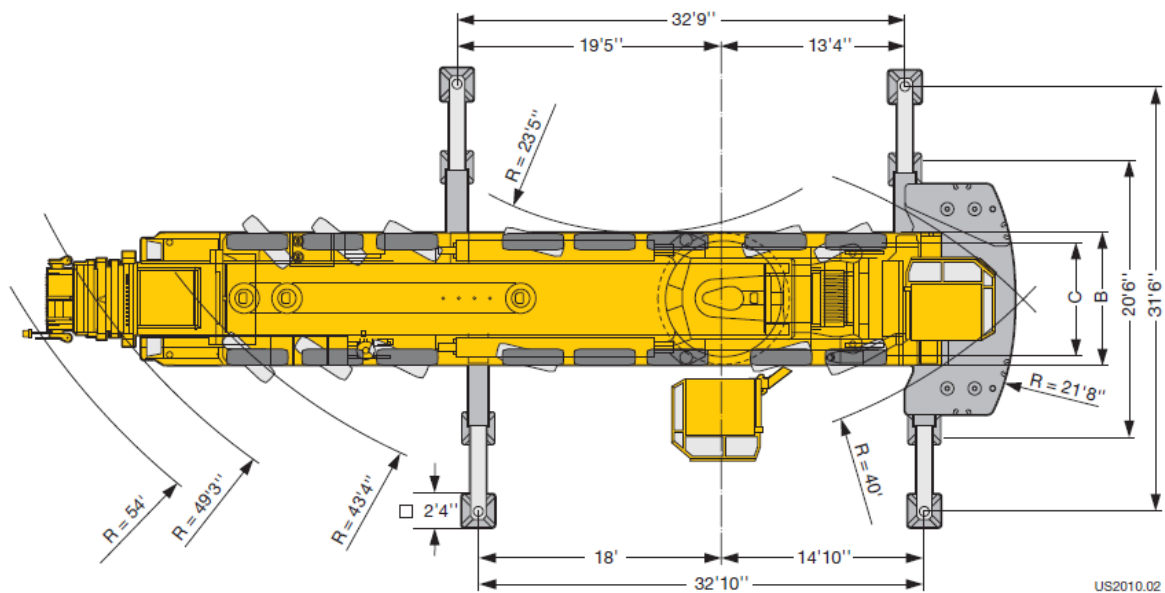


Figura 6.1 Desenho esquemático do equipamento LTM 1500 - 8.1. Fonte: Liebherr

Knapton afirma que para uma análise criteriosa é fundamental saber o CBR (*California Bearing Ratio*) do solo. Entretanto, esse dado não foi fornecido pela OSX, e foi adotado um CBR maior ou igual a 10%. Embora não haja nenhum ensaio comprovando-o, este não é um valor difícil de ser atingido para solos arenosos como o do local do projeto.

Mesmo assim, Knapton afirma que ensaios e um alto controle são extremamente necessários, visto que na maioria dos casos em que há danos no pavimento o motivo está relacionado a pedaços de solo de baixa qualidade que foram compactados sem a devida análise.

6.3 Dimensionamento

Para o cálculo levaremos em consideração duas situações críticas distintas: o equipamento se movimentando apenas com o peso próprio e o mesmo parado com carga máxima. A partir do resultado obtido, serão escolhidas espessuras para as camadas de pavimento de modo a atender a ambas as situações.

6.3.1 Equipamento se movimentando apenas com o peso próprio

Segundo Knapton, há quatro situações que agravam as solicitações do equipamento em movimento no pavimento: aceleração, frenagem, mudanças de direção e superfície irregular. Portanto, considerando a situação do porto e as taxas de incremento que cada ação pode implicar, será adotada a pior situação possível. Não serão consideradas, contudo, combinações de duas ou mais destas situações, pois como se trata um equipamento de grande porte, ele possuirá movimentações restritas. Sendo assim, uma combinação extrema como mudança de direção, frenagem e desnível superficial simultaneamente é uma situação improvável de ocorrer. A Tabela 6.1 apresenta os incrementos considerados por condição de operação.

Tabela 6.1 - Fatores de carregamento dinâmico para majoração das cargas. Fonte: (Knapton, 2008)

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%

Pela especificação técnica do equipamento, o peso morto do Mobile Crane LTM 1500-8.1 é em torno de 96 toneladas, que distribuídas em 16 rodas correspondem a seis toneladas por roda.

Pelo efeito de proximidade das rodas o valor será majorado da seguinte forma:

Profundidade efetiva:

$$Effective\ depth = 300 \sqrt[3]{\frac{35000}{CBR \times 10}},\ para\ CBR = 10\ %$$

$$Effective\ depth = 2114$$

A partir deste valor é feita uma interpolação dos valores apresentados na Tabela 6.2, para encontrar o fator de correção de 1,30.

Tabela 6.2 - Fator de proximidade das rodas. Fonte: (Knapton, 2008)

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

Logo, a carga padrão de roda passa a ser $1,3 \times 6$ toneladas = 7,8 toneladas.

Para considerar o aumento e a diminuição da frenagem (operação que gera o maior aumento na carga), deve-se levar em consideração o fato que os eixos mais afastados do baricentro do equipamento sofrem as maiores variações de tensões e os centrais as menores, conforme indicado na Figura 6.2.

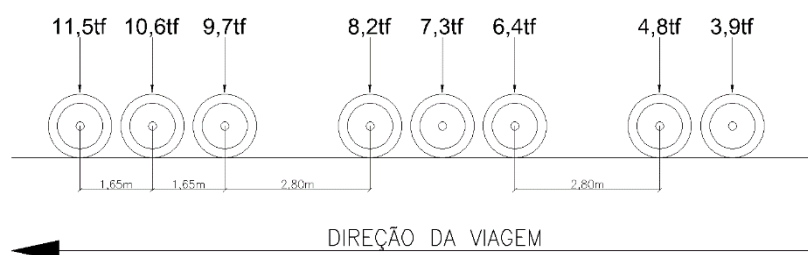


Figura 6.2 – Pesos de roda em ações de frenagem. Fonte: Software AutoCAD

O fator de ponderação indicado por Knapton é baseado na distância do eixo até o baricentro, que é considerado, para simplificação dos cálculos, como o centro geométrico dos eixos. Assim, a variação de carga de cada eixo será $50\% \cdot \text{distância do eixo até o baricentro} \cdot \text{distância máxima}$, levando em consideração a direção do movimento do equipamento.

Portanto teremos as cargas para a situação de frenagem apresentadas na Tabela 6.3.

Tabela 6.3 - Distribuição de cargas para a situação de frenagem

Eixos do equipamento	1º	2º	3º	4º	5º	6º	7º	8º
Carga Solicitante (tf)	11,5	10,6	9,7	8,2	7,3	6,4	4,8	3,9

Assim, será usado como carga de roda padrão o valor de 11,5 tf, que equivale a 113kN, e corresponde ao maior valor encontrado na Tabela 6.3.

Assim, as rodas subsequentes terão uma equivalência que segue o seguinte padrão:

$$\text{Fator de equivalência} = \left(\frac{\text{carga eixo}}{\text{Carga eixo máx}} \right)^{3,75}$$

O fator de equivalência de cada uma das rodas está apresentado na Tabela 6.4.

Tabela 6.4 - Fatores de equivalência de cada eixo

Eixos do equipamento	1º	2º	3º	4º	5º	6º	7º	8º
Carga Solicitante (tf)	11,5	10,6	9,7	8,2	7,3	6,4	4,8	3,9
Carga Solicitante (kN)	113,2	104,3	95,5	80,7	71,9	63,0	47,2	38,4
Fator de Equivalência	1,00	0,73	0,52	0,27	0,18	0,11	0,04	0,02

Portanto a cada passagem do equipamento será aplicado um esforço equivalente a $1+0,73+0,52+0,27+0,18+0,11+0,04+0,02 = 2,87$ passagens da roda tipo.

Para a escolha da espessura da base, utiliza-se o gráfico apresentado na Figura 6.3, extraído do manual da Interpave. No eixo vertical, entra-se com o valor da carga de roda padrão, 113kN.

O eixo horizontal representa a espessura da camada de base, tendo como material de referência a brita graduada tratada com cimento (BGTC) classificada como

$C_{8/10}$, ou seja, com resistência à compressão de 28 dias de 8N/mm^2 para um cilindro com relação altura/diâmetro igual a dois e 10N/mm^2 quando esta relação é igual a um.

O terceiro parâmetro do gráfico é o número de passagens da carga de roda padrão. Como a OSX não forneceu esta estimativa, admitiu-se um valor de 1.000.000 de passagens do veículo ao longo da vida útil de 30 anos do pavimento, valor usual em dimensionamentos deste tipo.

O número de passagens do veículo deve ser multiplicado pelo fator de equivalência encontrado, de 2,87. Assim encontra-se o número equivalente de passagens da carga de roda padrão ao longo dos 30 anos: $2,87 \cdot 1.000.000 = 2.870.000$. Aproxima-se esse valor para 3 milhões de passagens, encontrando-se, assim, uma espessura da base de BGTC de 20cm, que corresponde ao valor mínimo de projeto.

Esta espessura de BGTC pode ser substituída por outros materiais, utilizando-se os fatores de equivalência apresentados na Tabela 6.5, extraída do manual.

Tabela 6.5 - Fatores de equivalência de materiais. Fonte: (Knapton, 2008)

Material Grouping	Preferred Pavement Base Construction Material		Material Equivalence Factor (MEF)	
Hydraulically Bound Mixtures	Material strength	Relevant Standard		
	<i>C_{15/20}</i>	to BS EN 14227-1	1.74	
	<i>C₃₀</i>	to BS EN 14227-1	1.38	
	<i>C₃₆</i>	to BS EN 14227-1	1.16	
	<i>C₅₀</i>	to BS EN 14227-1	1.00	
	<i>C_{12/15}</i>	to BS EN 14227-1	0.87	
	<i>C_{16/20}</i>	to BS EN 14227-1	0.79	
	<i>C_{20/25}</i>	to BS EN 14227-1	0.74	
	<i>C_{15/20}</i>	to BS EN 14227-2&3	1.74	
	<i>C₃₀</i>	to BS EN 14227-2&3	1.38	
	<i>C₃₆</i>	to BS EN 14227-2&3	1.10	
	<i>C₅₀</i>	to BS EN 14227-2&3	0.95	
	<i>C_{12/15}</i>	to BS EN 14227-2&3	0.85	
	<i>C_{16/20}</i>	to BS EN 14227-2&3	0.79	
	<i>C_{18/24}</i>	to BS EN 14227-2&3	0.76	
	<i>C_{21/28}</i>	to BS EN 14227-2&3	0.72	
	<i>C_{24/32}</i>	to BS EN 14227-2&3	0.68	
	<i>C_{27/36}</i>	to BS EN 14227-2&3	0.63	
	Concrete	C8/10	to BS8500-1	1.00
		C12/15	to BS 8500-1	0.87
C16/20		to BS 8500-1	0.79	
C20/25		to BS 8500-1	0.74	
C25/30		to BS 8500-1	0.65	
C25/30		to BS 8500-1 including 20kg/m ³ steel fibre	0.60	
C25/30		to BS 8500-1 including 30kg/m ³ steel fibre	0.55	
C25/30		to BS 8500-1 including 40kg/m ³ steel fibre	0.50	
C28/35		to BS 8500-1	0.62	
C32/40		to BS 8500-1	0.60	
C32/40		to BS 8500-1 including 20kg/m ³ steel fibre	0.55	
C32/40		to BS 8500-1 including 30kg/m ³ steel fibre	0.50	
C32/40		to BS 8500-1 including 40kg/m ³ steel fibre	0.45	
C35/45		to BS 8500-1	0.58	
Traditional Cement Bound Materials		<i>CBM1</i> (4.5N/mm ² minimum 7-days compressive cube strength)		1.60
	<i>CBM2</i> (7.0N/mm ² minimum 7-days compressive cube strength)		1.20	
	<i>CBM3</i> (10.0N/mm ² minimum 7-days compressive cube strength)		1.00	
	<i>CBM4</i> (15.0N/mm ² minimum 7-days compressive cube strength)		0.80	
	<i>CBM5</i> (20.0N/mm ² minimum 7-days compressive cube strength)		0.70	
	No-fines Lean Concrete for Permeable Paving		1.00	
Bitumen Bound Materials	HDM as defined by SHW		0.82	
	DBM as defined by SHW		1.00	
	HRA as defined by SHW		1.25	
Unbound Materials	Crushed rock sub-base material of CBR ≥ 80%		3.00	
Concrete Block Paving	Concrete Block Paving as a surfacing (80mm blocks and 30mm laying course)		1.00	

Para o dimensionamento aqui proposto, poderia ser considerada a camada original encontrada, de BGTC C_{8/10} com espessura de 20cm, principalmente por ser um material largamente usado na pavimentação.

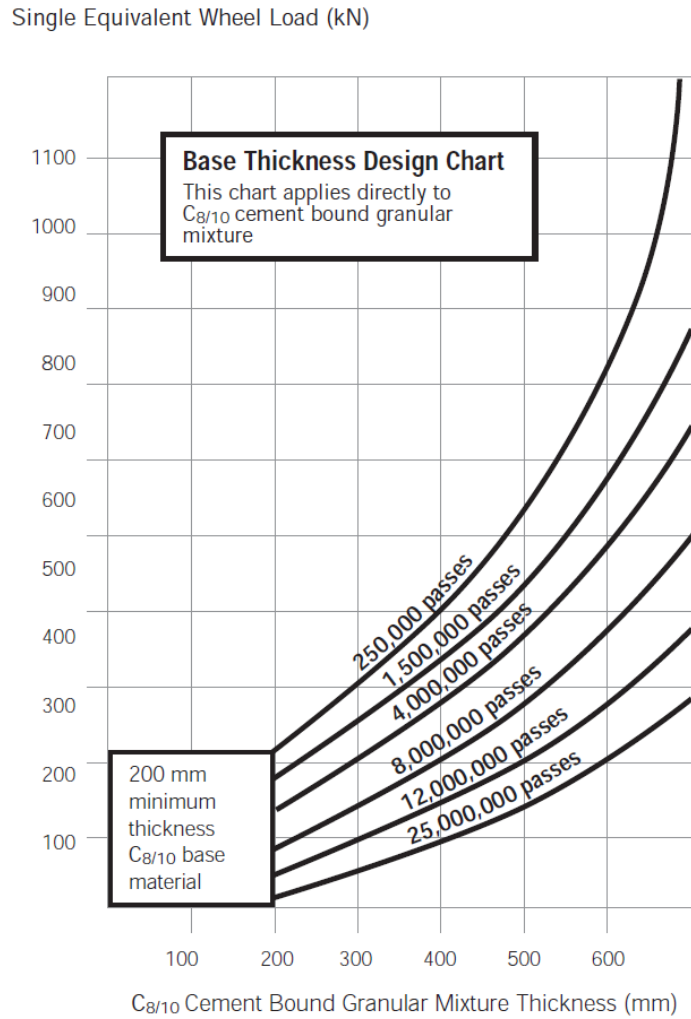


Figura 6.3 - Gráfico para determinação da espessura de projeto da camada de base. Fonte: (Knapton, 2008)

As camadas de sub-base e reforço do subleito, de acordo com o método, são determinadas a partir do valor do CBR do subleito, que neste caso foi admitido como superior a 10%.

Tabela 6.6 - Espessuras necessárias para as camadas de sub-base e reforço do subleito. Fonte: (Knapton, 2008)

CBR of Subgrade	Capping thickness (mm)	Sub-Base Thickness (mm)
1%	900	150
2%	600	150
3%	400	150
4%	250	150
5% and greater	Not required	150

Assim, apoiando-se na Tabela 6.6, adota-se sub-base com espessura de 15cm, feita em brita graduada simples (BGS), material usual e com bons resultados observados para esta função. Não é necessário reforço do subleito.

O cálculo feito até aqui, todavia, considerou apenas a situação na qual o equipamento se movimenta vazio. Agora, será calculada a espessura da camada de base necessária para a situação em que o equipamento está parado, carregado com sua carga máxima, de 500 toneladas.

6.3.2 Equipamento parado com carregamento máximo

Nesse caso, passaremos a carga do equipamento para 500tf, que serão distribuídas nas 16 rodas do Mobile Crane, porém quaisquer ações devido a movimentação não existirão, tornando o cálculo, portanto, muito mais simples.

Pelo efeito de proximidade das rodas o valor será majorado da mesma forma feita no item anterior:

Profundidade efetiva:

$$Effective\ depth = 300 \sqrt[3]{\frac{35000}{CBR \times 10}},\ para\ CBR = 10\ %$$

$$Effective\ depth = 2114$$

Logo, o fator de incremento de carga também é igual a 1,3, tornando a carga solicitante nos pneus igual a:

$$Carga\ Estática = \frac{500tf}{16} \times 1,3 = 40,6\ tf = 398\ kN$$

Como o equipamento não se movimenta, não há o parâmetro de número de repetições, e utiliza-se, portanto, o gráfico exposto na Figura 6.4 para determinação da espessura necessária de base.

No eixo vertical é considerada a carga de roda de 398kN, o que resultaria em uma espessura pouco maior que 35cm de base em BGTC. O dimensionamento das camadas de sub-base e reforço do subleito é igual ao feito no item 6.3.1, resultando em sub-base de 15cm em BGS, sem necessidade de reforço do subleito.

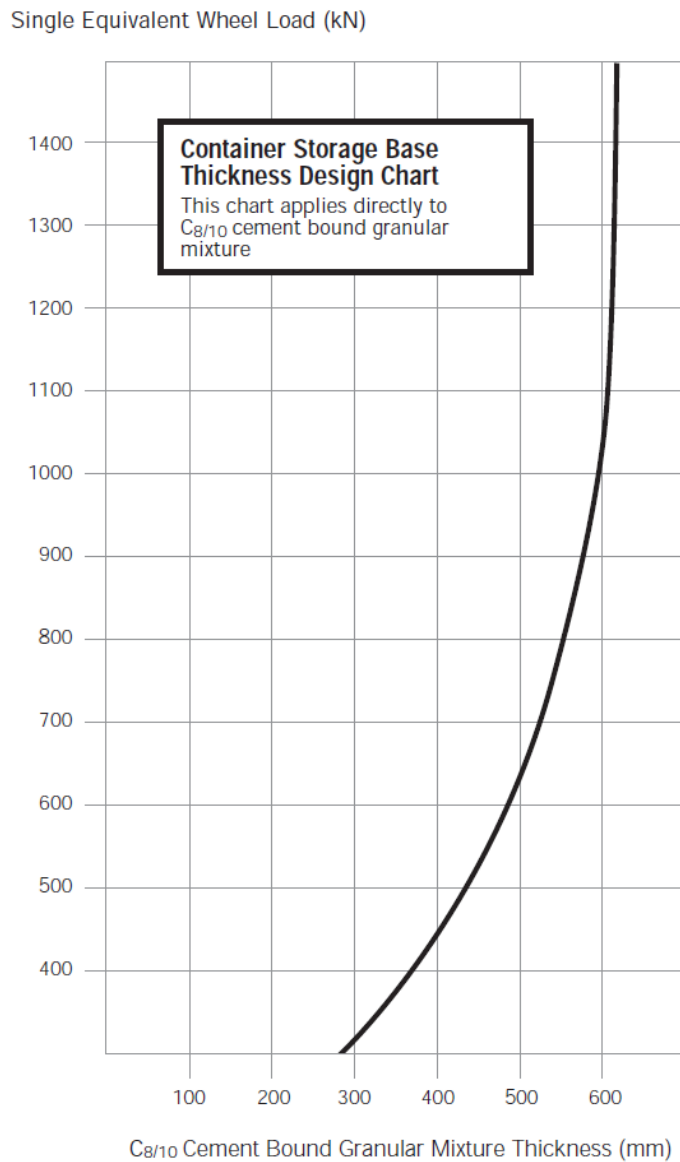


Figura 6.4 - Gráfico para determinação da espessura de projeto da camada de base. Fonte: (Knapton, 2008)

6.4 Escolha das camadas

A partir dos resultados obtidos nos itens 6.3.1 e 6.3.2, decidiu-se que não será projetado reforço para o subleito, e que a sub-base será feita em BGS, com 15cm de espessura.

A camada de base a ser adotada deveria ser a maior obtida entre as duas situações analisadas, ou seja, 35cm de BGTC. Todavia, esta espessura não é recomendável, pois, por ser relativamente grande, a sua compactação não apresentaria resultados satisfatórios.

Uma alternativa à adoção desta camada de 35cm seria a adoção de uma camada de BGTC de 20cm, e mais uma camada de outro material, calculando sua espessura de acordo com os fatores de equivalência dos materiais apresentados na Tabela 6.5 e na Tabela 6.7.

Tabela 6.7 - Valores de coeficientes estruturais. Fonte: Balbo (2007)

Material	Módulo de Resiliência (MPa)	AASHTO	Coefficientes Estruturais Conversão	DNER
Brita Graduada	200	0,13	1,00	1,0
Concreto asfáltico	3.164	0,44	3,40	2,0
Pedregulho arenoso	n.d.	0,11	0,85	n.d.
Solo-cimento	6.000	0,20	1,54	1,7
BGTC	12.000	0,22	1,69	1,7
Pré-misturado a frio	1.500	0,23	2,10	1,4

Logo, uma opção adequada para essa camada é a BGS que possui coeficiente de 1,69, tornando, portanto a antiga camada de 15cm de BGTC em 25cm de BGS

Assim, a solução resultante é apresentada na Figura 6.5.

12cm	Bloco de concreto
3cm	Areia
20cm	BGTC
25cm	BGS
15cm	BGS

Figura 6.5 - Perfil do pavimento projetado. Fonte: Software

6.5 Comparação de soluções

Para compararmos as soluções propostas verificaremos se a camada proposta pelo projetista está adequada conforme o critério de dimensionamento de Knapton por meio dos coeficientes estruturais fornecidos (Souza, 1981).

Como foi previsto nos cálculos uma espessura de 35cm de BGTC C_{8/10} para base e 15cm de BGS para sub-base a camada solo cimento de espessura equivalente será:

$$Esp \text{ de Solo/Cimento} = Esp \text{ BGTC} * \frac{Coef \text{ estrutural BGS}}{Coef \text{ estrutural SC}} = 35 * \frac{1,69}{1,54}$$

$$Espessura \text{ de Solo/Cimento} = 39cm$$

$$Espessura \text{ de solo/cimento} = \frac{Espessura \text{ BGS}}{Coef \text{ estrutural SC}} = \frac{35}{1,54} = 23$$

Portanto teremos como espessura total de solo cimento o valor de aproximadamente 62cm. Assim podemos verificar que o projeto original com uma camada total de solo tratado de 75cm foi superestimado.

Todavia, Knapton descreve que usualmente para o objetivo e tipo de serviço onde esse pavimento irá atuar o uso de uma base cimentada é mais recomendável. Portanto, com o objetivo de atingir maior durabilidade e confiabilidade das camadas iremos utilizar o perfil de pavimento calculado pelo método de Knapton com base em BGTC.

Para avaliarmos aproximadamente a diferença de custo entre os perfis projetados foram retirados da tabela de custos do mês de outubro de 2013 da SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil) os preços de material e mão de obra para aplicação das diversas camadas adotadas.

Tabela 6.8 – Análise de custos por metro quadrado da solução 1

Camada	Projeto original	Esp (cm)	R\$	Custo / m ²
Base	Laterita tratada c/ cimento	35	42,61	14,9
Sub-Base	Areia tratada c/ cimento	40	42,61	17,0
Total				32,0

Tabela 6.9 - Análise de custos por metro quadrado da solução 2

Camada	Projeto proposto	Esp (cm)	R\$	Custo / m ²
Base	BGTC	20	114,56	22,9
Base	BGS	25	87,62	21,9
Sub-base	BGS	15	87,62	13,1
Total				58,0

Pode ser visto que há um significativo aumento no custo do metro quadrado da pavimentação, em torno de 80%. Contudo, esse aumento se justifica pela adoção de um método de cálculo e de materiais adequados à solução adotada e aos carregamentos solicitantes. Assim, o custo do pavimento se mostrou mais elevado, porém sua confiabilidade e segurança também aumentou.

7 APRESENTAÇÃO DOS PROJETOS EXISTENTES DE SISTEMAS DE DRENAGEM

7.1 Descrição

Este capítulo tem por finalidade apresentar as fórmulas, teorias e conceitos envolvidos nos cálculos dimensionais da drenagem pluvial da Unidade de Construção Naval. Abordar-se-á também os critérios técnicos, econômicos e ambientais que foram considerados para o desenvolvimento do projeto.

O sistema de drenagem projetado destina-se a coletar e encaminhar para destinação final adequada as águas das chuvas precipitadas, de modo a preservar a rotina operacional e a integridade das instalações do estaleiro, evitando alagamentos no sistema viário, enxurradas, erosões e carreamento de materiais sólidos para o corpo receptor.

7.2 Parâmetros de projeto

Os parâmetros pluviométricos utilizados para o cálculo das chuvas de projeto foram os do Posto de Campos – RJ, mais perto da localidade do projeto, obtida com o Programa Plúvio 1.3 – Chuvas Intensas para o Brasil da GPRH – Grupo de Pesquisas em Recursos Hídricos – DEA – UFV – Universidade Federal de Viçosa.

A equação utilizada para o cálculo da intensidade máxima pluviométrica foi:

$$i = 1133,836 \times Tr^{0,183} / (t + 20,67)^{0,81}$$

Onde:

- i: intensidade de precipitação pluviométrica máxima, em mm/h;
- Tr: tempo de recorrência, em anos;

- t: tempo de concentração ou duração da chuva, em minutos. Adotado 15min ou 0,25h.

O tempo de recorrência adotado para a seção de escoamento foi de 10 anos. O resultado da aplicação da fórmula, considerando os dados acima especificados, é uma intensidade pluviométrica máxima de 96,58mm/h.

7.3 Sistema de drenagem

O sistema de drenagem do projeto disponibilizado é constituído por canaletas retangulares de concreto armado com abertura na tampa adotada ao longo dos estacionamentos e área *offshore*, responsáveis por encaminhar as águas pluviais até as galerias de mesodrenagem. As demais estruturas de escoamento são superficiais, para encaminhar as águas pluviais até as grelhas localizadas acima das galerias de mesodrenagem enterradas. A drenagem das vias secundárias se dá por infiltração, através de concreto poroso localizado nas áreas destinadas a calçadas. Na maior parte da área *offshore* são implantadas trincheiras de infiltração associadas a poços de coleta.

Para o cálculo das vazões afluentes foi utilizada a fórmula modificada do Método Racional, que indica:

$$Q = 2,78 * n * I * A * f$$

Onde:

- Q: Vazão do trecho, em l/s;
- n: coeficiente de distribuição, onde:

$$n = A_T^{-0,15}$$

Para:

$$A_T \leq 1, n = 1,00$$

- I: Intensidade máxima pluviométrica (ver equação da chuva);
- A: área de contribuição local, ha;
- f: Coeficiente de deflúvio:

$$f = m * (I * t)^{1/3}, \text{ onde:}$$

- m: fator em função do coeficiente de impermeabilização
- C: 0,7
- m: 0,051

As canaletas foram dimensionadas com o emprego da fórmula de Manning:

$$Q = \frac{A}{\eta} * Rh^{2/3} * I^{1/2}$$

Onde:

- Q: Vazão do trecho considerado, m³/s;
- n: Coeficiente de rugosidade, adotado 0,013;
- A: Área molhada, em m²;
- R_h: Raio Hidráulico, em m;
- I: Declividade do trecho, em m/m.

Para dimensionamento das canaletas e galerias, foi considerado como limite mínimo a velocidade de 0,60m/s e limite máximo a velocidade de 4,5m/s.

7.3.1 Caixa de sedimentação

É a caixa utilizada nos condutores horizontais destinados a recolher detritos por deposição (NBR 10844). Dimensionada para tempo de recorrência de 1 ano e para 3 dias de autonomia, a fim de evitar o superdimensionamento do equipamento. Foi adotado coeficiente de segurança de 1,4.

As caixas de sedimentação foram dimensionadas com o emprego da fórmula:

$$V = S_s \times Vol. \text{ Anual}$$

Onde:

- V_R: Volume de retenção;
- S_s: Sólidos em suspensão, adotado 0,0001m³/ m³;
- Vol. Anual: volume para chuva máxima com tempo de retorno de 1 ano.

7.3.2 Trincheira de infiltração

O sistema de trincheiras de infiltração localiza-se nas áreas *offshore*, cuja pavimentação será em brita. São constituídas de brita nº3¹ envoltas em camada geotêxtil com placa de aço em sua superfície para protegê-la das cargas atuantes.

Para o cálculo da área de infiltração foi utilizado o método da curva envelope:

$$H = \left[\frac{k_1(k_2 - \sqrt{\eta})}{\eta - k_2^2} \right]^2; \quad k_1 = \sqrt{\frac{a}{60}} \times \sqrt{\beta} \times T^{b/2}; \quad k_2 = \sqrt{\frac{c}{60}} \times \sqrt{\gamma} \times \sqrt{q_s}; \quad \beta = \frac{C \times A}{B \times L};$$

$$\gamma = \frac{2 \times L}{L \times B} = \frac{2}{B}$$

Onde:

- H = altura da trincheira de infiltração;
- η = porosidade do material de enchimento do dispositivo;
- q_s = vazão de saída constante do dispositivo (mm.h⁻¹);
- γ = razão entre a área de percolação e volume do dispositivo (mm⁻¹);
- A = Área contribuinte a trincheira;
- B = largura da trincheira;
- L = comprimento da trincheira;
- C = coeficiente de escoamento da área de contribuição;
- a, b, c = parâmetros da equação IDF de Talbot;
- T = período de retorno (anos).

Foram adotados os seguintes valores:

- $\eta = 0,38$;
- $q_s = 36 \text{ mm.h}^{-1}$.

¹ A terceira classificação de pedras britas tem tela passando em 60mm, ótimas para construções robustas. Comum em linhas de trens e drenos, valas e sub base para estradas.

7.4 Concepção do sistema de drenagem pluvial

A área a ser drenada do estaleiro, com 304 ha, a ser terraplenada na elevação +2,54m DHN (+3,376 IBGE) foi dividida, no projeto apresentado, em quatro áreas de planejamento (A-1, A-2, A-3 e A-4), de forma a distribuir as vazões e otimizar as dimensões dos dispositivos. Os limites das áreas foram determinados a partir dos deságues e das áreas de contribuição, buscando equilibrar as vazões para cada uma delas e otimizar as extensões das galerias principais, de maneira a diminuir sua profundidade final e conseqüentemente a influência das marés nos respectivos deságues.

Conforme citado anteriormente, o sistema de drenagem pluvial do projeto existente constitui-se basicamente por canaletas retangulares de concreto com tampas vazadas e galerias retangulares fechadas de seção simples e dupla também em concreto, podendo ser pré-moldadas ou não, além de drenagem sub superficial por trincheiras drenantes.

O projeto prevê o escoamento das águas de chuva por gravidade das galerias situadas na parte sul do terreno natural em direção ao canal de desvio do Rio Açu mais adiante. Nestes deságues, as bocas dos bueiros celulares nos primeiros 10,00m do canal a ser escavado no terreno natural, fora dos limites da área do estaleiro, serão protegidas por revestimento de pedra de mão sobre manta de geotêxtil contra erosão e também para funcionarem como proteção das estruturas e bacias de amortização de energia.

Antes dos deságues das galerias foram previstas caixas de sedimentação para retenção de sedimentos carregados para o sistema natural de drenagem, evitando processos de assoreamento do canal. Nas saídas das caixas foram previstos gradeamentos, de maneira a reter possíveis materiais sólidos grosseiros ou lixo.

Estas caixas foram dimensionadas de acordo com as respectivas vazões de drenagem para uma recorrência de um ano e deverão ser limpas periodicamente, de acordo com o regime de chuva, através de rampa de acesso ao seu interior para veículos motores do tipo *bobcat* ou similar. Estas caixas serão em concreto armado, abertas e com guarda-corpo de proteção ao seu redor.

A partir da delimitação das bacias se posicionou as galerias principais (mesodrenagem) ao longo das vias de circulação interna, minimizando as interferências e cruzamento com as canaletas e redes enterradas de utilidades do estaleiro e objetivando os pontos de deságues. Segue na Figura 7.1 abaixo os limites das áreas de planejamento A1, A2, A3 e A4.

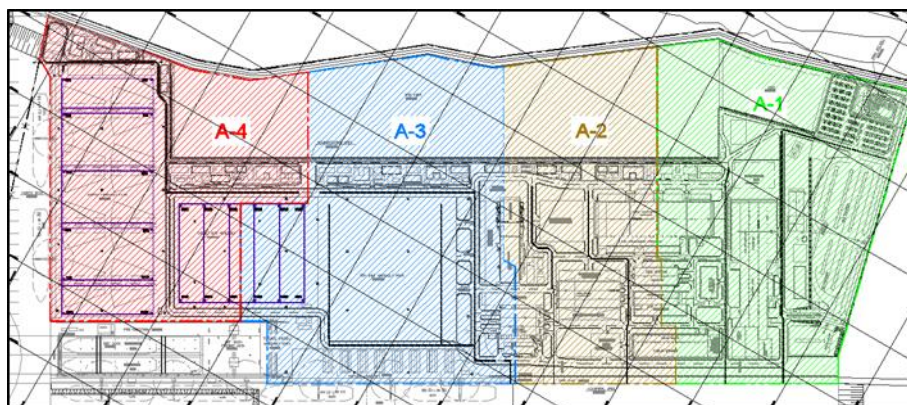


Figura 7.1 - Planta das áreas de planejamento da rede de drenagem. Fonte: Projeto OSX

Estas quatro áreas têm características distintas de coberturas e pavimentos e de soluções de drenagem, sendo as áreas A1 e A2 denominadas de industriais, e formadas por áreas menores constituídas de edificações com coberturas e telhados e arruamento. Já as áreas A3 e A4 são cobertas por camadas de brita compactada sobre base de solo cimento impermeável - *jacket assembly* e *jacket sub assembly area*, à exceção da *top side assembly area*, que é pavimentada e drenada superficialmente por canaletas.

As duas áreas citadas inicialmente com cobertura de brita possuem sistema de drenagem para o subsolo através de trincheiras de infiltração (drenantes) periféricas, e transversalmente onde não houver interferências estruturais e cargas grandes de superfície que inviabilizem sua construção, prevendo-se poços de coleta e inspeção nas confluências das trincheiras drenantes, permitindo a observação do funcionamento da drenagem e, em uma eventualidade, poderão servir como pontos de esgotamento e aceleração do processo drenante através de bombas submersíveis portáteis.

A fim de aumentar os vazios das trincheiras de infiltração, foi previsto em seu interior um tubo perfurado de PEAD² com diâmetro de 680mm em toda a sua extensão, que funcionaria como reservatório pulmão de água coletada do subsolo nas grandes chuvas, caso a capacidade de absorção do solo fosse inferior ao volume afluente em determinado instante. Foi proposto que se dê no projeto de terraplenagem caimentos nas bases da pavimentação de no mínimo 0,3%, de forma a direcionar o fluxo percolado através da camada superficial de brita para as trincheiras.

A área a leste da planta denominada Empreiteirópolis, que engloba partes das áreas A1, A2, A3 e A4, será drenada superficialmente para um canal longitudinal de seção trapezoidal que desaguará no canal de acesso ao estaleiro na extremidade norte.

As principais dificuldades a serem vencidas pela drenagem de acordo com o memorial descritivo do projeto, são as extensões das galerias de mesodrenagem, a busca por deságues mais próximos que permitissem o alcance de cotas acima dos níveis das marés máximas e a ausência de declividades longitudinais e transversais da pavimentação das ruas. Para solução deste problema, foi proposto no projeto caimento transversal de 1,5% no arruamento, drenando para os passeios ou áreas periféricas laterais das vias onde não houvesse trânsito pesado de equipamentos e veículos, a serem feitas com pavimentos com base permeável ou brita sobre base permeável.

Esta proposição de que seja adotada pavimentação sobre base permeável se estende também às demais áreas periféricas, prédios e estacionamentos do estaleiro, não sujeitos a cargas pesadas, o que iria contribuir muito para diminuir e, em determinados casos, eliminar o fluxo superficial das águas de chuva precipitadas. Soluções técnicas sobre este tema já existem e sua viabilidade pode ser confirmada por diversos casos bem sucedidos de implementação das mesmas.

A drenagem de áreas passíveis de contaminação oleosa, como as de oficinas, por exemplo, não foram consideradas no projeto por serem pontuais e integradas aos projetos das edificações, e devem ser segregadas e cobertas sempre que possível, diminuindo a carga de efluente contaminado. A drenagem destas áreas contaminadas

² Polietileno de alta densidade

devem passar por um sistema de separação água e óleo antes do lançamento na drenagem pluvial externa, denominada de limpa, em consonância com as exigências do Plano Ambiental. As demais áreas que possam ser focos geradores de drenagem de derrames ou vazamentos de produtos, devem ser também segregadas e possuir caixas de acúmulo deste material para posterior retirada e remoção por caminhões de sucção a vácuo.

7.4.1 Áreas a serem drenadas

Áreas do estaleiro a serem drenadas:

- Área A-1: Adoção do sistema de canaletas nas áreas de estacionamento. Previsão de duas galerias celulares de mesodrenagem e dois deságuas. Área industrial. Ainda como ações de boas práticas, sugeriu-se a adoção de piso intertravado permeável para a área de estacionamento, de modo a reduzir os dispositivos de drenagem desta área.
- Área A-2: Duas galerias celulares e dois deságuas. Área industrial.
- Área A-3: Trincheiras de infiltração associadas a poços de coleta, três galerias de mesodrenagem e um único deságue, canaletas de concreto armado.
- Área A-4: Adoção de trincheiras de infiltração associadas a poços de coleta, duas galerias de mesodrenagem e um único deságue.

Em cada área de planejamento foram consideradas ainda:

- Drenagem pluvial das vias:

As águas pluviais das vias principais, que comportam a mesodrenagem, são captadas por grelhas transversais, dispostas, normalmente, de 30m em 30m. No caso das vias secundárias sugeriu-se a adoção de caimento no eixo da via de 1,5% em direção as bordas, de modo que a água infiltre naturalmente através de piso permeável (concreto poroso) no solo, localizado no espaço destinado à calçada ou canteiro. Esse procedimento foi recomendado devido à falta de declividade das ruas e às suas grandes extensões, além de substituir a necessidade de dispositivo

específico, como sarjeta, bocas de lobo ou canaletas que aumentariam as interferências com as demais utilidades enterradas.

- Drenagem pluvial das áreas descobertas:

Nas áreas descobertas as águas pluviais são coletadas por sistema de canaletas de concreto armado retangulares, fechadas por tampas de concreto vazadas e conduzidas ao sistema de mesodrenagem, desde que esteja garantida a não contaminação do efluente.

- Drenagem pluvial das áreas cobertas:

Nas áreas cobertas, as águas pluviais são coletadas por sistemas de drenagem próprios de cada edificação/galpão e conduzidas ao sistema de mesodrenagem.

7.5 Considerações finais

O estudo do caminhamento do sistema de drenagem da área a ser esgotada no projeto disponibilizado, baseou-se no nível de terraplenagem, nas limitações de lançamento e nas interferências com as outras redes.

A área de Empreiteiroópolis não foi considerada como área de contribuição para as galerias de mesodrenagem.

As sugestões para pavimentação das áreas interiores das quadras, calçadas, passeios e ao longo de todo sistema viário de circulação do estaleiro, não sujeitas a tráfego pesado, são importantes e foram analisadas pela OSX.

O esgotamento das águas pluviais penetradas superficialmente nas canaletas de tubulação e de elétrica, bem como caixas de passagem de cabos ou de visita, pode ser feito para o sistema de drenagem pluvial desde que as diferenças de cotas permitam e que não haja possibilidade de refluxo. Nos demais casos, o esgotamento destes dispositivos deve ser feito por aberturas no fundo espaçadas regularmente e definidas nos respectivos projetos, preenchidas em brita envolta de geotêxtil e nos casos onde a profundidade for grande e houver o risco de penetração do lençol

freático ou por capilaridade por influência das marés, através de bombas, prevendo-se na estrutura poços secos convergentes dos caimentos de fundo.

8 ANÁLISE CRÍTICA DOS PROJETOS DE SISTEMAS DE DRENAGEM

Os projetos da rede de drenagem da UCN, disponibilizados pela empresa OSX, foram analisados através de referências bibliográficas e normas técnicas amplamente utilizadas no setor.

8.1 Parâmetros de projeto

O memorial descritivo do projeto existente apresenta a Equação Geral de intensidade-duração-frequência (IDF) de chuvas para calcular a máxima intensidade pluviométrica. O método é amplamente utilizado e está presente nas principais referências técnicas sobre o assunto. A equação é apresentada a seguir:

$$I = \frac{K * Tr^a}{(t + b)^c}$$

Os parâmetros pluviométricos (K, a, b, c) usados no projeto estão de acordo com a Coletânea das equações de chuva do Brasil (Festi, 2007), porém não é explicado o motivo da adoção de um tempo de concentração de 15 minutos e um tempo de recorrência de 10 anos.

Segundo a norma N-38: Critérios para projetos de drenagem (Petrobras, 2000), que se baseia nas normas ABNT de drenagem superficial, adicionando informações pertinentes de forma mais restritiva para emprego em obras semelhantes à UCN, a máxima intensidade pluviométrica deve ser calculada para um tempo de recorrência (Tr) de 20 anos.

O emprego de um tempo de concentração de 15 minutos é razoável, visto o tamanho das bacias de contribuição consideradas. O valor mínimo deste parâmetro para a fórmula de cálculo proposta é de 5 minutos, porém tal valor conduziria a um superdimensionamento dos dispositivos de drenagem.

A mesma equação, com o tempo de recorrência fixado em 20 anos e o tempo de concentração igual a 10 minutos, de forma mais conservadora, leva a uma intensidade pluviométrica máxima igual a 123,85 mm/h, enquanto o valor usado no projeto foi de 96,58 mm/h.

Pode-se ainda utilizar um outro método para o cálculo da máxima intensidade pluviométrica, como, por exemplo, o método proposto pela Companhia de Pesquisas de Recursos Minerais (CPRM), que propõe a seguinte equação, com base em estudos realizados no Estado do Rio de Janeiro:

$$I_{T,d} = 44,888 * d^{-0,385} * P^{0,244} * \mu_{T,d}$$

Onde:

- $I_{T,d}$: intensidade pluviométrica para $T \leq 100$ anos e $5 \text{ min} \leq d \leq 1$ hora, em mm/h;
- d : duração da precipitação, em minutos;
- P : precipitação média anual, em mm;
- $\mu_{T,d}$: parâmetro adimensional regional.

Através da análise do banco de dados disponíveis no site da ANA (Agência Nacional de Águas), que conta com um histórico diário de precipitações desde o ano de 1972 até 2012, para o município de São João da Barra, foi encontrada uma precipitação média anual de 793 mm para o local. A série histórica mensal para o município é apresentada na Tabela 8.1, a seguir:

Tabela 8.1 - Histórico anual de chuvas do município de São João da Barra, valores em mm.

Fonte: (Agência Nacional de Águas)

Ano	Janeiro	Fevereiro	Março	Abril	Maior	Junho	Julho	Agosto	Setembro	Outubro	Novembro	Dezembro	Total anual
1972	75,4	91,1	29,6	45	18,6	20,2	85,8	82,6	120	40,8	90,6	152,6	852,3
1973	108,4	85	169,5	20	41	18,6	45,8	49,6	60,8	184,8	196,8	78,4	1058,7
1974	173,8	43,2	19,8	44,8	18,6	21,2	3,6	0	8,6	142,2	107	159,4	742,2
1975	140,8	98,6	24,4	83,6	119	54,6	28,2	0	121,8	248	158	58	1135
1976	0	12	68,5	0	66,6	2	83,7	76,9	116,9	135,7	56	170,1	788,4
1977	35	43,4	9,8	253,4	20,4	38,8	13,4	16,6	61,6	78,6	163	89,9	823,9
1978	55,2	53,3	72	37	63	10,6	55,1	45,1	45,8	93,7	118,2	97,4	746,4
1979	264,4	166,8	89,2	59,4	34	85	29,6	5,8	40	16,2	101,6	138,4	1030,4
1980	115,5	32	14	21,2	29	3	14	35,6	22,6	60,2	57,6	170	574,7
1981	129,6	15,4	200,7	102,2	35,6	2,4	42,2	44,6	26,4	91,4	306,6	110,8	1107,9
1983	98,2	0	102,4	109,8	14,2	0,8	20,6	2,6	185,2	129,4	97,2	211,2	971,6
1984	30,4	50	52	17,8	2,4	10,8	13,6	55	66,8	83,6	235,2	161,8	779,4
1985	235,4	90	151	74,2	40,2	0	31,2	44	34,6	84	141,3	115,8	1041,7
1986	66	86,8	6,2	9,2	17,8	0	34	51,4	27	31,2	31	157,6	518,2
1987	209,4	8,4	25,6	18,4	24,2	24,8	11,8	0,6	10	78,2	61	84,2	556,6
1988	89,8	232	133,4	161,2	38	42,4	27,4	0	0	110,8	93,8	35,4	964,2
1989	138	55,8	85,4	49,4	25,2	76,6	33	12,4	99	57,8	55,2	105,2	793
1990	24,6	34,8	0	29,4	43,8	33,8	14,8	11,8	43,2	62	54,4	78	430,6
1991	131	21,8	143,6	64,8	55	35	58,6	19,6	82,4	42	46,6	20,6	721
1992	48,4	30	38,6	34,4	39,2	33,6	33	17	101,6	42	85,2	66,6	569,6
1993	51,8	14,6	7,4	145,2	43,4	44	10	12,4	71,2	77,8	9,6	133,6	621
1994	240	0	187,2	190,2	34,6	10,4	11,4	0	4,8	13,8	107,4	111,4	911,2
1995	4,2	26	106,2	4	9,8	0	27,2	29,8	10,8	110,4	153,4	165,6	647,4
1996	26	31,2	46	44,8	9,4	26,6	0	22,8	192	58	222	60,2	739
1997	100,6	55	108	36,2	43	17,6	0	9,4	75,6	85,4	57,8	150,6	739,2
1998	47	81,1	104	48,6	99,8	14,2	11,2	62,6	29,4	113,8	210,2	94,6	916,5
1999	19,6	10,4	65	63,6	5,2	42,4	22,4	1,6	0	219,8	264,2	60,8	775
2000	128,4	44,9	53,6	86	10,6	15,1	33,6	0	60,8	48,4	147,9	58,7	688
2001	24,8	35,3	23,8	7,2	69,6	39,9	15,9	25,5	91,5	28,9	158,7	121,9	643
2002	33,6	116,2	10,5	37,7	42,3	22,1	18,6	40,6	112,3	17,2	67,6	131,2	649,9
2003	210,4	30	27,2	107	55,8	26,2	56,8	75,7	74,9	90,4	86,9	102,9	944,2
2004	190	145	109,5	67,7	66,5	54,8	82	35,6	4	20	192,3	250,9	1218,3
2005	79,8	77,2	270,3	97,9	43,4	106,1	45,6	0,7	146,5	14,3	214,7	209,1	1305,6
2006	0	28	121,1	55,2	24,3	2,4	9,2	24,9	77,5	111,5	279,8	109,1	843
2007	313,4	62,4	0	84,7	191,2	16,9	0	8,6	48,7	93,6	102,3	197,5	1119,3
2008	117	0	89,2	0	5,1	35	0	0	58,1	59,5	400,8	534,4	1299,1
2009	143,6	26	199,4	194,4	15,3	23,8	15,6	28	23,1	228,6	61,3	191,6	1150,7
2010	0	79,6	144,8	20,5	40,8	12,6	96,1	11,2	11,2	95,3	220,7	127,5	860,3
2011	110,9	5,5	234,5	111,9	32,4	12,4	6,2	10	0	140,8	94,4	115,5	874,5
2012	0	0	78,8	20,6	142,8	0	13,6	171,4	21,4	2,1	197	2,6	650,3

Os valores do parâmetro adimensional $\mu_{T,d}$, de acordo com o Estudo de Chuvas Intensas no Estado do Rio de Janeiro (Davis & Naghettini, 2000), são apresentados na Tabela 8.2, a seguir:

Tabela 8.2 - Valores de $\mu T, d$. Fonte: (Davis & Naghettini, 2000)

Período de Retorno (Anos)	2	5	10	20	50	75	100
Duração							
5 minutos	0,8618	1,1000	1,2616	1,4451	1,7444	1,9043	2,0301
10 minutos	0,8470	1,1117	1,2901	1,4918	1,8193	1,9937	2,1307
15 minutos	0,8433	1,1059	1,2896	1,5019	1,8550	2,0465	2,1984
30 minutos	0,8356	1,1223	1,3142	1,5301	1,8794	2,0647	2,2101
45 minutos	0,8341	1,1249	1,3188	1,5365	1,8876	2,0735	2,2192
1 hora	0,8322	1,1201	1,3166	1,5404	1,9068	2,1031	2,2578
2 horas	0,8212	1,1076	1,3181	1,5689	1,9994	2,2385	2,4306
3 horas	0,8210	1,1055	1,3158	1,5671	2,0001	2,2412	2,4352
4 horas	0,8207	1,1128	1,3244	1,5741	1,9986	2,2327	2,4200
8 horas	0,8260	1,1161	1,3206	1,5579	1,9543	2,1700	2,3413
14 horas	0,8271	1,1205	1,3236	1,5567	1,9418	2,1495	2,3138
24 horas	0,8225	1,1318	1,3393	1,5733	1,9525	2,1540	2,3121

O cálculo da máxima intensidade pluviométrica através da equação proposta pela CPRM, para um período de retorno (tempo de recorrência) de 20 anos e uma precipitação com duração de 10 minutos, conduz a uma intensidade pluviométrica de 140,69 mm/h. Utilizando-se os mesmos valores propostos no projeto (T = 10 anos; d = 15 minutos), esse valor é de 104,04 mm/h.

A diferença entre o valor da máxima intensidade pluviométrica proposto no projeto e o valor calculado na presente análise crítica, é ainda maior quando se utiliza o método da CPRM com os parâmetros aconselhados na norma N-38 (Petrobras, 2000).

Tais diferenças são consideráveis quando se observa os tamanhos das bacias de contribuição dos projetos apresentados, podendo ocorrer um subdimensionamento da rede de drenagem.

8.2 Sistema de drenagem

8.2.1 Cálculo das vazões de contribuição

O Método Racional, usado para o cálculo das vazões afluentes no projeto apresentado está correto e é encontrado na maioria das principais referências técnicas sobre o assunto (Tomaz, 2002), porém não é apresentado o critério para o coeficiente de deflúvio utilizado (igual a 0,7). Tal valor, segundo as Instruções Técnicas para Elaboração de Estudos Hidrológicos e Dimensionamento Hidráulico de Sistemas de Drenagem Urbana (Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro, 2010), deve estar situado entre 0,80 e 0,95 para superfícies de concreto ou asfalto. Mais um vez, considerando-se o tamanho das bacias de contribuição, o dimensionamento da rede seria consideravelmente influenciado.

8.2.2 Concepção do sistema

O sistema de drenagem apresentado em projeto aparentemente não possui falhas técnicas em sua concepção, porém, com a visita técnica realizada pelos alunos no início do mês de agosto, pôde-se constatar que a obra não está sendo executada de acordo com o projeto apresentado, principalmente nas áreas de montagem de jaquetas e no cais norte.

Os caimentos de 0,3% nas bases da pavimentação indicados em projeto, para que o fluxo de águas pluviais fosse direcionado para as trincheiras de infiltração e para as canaletas, não foram respeitados, ou seja, o pavimento foi executado sem os caimentos, de forma plana em praticamente toda sua extensão, o que inviabilizou a construção desses dispositivos de drenagem. Devido a um erro de compatibilização entre os projetos de estrutura e drenagem, as canaletas e as trincheiras projetadas foram suprimidas em obra, e foram deixadas bocas coletoras de águas pluviais

espalhadas pelo pavimento (Figura 8.1 e Figura 8.2). Dessa forma, o encaminhamento das águas até as bocas coletoras não está garantido, visto que a superfície é inteiramente plana, e um recalque mínimo em qualquer trecho pode contribuir para o acúmulo de águas pluviais no pavimento.



Figura 8.1 - Laje plana da área de montagem de jaquetas. Fonte: Visita técnica (ago/2013)



Figura 8.2 - Dispositivo de coleta de águas pluviais na superfície do pavimento. Fonte: Visita técnica (ago/2013)

Além disso, a capacidade de escoamento dessas bocas coletoras deveria ser verificada, podendo ser usado o método proposto pelo Manual de drenagem urbana (DAEE/CETESB, 1980), cuja equação é apresentada a seguir:

$$Q = 1,7 * L * y^{3/2}$$

Onde:

- Q: vazão em m^3/s ;
- L: perímetro da boca coletora, em m;
- y: altura da lâmina d'água próxima à boca coletora, em m.

Essa equação é usada para bocas coletoras com lâminas d'água de profundidades inferiores a 12 cm em suas proximidades. Considerando-se que a boca coletora usada na obra possui 15cm de diâmetro e que a lâmina d'água em sua proximidade é de 3cm, sua capacidade de escoamento resultante é de 138,76 L/s.

Segundo o Método Racional, usado para cálculo de vazões de contribuição, apresentado no item 8.2, a área máxima que uma boca com essas configurações pode atender é de aproximadamente 4.450 m^2 (considerando-se a máxima intensidade pluviométrica de 123,85 mm/h, calculada no item 8.1).

Deve-se ainda considerar um fator de redução da capacidade de escoamento da boca coletora, devido ao possível entupimento do dispositivo. De acordo com o Manual de drenagem urbana (DAEE/CETESB, 1980), bocas coletoras com grelha, localizadas no ponto baixo do terreno, possuem fator de redução igual a 0,5. Dessa forma, a capacidade de escoamento resultante dos dispositivos em estudo é de 69,38 L/s, correspondente a uma área de 2.225 m^2 .

O grupo considera a utilização de canaletas de drenagem e trincheiras de infiltração, conforme apresentada em projeto, uma opção mais adequada para a obra. Os dispositivos usados estão mais propensos a entupimento, além de estarem mais vulneráveis estruturalmente, caso haja circulação de veículos e equipamentos pesados no local.

A opção da utilização de galerias de mesodrenagem de concreto armado não pareceu ser a mais adequada após a observação feita em campo pelos alunos. As galerias se encontram em locais onde não há tráfego de veículos pesados e que não possuem um uso definido. A escavação das valas não se mostrou a melhor opção, pois devido à grande seção das galerias, foi necessária a escavação de um grande canal para a execução da obra (Figura 8.3). Do ponto de vista construtivo, uma opção mais interessante seria a execução de um canal aberto para o escoamento das águas pluviais, evitando a necessidade de locação das galerias de mesodrenagem e de reaterro. Do ponto de vista técnico, um canal aberto de drenagem em nada

compromete o projeto em relação à capacidade de escoamento, quando comparado às galerias.



Figura 8.3 - Execução das galerias de mesodrenagem. Fonte: Visita técnica (ago/2013)

8.3 Considerações Finais

A análise crítica dos projetos de drenagem permitiu aos alunos um ganho de conhecimento sobre o tema, visto que foi possível ter o contato com projetos de drenagem, com a execução da obra e com problemas reais para a implantação do projeto em campo, além do aprendizado através do uso das referências bibliográficas e normas técnicas relacionadas.

Os critérios para a adoção dos parâmetros usados nos cálculos hidrológicos não foram explicados. Assim, a verificação dos cálculos com os parâmetros de acordo com normas técnicas indicou que os valores usados em projeto estavam contrários à segurança, conduzindo a um possível subdimensionamento do sistema.

O fato de a obra não estar sendo realizada de acordo com a concepção proposta indica uma falha na etapa de compatibilização entre os projetos de drenagem e de pavimentos. A consequência disso, além de parte do sistema não funcionar da forma prevista, é a necessidade de repensar a solução para a drenagem do local ao mesmo tempo em que a obra é executada.

9 CONCEPÇÃO DE NOVO PROJETO DE SISTEMAS DE DRENAGEM

Neste item será apresentado um novo projeto para a rede de drenagem das áreas de montagem de jaquetas e do cais norte. Esse local foi o que apresentou maiores problemas na execução, tendo sua implantação em total desacordo com o projeto disponibilizado. A concepção apresentada também poderia ser implantada nas outras áreas descobertas da UCN.

9.1 Bibliografia e referências

As normas técnicas utilizadas no projeto da rede de drenagem superficial a seguir são a N-38: Critérios para projetos de drenagem, segregação, escoamento e tratamento preliminar de efluentes líquidos de instalações terrestres, e a N-1601: Construção de sistemas de drenagem e de despejos líquidos em unidades industriais, ambas elaboradas pela Petrobras para seu uso interno. Essas normas baseiam-se nas normas ABNT de drenagem superficial, adicionando informações pertinentes à drenagem industrial e terrestre de forma mais restritiva, para o emprego nas obras da Petrobras similares à UCN.

Além dessas normas elaboradas pela Petrobras, foi considerado o documento emitido pela Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro, Instruções Técnicas para Elaboração de Estudos Hidrológicos e Dimensionamento Hidráulico de Sistemas de Drenagem Urbana, aprovado pela Portaria O/SUB – RIO ÁGUAS “N” nº. 004/2010.

9.2 Descrição

A área de montagem de jaquetas e o cais norte possuem, juntos, aproximadamente 350.000 m², sendo toda a extensão descoberta. A drenagem superficial projetada para essa área consiste basicamente em um sistema de canaletas de concreto armado com grelha metálica, dispostas nos pontos de cota mais baixa do terreno. Nas extremidades dessas canaletas são previstas bocas coletoras, com válvulas de segurança para o caso de vazamentos na área, dessa forma, em caso de vazamentos de produtos químicos, pode-se fechar as válvulas para que esses produtos não sejam despejados no sistema de drenagem. Dessas bocas coletoras, a água segue para a rede de tubos coletores enterrados, de concreto armado, de onde é lançada no canal norte.

9.3 Dimensionamento

9.3.1 Intensidade pluviométrica

A intensidade pluviométrica máxima na região da UCN foi calculada a partir de dois métodos, cujas equações de intensidade-duração-frequência (IDF) foram apresentadas e discutidas no Item 8.1 Parâmetros de projeto da ANÁLISE CRÍTICA DOS PROJETOS DE SISTEMAS DE DRENAGEM. São os métodos a seguir:

(1) Equação Geral – método amplamente utilizado, presente nas principais referências técnicas sobre o assunto.

$$I = \frac{K * T^a}{(d + b)^c}$$

(2) Equação da Companhia de Pesquisas de Recursos Minerais (CPRM) – equação proposta com base em estudos realizados no Estado do Rio de Janeiro.

$$I_{T,d} = 44,888 * d^{-0,385} * P^{0,244} * \mu_{T,d}$$

A intensidade pluviométrica máxima foi calculada para uma precipitação com duração de 10 minutos, valor este considerado o mínimo nas principais referências técnicas, que conduz a um resultado mais conservador; e, segundo a norma N-38 (Petrobras, 2000), o tempo de retorno a ser considerado para instalações terrestres semelhantes à UCN é de 20 anos. Os resultados dessas equações foram explicados no Item 8.1, e são apresentados a seguir:

Equação Geral:

$$I = \frac{1133,836 * 20^{0,183}}{(10 + 20,667)^{0,807}} = 123,85 \text{ mm/h}$$

Equação da CPRM:

$$I_{20,5} = 44,888 * 10^{-0,385} * 7930,244 * 1,4918 = 140,69 \text{ mm/h}$$

Portanto, a intensidade pluviométrica máxima a ser considerada nesse projeto é aquela obtida através da equação da CPRM, por estar a favor da segurança, cujo valor é de 140,69 mm/h.

9.3.2 Contribuição das bacias

Para o cálculo das vazões de contribuição das bacias, foi utilizado o Método Racional, cuja equação é apresentada a seguir:

$$Q = 2,78 * C * I * A_b$$

Onde:

- Q: vazão, em L/s;
- 2,78: constante de transformação de unidade;
- C: coeficiente de escoamento superficial;
- I: intensidade da chuva, em mm/h;
- A_b : área da bacia, em ha.

O coeficiente de escoamento superficial para áreas industriais e áreas com superfície de concreto ou asfalto é de, no máximo, 0,90 (Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro, 2010), valor considerado nos cálculos por estar a favor da segurança. A intensidade da chuva foi calculada no item 9.3.1 e é igual a 140,69 mm/h.

As áreas de montagem de jaquetas e do cais norte foram divididas em diversas áreas de contribuição, para que as vazões de escoamento nas respectivas canaletas não fossem muito elevadas. Dessa forma evita-se a necessidade de canaletas de grandes dimensões, que são mais difíceis de executar caso moldadas *in loco* ou dificilmente encontradas no mercado em elementos pré-moldados.

Os trilhos e caminhos de circulação dos guindastes do cais norte e os trilhos dos equipamentos pesados da área de montagem de jaquetas foram considerados como os pontos altos do terreno. Os guindastes só poderão passar sobre as canaletas com proteções especiais de chapas de aço, não podendo ficar parados sobre as mesmas. Deve ser prevista uma inclinação mínima nas lajes, considerada 0,3%, para que as águas pluviais sejam encaminhadas até as canaletas, dispostas nos pontos mais baixos do terreno. A cota do pavimento foi definida, em média, em +3,60 metros (DHN).

A maior área de contribuição do projeto é de 4984 m², o que leva a uma vazão de 175,55 L/s, considerando-se os critérios apresentados.

9.3.3 Capacidade das canaletas

A capacidade das canaletas, em L/s, foi calculada pela fórmula de Manning, apresentada abaixo:

$$Q = \frac{1}{n} * R_h^{\frac{2}{3}} * i^{\frac{1}{2}} * A$$

Onde:

- n: coeficiente de Manning;
- R_h: raio hidráulico, em m;
- i: declividade da canaleta, em m/m;
- A: área da seção molhada, em m².

Para este cálculo, foram considerados os seguintes parâmetros, de acordo com a norma N-38 (Petrobras, 2000):

- lâmina d'água máxima na canaleta: 85% da seção;

- coeficiente de Manning: 0,015;
- velocidade mínima = 0,60 m/s;
- velocidade máxima = 4,0 m/s;
- declividade mínima no projeto = 0,0036 m/m;
- declividade máxima no projeto = 0,0087 m/m.

As canaletas do projeto possuem uma seção retangular de base igual a 50 cm e altura variável, de 20 a 50 cm, com revestimento de concreto moldado *in loco*. Essa seção foi projetada para que fosse possível impor uma declividade mínima às canaletas através da profundidade variável, considerando que o pavimento não possui inclinações no sentido longitudinal às mesmas. A Figura 9.1 a seguir mostra detalhes da canaleta citada.

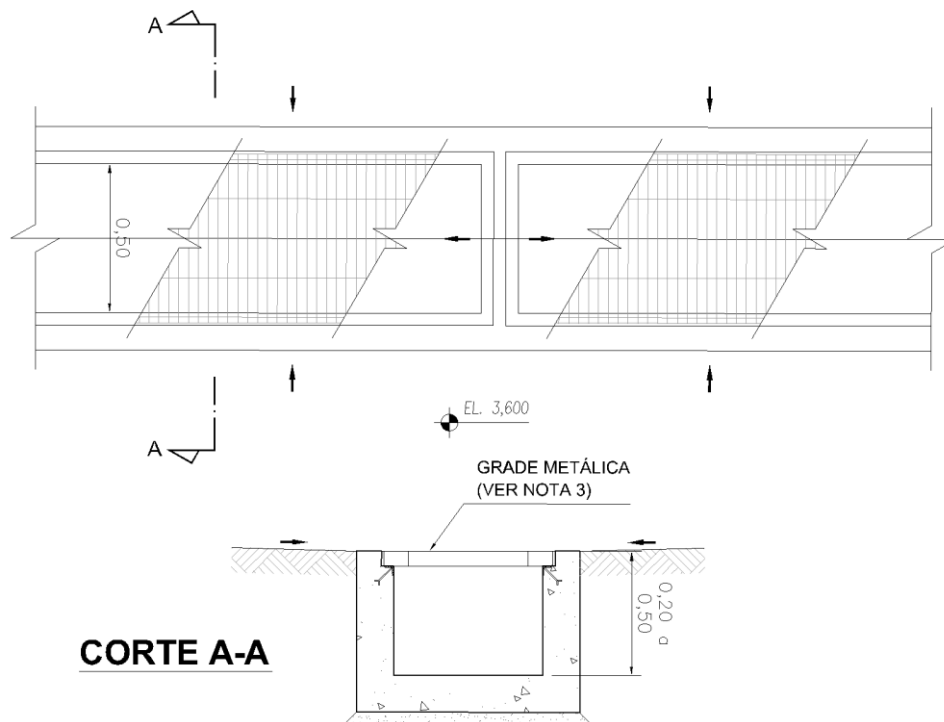


Figura 9.1 - Canaleta de concreto armado com grelha metálica. Fonte: Software AutoCAD

Bocas coletoras nas extremidades das canaletas são responsáveis por encaminhar as águas pluviais coletadas superficialmente para o sistema de tubos enterrados. Válvulas de segurança contra vazamentos são previstas para essas bocas coletoras. Detalhes desses dispositivos são apresentados na Figura 9.2 a seguir.

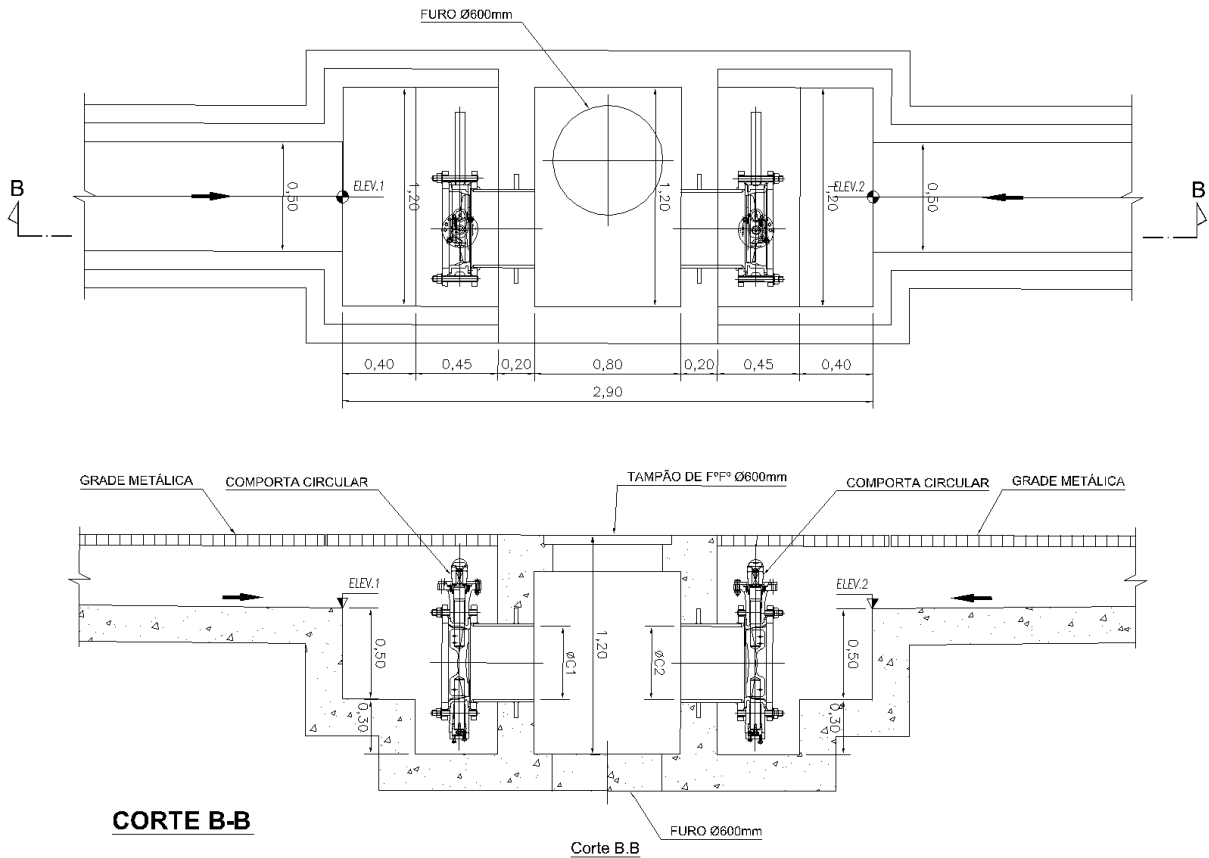


Figura 9.2 - Detalhe das bocas coletoras das canaletas. Fonte: Software AutoCAD

Usando a fórmula de Manning com a declividade mínima do projeto e com a área da seção calculada para uma canaleta de dimensões 50 cm x 50 cm (que corresponde à seção final da canaleta, onde a vazão é máxima), obtém-se uma capacidade resultante de 247,23 L/s. Para a declividade máxima do projeto, a capacidade da canaleta é de 386,02 L/s.

A planilha de dimensionamento das canaletas é apresentada nas tabelas a seguir (Tabela 9.1 – Características físicas, Tabela 9.2 – Vazões de contribuição e Tabela 9.3 – Verificação de velocidade e lâmina d'água). Os trechos foram agrupados de acordo com as características das canaletas. No desenho de implantação da rede (9.4 Esquema da implantação) pode-se ver que cada grupo é dividido em nove trechos de canaletas iguais, com exceção do trecho 6.1, que possui uma bacia de contribuição menor do que os outros trechos do grupo 6.

Tabela 9.1 - Dimensionamento das canaletas de drenagem

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS										
Trecho	Cota terreno		Comprimento m	Declividade m/m	Cotas de fundo		Profundidade		n Manning	Capacidade de vazão L/s
	montante	jusante			montante	jusante	montante	jusante		
1	3,60	3,60	37,5	0,0080	3,40	3,10	0,20	0,50	0,015	369,55
2	3,60	3,60	37,5	0,0080	3,40	3,10	0,20	0,50	0,015	369,55
3	3,60	3,60	37,5	0,0080	3,40	3,10	0,20	0,50	0,015	369,55
4	3,60	3,60	37,5	0,0080	3,40	3,10	0,20	0,50	0,015	369,55
5	3,60	3,60	37,2	0,0081	3,40	3,10	0,20	0,50	0,015	370,74
6	3,60	3,60	36,7	0,0082	3,40	3,10	0,20	0,50	0,015	373,56
6.1	3,60	3,60	36,7	0,0082	3,40	3,10	0,20	0,50	0,015	373,56
7	3,60	3,60	34,3	0,0087	3,40	3,10	0,20	0,50	0,015	386,02
8	3,60	3,60	34,3	0,0087	3,40	3,10	0,20	0,50	0,015	386,02
9	3,60	3,60	83,7	0,0036	3,40	3,10	0,20	0,50	0,015	247,23

Tabela 9.2 - Dimensionamento das canaletas de drenagem (continuação)

MÉTODO RACIONAL - VAZÃO DE CONTRIBUIÇÃO						
Trecho	Área da Bacia		Coeficiente Distribuição	Coeficiente Deflúvio	I chuva mm/h	Vazão de Contribuição L/s
	nº	ha				
1	1	0,4984	1	0,9	141	175,44
2	2	0,3710	1	0,9	141	130,59
3	3	0,3710	1	0,9	141	130,59
4	4	0,3710	1	0,9	141	130,59
5	5	0,3685	1	0,9	141	129,71
6	6	0,3631	1	0,9	141	127,81
6.1	7	0,2853	1	0,9	141	100,43
7	8	0,3399	1	0,9	141	119,65
8	9	0,3993	1	0,9	141	140,56
9	10	0,3430	1	0,9	141	120,74

Tabela 9.3 - Dimensionamento das canaletas de drenagem (continuação)

MANNING - VERIFICAÇÃO DE VELOCIDADE E LÂMINA D'ÁGUA					
Trecho	Área molhada	Perímetro molhado	Rh	Velocidade	y/D
	m ²	m	m	m/s	%
1	0,1192	0,9769	0,1220	1,47	48
2	0,0963	0,8854	0,1088	1,36	39
3	0,0963	0,8854	0,1088	1,36	39
4	0,0963	0,8854	0,1088	1,36	39
5	0,0956	0,8824	0,1083	1,36	38
6	0,0940	0,8760	0,1073	1,36	38
6.1	0,0788	0,8150	0,0966	1,27	32
7	0,0876	0,8505	0,1030	1,37	35
8	0,0985	0,8939	0,1102	1,43	39
9	0,1222	0,9888	0,1236	0,99	49

9.3.4 Dimensionamento dos tubos de ligação e coletores

O dimensionamento dos tubos coletores de águas pluviais e dos tubos de ligação foi feito através da fórmula de Manning, indicada no item 9.3.3.

Os seguintes parâmetros foram considerados nos cálculos, todos de acordo com N-38 (Petrobras, 2000):

- lâmina d'água máxima no tubo: 67% da seção;
- coeficiente de Manning: 0,013;
- velocidade mínima = 0,60 m/s;
- velocidade máxima = 5,00 m/s;
- declividade mínima = 0,0015 m/m;
- recobrimento mínimo dos tubos de ligação: 0,45 m
- recobrimento mínimo dos tubos coletores: 0,60 m.

Tanto os tubos de ligação quanto os coletores de águas pluviais serão de concreto armado, com um diâmetro mínimo de 300 mm para os de ligação e de 400 mm para os coletores.

Os tubos de ligação são responsáveis por transferir a água dos dispositivos de captação de águas pluviais superficiais, para os tubos coletores de águas pluviais enterrados. Isso é feito através de poços de visita feitos em anéis de concreto pré-moldados, localizados, em média, a cada 70 metros. Esses poços de visita recebem contribuição de até 3 tubos de ligação, direcionando as águas para os tubos coletores de águas pluviais. As figuras a seguir (Figura 9.3 e Figura 9.4) mostram detalhes de um poço de visita em anéis pré-moldados de concreto típico.

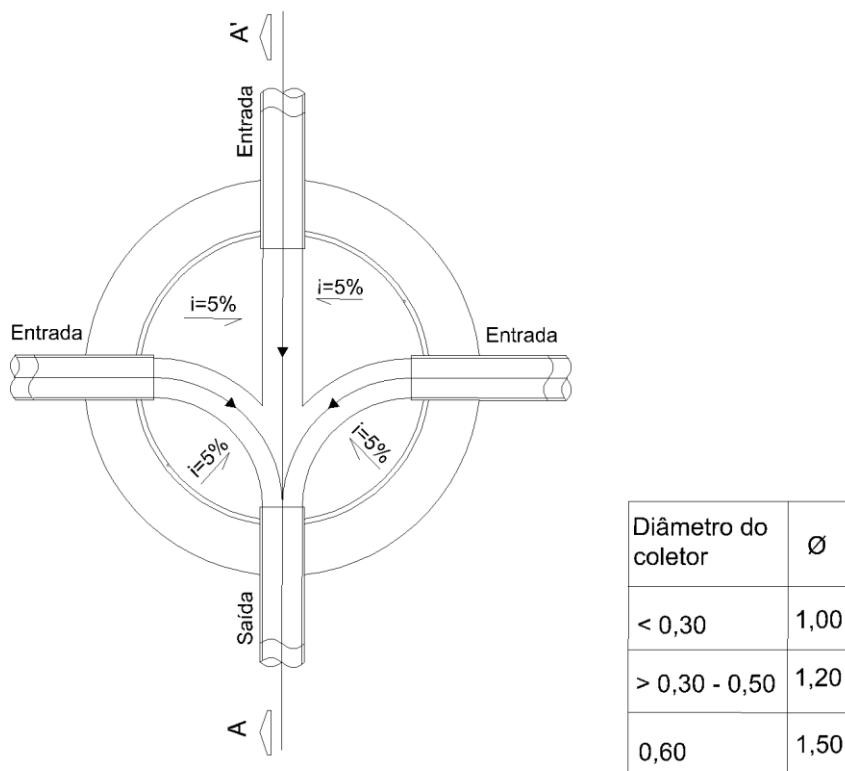


Figura 9.3 - Poço de visita típico – Vista. Fonte: Software AutoCAD

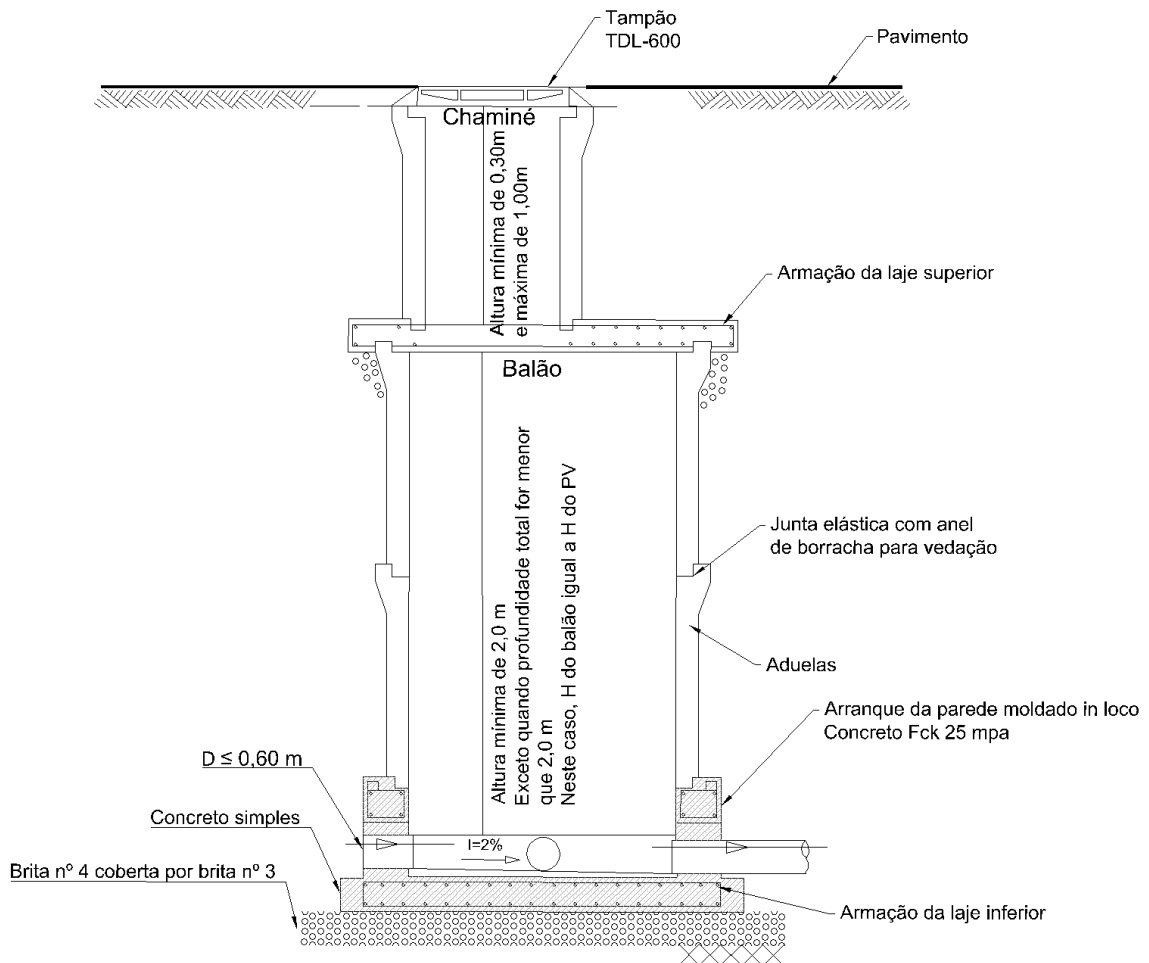


Figura 9.4 - Poço de visita típico – Corte. Fonte: Software AutoCAD

Os tubos coletores farão o lançamento das águas pluviais em cinco pontos no canal do cais norte e foram locados nos espaços entre os equipamentos de montagem de jaquetas, dessa forma os poços de visita da rede se encontram em locais de fácil acesso, para que a manutenção da rede possa ser realizada sem a necessidade de parar o trabalho na área.

Um desenho com o assentamento dos tubos de ligação/ coletores de águas pluviais, é apresentado na Figura 9.5 a seguir.

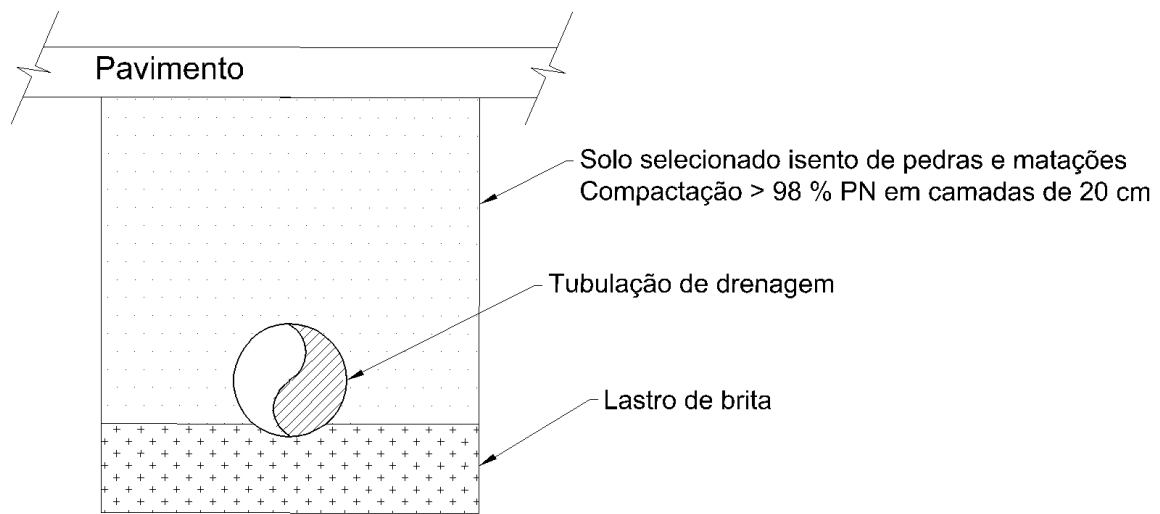


Figura 9.5 - Assentamento dos tubos de drenagem, em concreto pré-moldado. Fonte: Software AutoCAD

A planilha de dimensionamento dos coletores de águas pluviais é apresentada nas tabelas a seguir (Tabela 9.4 e Tabela 9.5). Os tubos de ligação foram dimensionados, e verificou-se que o diâmetro do tubo de 700 mm atende à todos os trechos, podendo ser de 500 mm nos trechos que recebem contribuição de apenas uma canaleta, saindo das bocas coletoras com recobrimento de 45 cm e chegando aos poços de visita com um recobrimento de 60 cm, conforme a N-38 (Petrobras, 2000).

Foi considerada a influência da maré nos lançamentos onde a cota da geratriz inferior dos tubos se encontra abaixo da maré máxima da região, que é de +1,9 m (DHN), segundo (Tábua de Marés, 2013). Foi feita a verificação do remanso causado pela influência da maré e o impacto deste na velocidade e na borda livre dos tubos de lançamento de águas pluviais no canal, que foram dimensionados levando em conta esse fator.

Tabela 9.4 - Dimensionamento dos tubos coletores

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS													
Trecho	Elemento		Cota de topo PV		Comp. m	Diâm. mm	Declividade m/m	CGS Coletores		CGI-Coletores		Profundidade PV	
	Mont.	Jus.	Mont.	Jus.				Mont.	Jus.	Mont.	Jus.	Mont.	Jus.
1.1	PV1	PV2	3,70	3,70	74,94	600	0,0015	3,10	2,99	2,50	2,39	1,20	1,51
1.2	PV2	PV3	3,70	3,70	74,94	800	0,0025	2,99	2,80	2,19	2,00	1,51	1,90
1.3	PV3	PV4	3,70	3,70	74,94	1000	0,0021	2,80	2,64	1,80	1,64	1,90	2,26
1.4	PV4	PV5	3,70	3,70	74,94	1200	0,0016	2,64	2,52	1,44	1,32	2,26	2,68
1.5	PV5	canal	3,70	3,65	61,97	1500	0,0015	2,52	2,42	1,02	0,92	2,68	2,73
2.1	PV6	PV7	3,75	3,75	74,94	600	0,0029	3,15	2,93	2,55	2,33	1,20	1,82
2.2	PV7	PV8	3,75	3,75	74,94	1000	0,0017	2,93	2,80	1,93	1,80	1,82	2,15
2.3	PV8	PV9	3,75	3,75	74,94	1200	0,0018	2,80	2,67	1,60	1,47	2,15	2,58
2.4	PV9	PV10	3,75	3,75	74,94	1500	0,0015	2,67	2,56	1,17	1,06	2,58	2,69
2.5	PV10	canal	3,75	3,65	61,97	1500	0,0022	2,56	2,42	1,06	0,92	2,69	2,73
3.1	PV11	PV12	3,75	3,75	74,45	600	0,0029	3,15	2,94	2,55	2,34	1,20	1,81
3.2	PV12	PV13	3,75	3,75	74,45	1000	0,0017	2,94	2,81	1,94	1,81	1,81	2,14
3.3	PV13	PV14	3,75	3,75	74,45	1200	0,0018	2,81	2,68	1,61	1,48	2,14	2,57
3.4	PV14	PV15	3,75	3,75	74,45	1500	0,0015	2,68	2,56	1,18	1,06	2,57	2,69
3.5	PV15	canal	3,75	3,65	61,97	1500	0,0021	2,56	2,43	1,06	0,93	2,69	2,72
4.1	PV16	PV17	3,75	3,75	68,68	600	0,0021	3,15	3,01	2,55	2,41	1,20	1,74
4.2	PV17	PV18	3,75	3,75	68,68	1000	0,0015	3,01	2,91	2,01	1,91	1,74	2,04
4.3	PV18	PV19	3,75	3,75	68,68	1200	0,0015	2,91	2,80	1,71	1,60	2,04	2,15
4.4	PV19	PV20	3,75	3,75	68,68	1200	0,0031	2,80	2,59	1,60	1,39	2,15	2,66
4.5	PV20	canal	3,75	3,65	61,97	1500	0,0019	2,59	2,47	1,09	0,97	2,66	2,68
5.1	PV21	PV22	3,70	3,70	68,67	500	0,0022	3,10	2,95	2,60	2,45	1,10	1,55
5.2	PV22	PV23	3,70	3,70	68,67	800	0,0016	2,95	2,83	2,15	2,03	1,55	1,87
5.3	PV23	PV24	3,70	3,70	68,67	1000	0,0015	2,83	2,73	1,83	1,73	1,87	2,17
5.4	PV24	PV25	3,70	3,70	68,67	1200	0,0015	2,73	2,63	1,53	1,43	2,17	2,27
5.5	PV25	canal	3,70	3,65	61,97	1200	0,0024	2,63	2,48	1,43	1,28	2,27	2,37

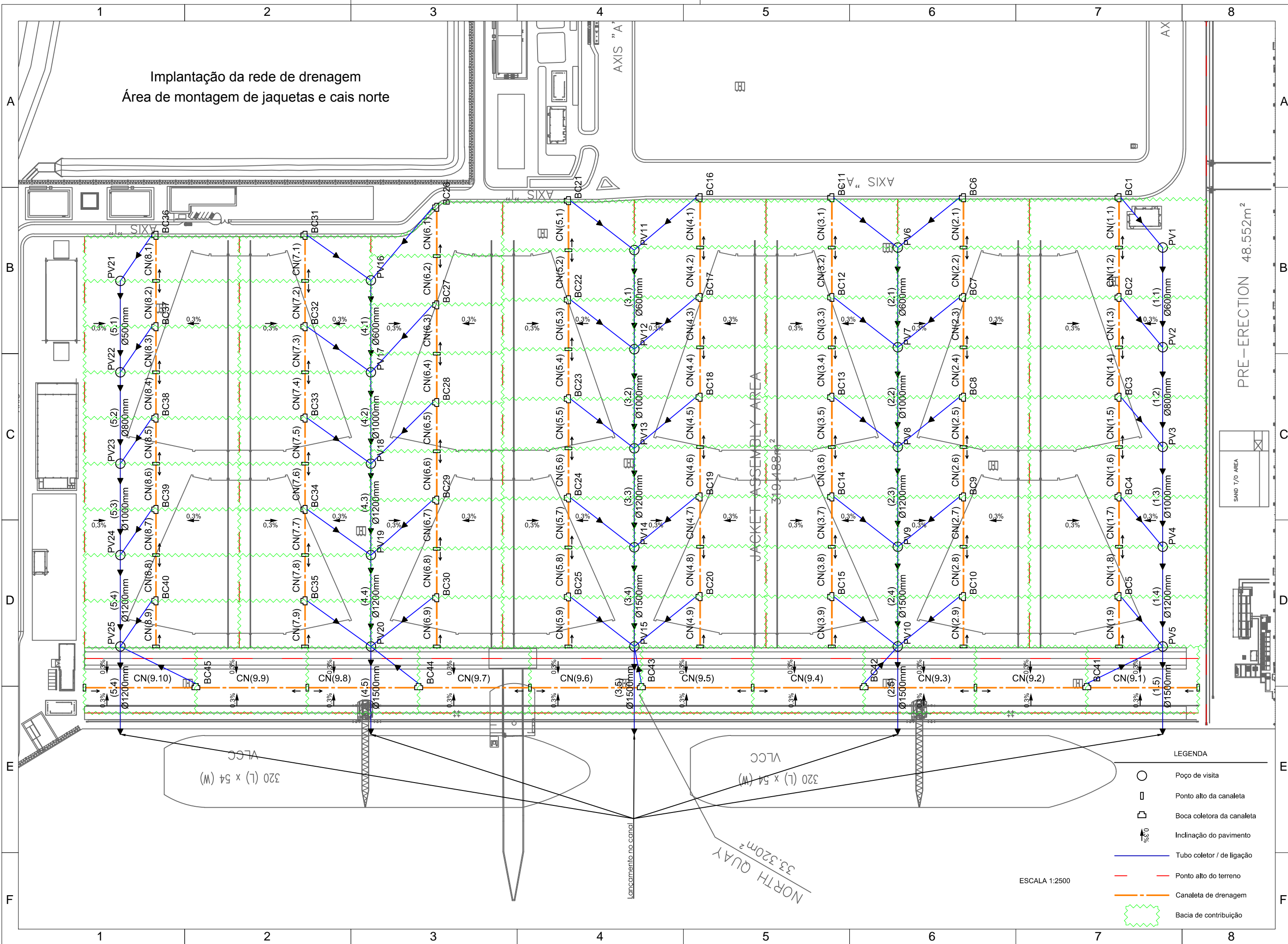
Tabela 9.5 - Dimensionamento dos tubos coletores (continuação)

MANNING - VERIFICAÇÃO VELOCIDADE E LÂMINA D'ÁGUA										
Trecho	Vazão Afluente	n Manning	θ	Área molhada	Perímetro molhado	Rh	Velocidade	Lâmina	OBS	
	L/s		rad	m ²	m	m	m/s	%	elemento	m
1.1	175,44	0,013	3,70	0,1903	1,1099	0,1715	0,92	64	DG jus.	0,20
1.2	526,32	0,013	3,84	0,3580	1,5342	0,2333	1,47	67	DG jus.	0,20
1.3	877,20	0,013	3,84	0,5594	1,9177	0,2917	1,57	67	DG jus.	0,20
1.4	1228,08	0,013	3,84	0,8055	2,3013	0,3500	1,52	67	DG jus.	0,30
1.5	1820,44	0,013	3,53	1,0980	2,6456	0,4150	1,66	60		
2.1	261,19	0,013	3,84	0,2014	1,1506	0,1750	1,30	67	DG jus.	0,40
2.2	783,57	0,013	3,84	0,5594	1,9177	0,2917	1,40	67	DG jus.	0,20
2.3	1305,94	0,013	3,84	0,8055	2,3013	0,3500	1,62	67	DG jus.	0,30
2.4	1828,32	0,013	3,53	1,1017	2,6508	0,4156	1,66	60		
2.5	2592,18	0,013	3,84	1,2586	2,8766	0,4375	2,06	67		
3.1	260,31	0,013	3,84	0,2014	1,1506	0,1750	1,29	67	DG jus.	0,40
3.2	780,93	0,013	3,84	0,5594	1,9177	0,2917	1,40	67	DG jus.	0,20
3.3	1301,54	0,013	3,84	0,8055	2,3013	0,3500	1,62	67	DG jus.	0,30
3.4	1822,16	0,013	3,53	1,0989	2,6469	0,4152	1,66	60		
3.5	2584,26	0,013	3,84	1,2586	2,8766	0,4375	2,05	67		
4.1	220,07	0,013	3,84	0,2014	1,1506	0,1750	1,09	67	DG jus.	0,40
4.2	715,00	0,013	3,79	0,5482	1,8927	0,2896	1,30	66	DG jus.	0,20
4.3	1209,92	0,013	3,84	0,8055	2,3013	0,3500	1,50	67		
4.4	1704,84	0,013	3,84	0,8055	2,3013	0,3500	2,12	67	DG jus.	0,30
4.5	2441,24	0,013	3,84	1,2586	2,8766	0,4375	1,94	67		
5.1	140,56	0,013	3,84	0,1398	0,9589	0,1458	1,01	67	DG jus.	0,30
5.2	421,67	0,013	3,84	0,3580	1,5342	0,2333	1,18	67	DG jus.	0,20
5.3	702,78	0,013	3,75	0,5408	1,8763	0,2882	1,30	65	DG jus.	0,20
5.4	983,89	0,013	3,50	0,6919	2,0979	0,3298	1,42	59		
5.5	1506,48	0,013	3,84	0,8055	2,3013	0,3500	1,87	67		

9.4 Esquema da implantação

Um desenho com a implantação da rede proposta e dimensionada no projeto, para as áreas de montagem de jaquetas e do cais norte é apresentado na folha a seguir.

Implantação da rede de drenagem
Área de montagem de jaquetas e cais norte



LEGENDA

- Poço de visita
- Ponto alto da canaleta
- Boca coletora da canaleta
- ↗ 0.3% Inclinação do pavimento
- Tubo coletor / de ligação
- - - Ponto alto do terreno
- - - Canaleta de drenagem
- ▭ Bacia de contribuição

ESCALA 1:2500

PRE-ERECTION 48.552m²

SAND T/O AREA

NORTH QUAY 33.320m²

Lancamento no canal

320 (L) x 54 (W)
VLC

320 (L) x 54 (W)
VLC

9.5 Considerações Finais

As soluções apresentadas no projeto existente para a drenagem das canaletas de elétrica, para a proteção mecânica dos tubos e a utilização de caixas de sedimentação antes dos lançamentos das águas pluviais nos canais também podem ser usadas neste projeto concebido.

As áreas industriais, administrativas e as ruas apresentaram-se em uma fase inicial, apresentando-se, aparentemente, de acordo com o projeto estudado. A solução apresentada pode ser usada também nas outras áreas descobertas da UCN como a área de sub-montagem das jaquetas, a área de montagem de módulos e o cais oeste.

10 CONCLUSÕES

A Unidade de Construção Naval do Porto do Açu é uma oportunidade ímpar para avaliação das complexas interfaces existentes entre a produção e execução de projetos, além dos impactos gerados pelas premissas e políticas adotadas.

DIFICULDADES INICIAIS

Ao realizar um trabalho que envolve uma obra de grande porte com impactos significativos, a obtenção de informação se torna a primeira barreira. Projetos e análises do empreendimento foram obtidos após longas trocas de e-mail e com a ajuda de nosso orientador, que inclusive conseguiu uma visita técnica que se mostrou de fundamental importância para a elaboração desse trabalho.

Outro ponto que implicou em atrasos na elaboração do projeto foi a tentativa de usar o Software EverFE, usual para estudos de placas de concreto, porém que não convergia para uma solução no caso estudado, pois o programa se baseia em soluções para pavimentos onde o tráfego é o rodoviário. Assim para situações que a carga é uma esteira de guindaste o programa não era adequado. Após descobrir, utilizamos um programa de elementos finitos, o SAP2000 para então concluir o projeto.

VISITA TÉCNICA

A visita realizada em agosto de 2013 propiciou ao grupo uma visão geral do empreendimento, mostrando diversas faces que não eram imaginadas pelos estudantes. A partir desse ponto foram concebidas algumas partes desse trabalho, visto que a visita auxiliou na compreensão dos projetos e acrescentou pontos que não eram mostrados nos mesmos, como por exemplo, alterações dos mesmos que são apenas inseridos em projetos “*as built*” ou até mesmos problemas na execução.

ANÁLISE CRÍTICA

No âmbito de pavimentação notou-se que o projeto executivo previa a execução do pavimento de modo que esta estrutura apresentasse pouca eficiência a este determinado fim, o que acabou gerando gastos extras com consultorias e onerando consideravelmente o projeto caso sejam realmente efetuados reparos e reformulações como previram os consultores. Além disso, na visita técnica, foram observados problemas na execução que podem acelerar ainda mais uma degradação do pavimento.

A omissão de algumas informações no projeto de pavimentação, como métodos utilizados, premissas e cálculos realizados dificultou o seu entendimento e gerou a necessidade de algumas suposições para elaboração desse trabalho.

Conferiu-se no estudo de drenagem que praticar o provisionado é muitas vezes uma das maiores dificuldades na execução de um projeto. Foi constatado na visita técnica que o executado apresentava diferença do projeto previsto.

Além das escolhas não muito adequadas, a alteração do projeto de drenagem, além de gerar gastos imprevistos, aparentemente não possui nenhuma checagem por parte dos projetistas. Ou seja, a execução não está atestada pelos projetistas quanto ao seu funcionamento.

OBJETIVO

O objetivo desse trabalho foi buscar um caso real e desafiador, com problemas usuais da vida de muitos engenheiros de construção civil. Agregando conhecimento na interface projeto e obra, o grupo avaliou, criticou e criou alternativas para os projetos existentes.

De uma forma geral, propôs-se neste trabalho soluções que se adequem as necessidades locais, visando à economia construtiva, otimização dos processos e viabilidade de implantação.

A engenharia deve ser aplicada de forma racional, com excelência e visando sempre o bem estar dos que aqui habitam. A engenharia de hoje norteará as diretrizes futuras. Assim, a responsabilidade profissional deve estar acima de qualquer política.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Agência Nacional de Águas. (s.d.). *Histograma de Chuvas*. Fonte: ANA - Agência Nacional de Águas: www.ana.gov.br

Balbo, J. T. (2007). *Pavimentação Asfáltica: Materiais, Projeto e Restauração*. São Paulo: Oficina de Textos.

Balbo, J. T. (2009). *Pavimentos de Concreto*. São Paulo: Oficina de Textos.

Blog do Complexo Industrial do Superporto do Açú. (Junho de 2013). Fonte: Blog do Superporto do Açú: <http://www.superportodoacu.com.br/>

Carvalho, M., & Pitta, M. (1986). *Pisos Industriais de Concreto. Parte II: Cálculo de Barras de Transferência, Barras de Ligação e Armadura Distribuída Descontínua. Parte III: Projeto de Juntas*. São Paulo: Associação Brasileira de Cimento Portland.

DAEE/CETESB. (1980). *Drenagem urbana: Manual de projeto*. São Paulo.

das Dores, P. B., Lage, E. S., & Processi, L. D. (Outubro de 2012). *A retomada da indústria naval brasileira*. Acesso em Junho de 2013, disponível em BNDES - O banco nacional do desenvolvimento: www.bndes.gov.br

Davis, E. G., & Naghettini, M. C. (2000). *Estudo de Chuvas Intensas no Estado do Rio de Janeiro*. Brasília: CPRM.

DNIT. (2005). *Manual de pavimentos rígidos*.

Festi, A. V. (Novembro de 2007). *Coletânea das equações de chuva do Brasil*. Fonte: ABRH - Associação Brasileira de Recursos Hídricos: www.abrh.org.br

Kamag. (Junho de 2013). *Products*. Fonte: Kamag: <http://www.kamag.de/>

Knapton, J. (2008). *Heavy duty pavements*. Leicester: Interpave.

Liebherr. (Junho de 2013). *Áreas de Produtos*. Fonte: Portal da Liebherr no Brasil: <http://www.liebherr.com.br/>

MPX. (Junho de 2013). *Visão Geral da UTE Açú*. Fonte: MPX - Grupo EBX: www.mpx.com.br

OSX. (2011). *Relatório Descritivo Geral da UCN*. OSX & Engenharia Projeto Consultoria S/A, Rio de Janeiro.

OSX. (Agosto de 2012). *Apresentação Corporativa*. Rio de Janeiro, RJ, Brasil. Fonte: OSX: <http://www.osx.com.br/>

Packard, R. (1976). *Slab Thickness Design for Industrial Concrete Floors on Grade*. Skokie: Portland Cement Association.

Petrobras. (2000). *N-38 - Critérios para projetos de drenagem*. CONTEC.

PetroGas. (Março de 2011). *Tipos de Plataformas de Petróleo*. Acesso em Junho de 2013, disponível em PetroGas News: www.petrogasnews.wordpress.com

Pitta, M., Carvalho, M., & Rodrigues, P. (1981). *Materiais para pavimentos de concreto simples*. São Paulo: Associação Brasileira de Cimento Portland.

Portland Cement Association - PCA. (1966). *Thickness design for concrete pavements*. Skokie: IS 010.03P.

Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro. (2010). *Instruções técnicas para elaboração de estudos hidrológicos e dimensionamento hidráulico de sistemas de drenagem urbana*. Rio de Janeiro: Rio-Águas.

Ringo, B., & Anderson, R. (1992). *Designing Floor Slabs On Grade*. The Aberdeen Group.

Rodrigues, P., & Gasparetto, W. (2000). *Pavimentos estruturalmente armados*. Brasília: Reunião Anual de Pavimentação.

Rodrigues, P., & Pitta, M. (1997). *Pavimento de concreto estruturalmente armado*. São Paulo: Revista Ibracon.

SINAVAL. (Março de 2012). *Visão Geral da Construção Naval Brasileira*. 36. Rio de Janeiro, RJ, Brasil. Acesso em Junho de 2013, disponível em www.sinaval.org.br.

Souza, M. L. (1981). *Método de projeto de pavimentos flexíveis*. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias.

Tábua de Marés. (2013). *Tábua de Marés de São Francisco de Itabapoana*. Fonte: Tábua de Marés: www.tabuademares.com

Tomaz, P. (2002). *Cálculos Hidrológicos e Hidráulicos para Obras Municipais*. Navegar.

UFPE. (2012). *A construção naval como atividade econômica*. Acesso em Junho de 2013, disponível em UFPE - Universidade Federal de Pernambuco: www.ufpe.br/engnaval

APÊNDICE A – CENÁRIO DOS ESTALEIROS BRASILEIROS

Histórico dos estaleiros no Brasil

Desde 1958, quando foi criado o Fundo da Marinha Mercante³, a indústria de construção naval brasileira apresenta-se inconstante, alternando entre períodos de grande importância frente ao mercado mundial, e períodos em que o nível de empregos gerados pelo setor mostrou-se desprezível.

No início dos anos 60, dentro do Plano de Metas do Governo, foi contemplada a renovação da Marinha Mercante e a implantação da construção naval brasileira, sendo aprovados diversos projetos de instalação de estaleiros, dentre os quais vale citar o estaleiro da CCN (Companhia Comércio e Navegação), atualmente chamado de Estaleiro Mauá (Figura 10.1), localizado na cidade de Niterói, Rio de Janeiro. É o estaleiro mais antigo do Brasil, onde foi construído o primeiro navio em termos industriais, o “Ponta d’Areia” (1961), e a primeira plataforma fixa, a P-1 da Petrobrás (1968).

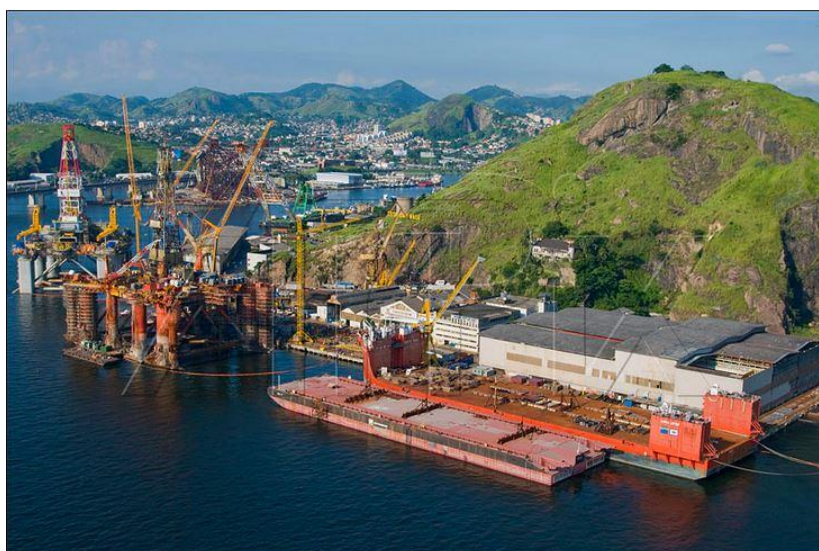


Figura 10.1 - Vista aérea do Estaleiro Mauá. Fonte: SINAVAL

³ O Fundo da Marinha Mercante é um fundo de natureza contábil, destinado a prover recursos para o desenvolvimento da Marinha Mercante e da indústria de construção e reparação naval brasileiras (art. 22 da Lei nº 10.893/2004).

A década de 70 foi marcada pelo apogeu da indústria naval brasileira. Em 1974 o Brasil atingiu o segundo lugar na estatística mundial em volume de encomendas, com 3.272.380 tpb⁴ de navios contratados. Alheio a isso, o Governo lançou os Planos de Construção Naval, realizando significativos investimentos nos estaleiros e indústrias subsidiárias do setor, chegando a gerar cerca de 40.000 empregos nesse período, segundo o Sindicato Nacional da Indústria da Construção e Reparação Naval e *Offshore*.

A recessão econômica enfrentada pelo Brasil e pelo mundo, nos anos de 1980, e a abertura à concorrência estrangeira na década de 1990 levaram a indústria naval nacional a uma situação financeira delicada, restringindo sua capacidade de investimento, o que resultou em uma defasagem tecnológica perante os produtores mundiais embarcações, e provocou a estagnação da produção naval brasileira por cerca de 20 anos. Nesse período, praticamente não houveram pedidos por embarcações de grande porte aos estaleiros nacionais, e a quantidade de empregos diretos gerados pelo setor chegou a apenas 1.900, ao final da década de 1990 (SINAVAL, 2012).

Em 1997 ocorreu a quebra do monopólio estatal das atividades de exploração, produção, refino e transporte de petróleo e gás natural, e a Petrobras, empresa estatal até então monopolista do setor, reconheceu a necessidade de o Brasil ter construção naval própria para atender à demanda *offshore* do país. Em 1999 a mesma empresa lançou o Programa de Renovação da Frota de Apoio Marítimo, aumentando significativamente a demanda do setor e reativando a indústria naval brasileira com êxito, devido ao elevado volume de embarcações encomendado.

Desde 2002, mais de 85% da produção de petróleo e gás é realizada no mar, por isso há grande demanda por embarcações especializadas para as atividades de exploração e produção, como os navios-sonda, as plataformas de produção, os navios FPSOs e as embarcações de apoio marítimo. As embarcações utilizadas atualmente são majoritariamente estrangeiras, e entram no país por meio de contratos de afretamento renovados continuamente (das Dores, Lage, & Processi, 2012).

A descoberta de grandes volumes de óleo na camada pré-sal ratificou essa necessidade de novas embarcações *offshore*. Dessa forma, na última década houve

⁴ Tonelada de Porte Bruto – medida de capacidade de carga dos navios.

uma retomada de investimentos no setor de construção naval brasileiro. As empresas efetuaram grandes encomendas aos estaleiros nacionais, que cresceram e foram modernizados, enquanto a União atuou com exigência de percentual mínimo de conteúdo local nas atividades de exploração e produção, com incentivos fiscais, com a criação de um fundo garantidor à indústria, e com a concessão de crédito aos agentes financeiros do Fundo da Marinha Mercante.

O parque de estaleiros brasileiros atual

A retomada dos investimentos do setor naval na última década refletiu-se no aumento da capacidade instalada dos estaleiros, tanto por investimentos em novas unidades quanto por expansões e modernizações de instalações existentes. A situação atual dos estaleiros brasileiros é apresentada a seguir (UFPE, 2012).

- 47 estaleiros em operação;
- 11 novos estaleiros em construção;
- 59.000 trabalhadores empregados;
- 6,2 milhões de tonelada de porte bruto (tpb) em carteira de pedidos;
- 18 plataformas *offshore* em construção;
- 30 navios-sonda contratados.

A projeção de demanda para o período de 2012 a 2020 é de:

- 50 plataformas de produção;
- 50 sondas de perfuração;
- 500 embarcações *offshore*;
- 130 petroleiros.

A Figura 10.2 a seguir apresenta os principais estaleiros no Brasil, sendo que alguns deles ainda estão sendo implantados, como a própria UCN Açú, da OSX, objeto de estudo deste trabalho.

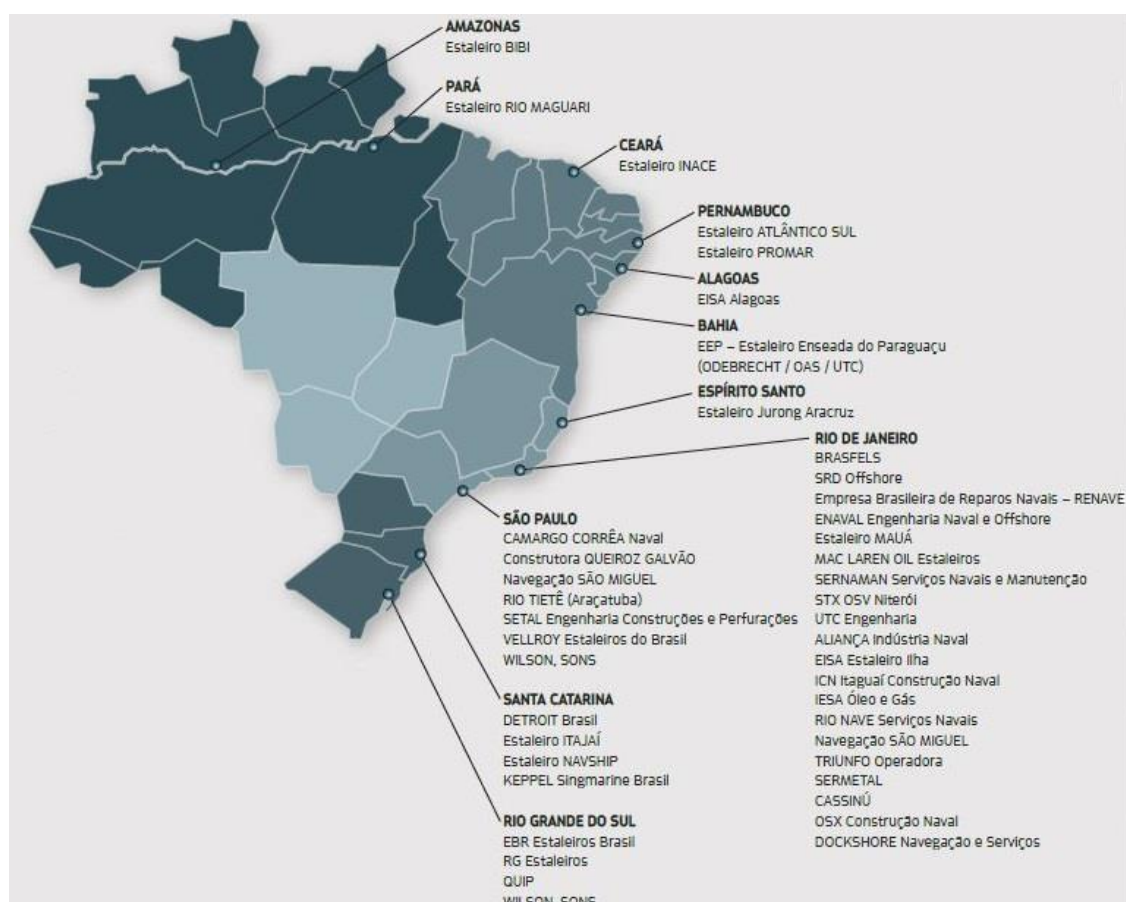


Figura 10.2 - Mapa dos estaleiros no Brasil. Fonte: SINAVAL

A capacidade instalada de processamento de aço no país, totaliza atualmente 562 mil toneladas/ano, referente a estaleiros de médio a grande porte. A Tabela 10.1 a seguir destaca a capacidade produtiva atual dos principais estaleiros brasileiros, além das suas características físicas, localizações, áreas, número de diques secos, carreiras e cais de atracação. De 2000 a 2009 os estaleiros entregaram 168 navios, no valor total de R\$ 8,9 bilhões (SINAVAL, 2012). A capacidade de processamento de aço projetada para a Unidade de Construção Naval Açu – OSX, de 180 mil toneladas ao ano, expansíveis para até 400 mil toneladas ao ano, coloca a UCN entre as principais do país, possivelmente como o maior estaleiro em capacidade de processamento de aço (ver item 2 A UNIDADE DE CONSTRUÇÃO NAVAL).

Tabela 10.1 - Capacidade produtiva dos principais estaleiros brasileiros. Fonte: SINAVAL

ESTALEIRO	ESTADO	PROC. DE AÇO (1.000 t/ano)	1.000 m ²	DIQUES SECOS	CARREIRAS	CAIS
Eisa	RJ	52	150	-	2	3
BrasFELS	RJ	50	410	1	3	2
Mauá	RJ	36	334	1	1	4
STX OSV	RJ	15	120	1	1	1
Aliança	RJ	10	61	-	1	2
UTC	RJ	-	112	-	-	2
Wilson, Sons	SP	10	22	1	1	1
Navship	SC	15	175	-	1	2
Rio Grande	RS	30	100	1	1	1
Quip	RS	-	70	-	-	1
Atlântico Sul	PE	160	1.500	1	2	2
Subtotal		378	3.054	6	13	21
Outros		184	1.257	12	8	21
Total Geral		562	4.311	18	21	42

Posicionamento da indústria naval brasileira no mercado mundial

O crescimento da indústria naval brasileira foi acompanhado do crescimento desse setor no mundo, sendo que a indústria brasileira teve seu crescimento atrelado ao desenvolvimento das atividades petrolíferas *offshore*, ao passo que o desempenho da indústria naval internacional esteve mais correlacionado ao aquecimento do comércio marítimo global, o que estimulou a renovação da frota mercante internacional.

A Coreia do Sul e a China são os países líderes do setor, com mais de 60% de participação na construção naval mundial, principalmente de graneleiros e petroleiros. A tendência é de aumento da participação da China. O Japão representa aproximadamente 15% do total mundial, especialmente com navios porta contêineres. A Europa mantém uma participação de cerca de 5%, com foco em navios de passageiros e navios especiais. Entre os demais países, merecem destaque os Estados Unidos, na produção de navios militares, a Cingapura na construção de plataformas *offshore*, a Índia e o Brasil, que se encontram em processo de expansão da capacidade. A Tabela 10.2 mostra o número de embarcações encomendadas no

início de cada ano no período de 2002 a 2012. Nota-se o aumento da carteira de pedidos até o início de 2009, quando a demanda por transporte marítimo estava bastante aquecida. A produção de embarcações no Brasil ainda é muito pequena quando comparada à produção mundial.

Tabela 10.2 - Número de embarcações encomendadas no início do ano. Fonte: BNDES

ANO	MUNDO	CHINA (A)	CORÉIA DO SUL (B)	JAPÃO (C)	BRASIL (D)	(A+B+C)/MUNDO (%)	(D)/MUNDO (%)
2002	2.437	348	480	551	14	57	0,6
2003	2.497	357	488	645	21	60	0,8
2004	3.484	563	790	970	34	67	1,0
2005	4.484	862	1.017	1.123	27	67	0,6
2006	5.773	1.290	1.128	1.303	27	64	0,5
2007	7.788	2.243	1.457	1.553	40	67	0,5
2008	10.721	3.709	2.206	1.828	63	72	0,6
2009	11.071	4.102	2.308	1.910	78	75	0,7
2010	9.164	3.641	1.847	1.539	84	77	0,9
2011	8.198	3.511	1.556	1.326	108	78	1,3
2012	6.308	2.647	1.161	983	124	76	2,0

O maior construtor naval mundial, e parceiro tecnológico da UCN Açú, o estaleiro sul-coreano *Hyundai Heavy Industries* (Figura 10.3), consome cerca de 650 mil toneladas de aço naval ao ano, mais do que o total processado por todos os estaleiros brasileiros. A *Samsung Heavy Industries*, parceira tecnológica do Estaleiro Atlântico Sul, também sul-coreana, e dona da segunda maior indústria de navios do mundo, conta com um estaleiro que ocupa uma área de quatro milhões de metros quadrados, com seis diques (três flutuantes e três secos), permitindo a construção de 21 embarcações simultaneamente.



Figura 10.3 - Parte do maior complexo de construção naval do mundo, o HHI. Fonte: *Hyundai Heavy Industries*

Esses valores, quando comparados às características da Unidade de Construção Naval Açu, da OSX, mostram o grau de defasagem do país frente aos maiores produtores mundiais. Ainda assim, vale ressaltar que o crescimento do setor nos últimos anos é considerável, e a projeção da demanda do setor de petróleo e gás deve manter-se aquecida no longo prazo, já que a produção *offshore* tende a se intensificar com a exploração e a produção do Pré-Sal.

APÊNDICE B – PORTFÓLIO DE PRODUTOS

A UCN Açú é dimensionada e capacitada para atender uma grande diversidade de pedidos. A seguir são apresentados os principais produtos a serem construídos no local, e a carteira de pedidos atual da OSX para cada um deles.

FPSO – Unidade flutuante de produção, armazenamento e transferência

Um navio FPSO (*Floating Production Storage and Offloading*) é uma unidade industrial flutuante utilizada para produção, processamento de petróleo e gás, armazenamento e escoamento da produção de petróleo (*offloading*) para navios petroleiros aliviadores. São utilizados em locais de produção distantes da costa com inviabilidade de ligação por oleodutos ou gasodutos, e podem operar por até 25 anos sem docagem. Seu casco pode ser proveniente da conversão de navios petroleiros ou de novas unidades e suas dimensões giram em torno de 330 m de comprimento por 54 m de largura. Possui capacidade de armazenamento de aproximadamente 900 mil barris de petróleo. A seguir é apresentado o navio FPSO OSX-1, de propriedade da empresa OSX (Figura 10.4).



Figura 10.4 - Navio FPSO OSX-1. Fonte: OSX

A Tabela 10.3 mostra a carteira de pedidos da empresa OSX para navios do tipo FPSO. São indicados todos os navios encomendados para a empresa, tanto os construídos em estaleiros localizados fora do país, quanto os que serão construídos na UCN-Açu. A capacidade indicada é a de produção de barris de petróleo por dia.

Tabela 10.3 - Carteira de pedidos, navios FPSO. Fonte: OSX

CLIENTE	UNIDADE	CAPACIDADE	PREÇO ESTIMADO (milhões US\$)	ENTREGA	LOCAL DE CONSTRUÇÃO
OGX	FPSO OSX-1	80.000 bopd	610	OK	SAMSUNG, CORÉIA
OGX	FPSO OSX-2	100.000 bopd	775	3T13	KEPPEL, CINGAPURA
OGX	FPSO OSX-3	100.000 bopd	800	3T13	JURONG, CINGAPURA
OGX	FPSO OSX-4	Aguardando especificações técnicas do cliente			UCN-OSX, BRASIL
OGX	FPSO OSX-5	Aguardando especificações técnicas do cliente			UCN-OSX, BRASIL
PETROBRAS	2 FPSOs	150.000 bopd	900	3T16-3T17	UCN-OSX, BRASIL

* bopd: barrels of oil per day (barris de petróleo por dia)

***Drillship* – Unidade de perfuração com alta demanda para águas profundas**

Também chamados de Navios-Sonda, os *Drillships* são navios projetados e construídos com os sistemas de perfuração integrados aos seus sistemas navais. As manobras de perfuração são realizadas através de uma abertura no centro do navio, que atravessa seu casco. Desenvolvido para águas profundas, o *Drillship* é capaz operar em águas com cerca de 3.000 metros de profundidade e fazer perfurações de até 12.000 metros. Possui dimensões de aproximadamente 150 metros de comprimento e 26 metros de largura. A Figura 10.5 apresenta o *Drillship* navegando em alto mar.



Figura 10.5 - Drillship, navio de perfuração. Fonte: OSX

PLSV – Navio para lançamento e instalação de linhas submarinas flexíveis

Um navio PLSV (*Pipe-Laying Support Vessel*) destina-se ao lançamento e instalação de linhas submarinas flexíveis no fundo do mar. São embarcações de apoio *offshore*, utilizadas para conectar as plataformas a sistemas de produção de petróleo. A Figura 10.6 mostra o modelo de um navio PLSV, e a Tabela 10.4 indica a carteira de pedidos da empresa OSX para navios PLSV.



Figura 10.6 - Navio PLSV, de lançamento de cabos submarinos. Fonte: OSX

Tabela 10.4 - Carteira de pedidos, navio PLSV. Fonte: OSX

CLIENTE	UNIDADE	CAPACIDADE	PREÇO ESTIMADO (milhões US\$)	ENTREGA	LOCAL DE CONSTRUÇÃO
SAPURA	PLSV	-	263	4T14	UCN-OSX, BRASIL

Navio tanque – Unidade de transporte marítimo

Navios projetados para o transporte de líquidos a granel. Apresentam como principal característica a possibilidade de transportar grandes quantidades de carga por longas distâncias. É apresentado um exemplo de navio tanque na Figura 10.7, a seguir.



Figura 10.7 - Navio Tanque. Fonte: OSX

Os navios tanque são classificados de acordo com o seu porte, sendo feita a diferenciação através da medida dwt (*dead weight tonnage*), que é a tonelagem de peso morto, uma medida de deslocamento máximo da embarcação. Os principais portes são:

- Handysize (15.000 - 50.000 dwt);
- Panamax (60.000 – 80.000 dwt);
- Aframax (80.000 – 120.000 dwt);
- Suezmax (120.000 – 170.000 dwt);

- VLCC (200.000 – 300.000);
- ULCC (> 300.000 dwt) – petroleiro;
- VLOC (> 300.000 dwt) – mineraleiro, ex: Chinamax.

A carteira de pedidos da OSX para a produção de navios tanque é apresentada na Tabela 10.5.

Tabela 10.5 - Carteira de pedidos, navios tanque. Fonte: OSX

CLIENTE	UNIDADE	CAPACIDADE	PREÇO ESTIMADO (milhões US\$)	ENTREGA	LOCAL DE CONSTRUÇÃO
KINGFISH	11 MRs	45.000 dwt	732	2T15-4T17	UCN-OSX, BRASIL

* MR: medium range tanker (navio tanque de alcance médio)

* dwt: dead weight tonnage (tonelagem de peso morto) - unidade de medida de deslocamento máximo

WHP – Plataforma fixa de perfuração e produção (tipo *Wellhead*)

São plataformas constituídas de estruturas modulares de aço, instaladas no local de operação sob estruturas chamadas jaquetas (estruturas de suporte de plataformas fixas, que vão desde a fundação até acima do nível do mar, sobre as quais são instalados o convés e/ou módulos da unidade de processo e utilidades), presas com estacas cravadas no fundo do mar, em águas rasas, destinadas a suportar as cabeças dos poços com completação seca, podendo ter ou não torre de perfuração e completação. Suas dimensões giram em torno de 400 metros de altura total (do fundo do mar até a torre), laterais de 100 metros, 170 submersos, 130 emersos e 80 metros de torre, suas estacas alcançam 125 metros abaixo do fundo do mar, e possui um peso seco de cerca de 36.500 toneladas (PetroGas, 2011). A plataforma WHP é apresentada na Figura 10.8.



Figura 10.8 - Plataforma fixa WHP (Wellhead). Fonte: OSX

A seguir é apresentada a carteira de pedidos da OSX para as plataformas fixas tipo WHP (Tabela 10.6), sendo que duas destas estão sendo construídas no estaleiro da empresa Techint, no Brasil.

Tabela 10.6 - Carteira de pedidos, plataforma fixa WHP. Fonte: OSX

CLIENTE	UNIDADE	CAPACIDADE	PREÇO ESTIMADO (milhões US\$)	ENTREGA	LOCAL DE CONSTRUÇÃO
OGX	WHP-1	30 poços	400-450	2T14	TECHINT, BRASIL
OGX	WHP-2	30 poços	400-450	4T13	TECHINT, BRASIL
OGX	WHP-3	Aguardando especificações técnicas do cliente			UCN-OSX, BRASIL
OGX	WHP-4	Aguardando especificações técnicas do cliente			UCN-OSX, BRASIL

TLWP – Plataforma do tipo *Tension-Leg Wellhead*

São plataformas flutuantes utilizadas em águas profundas, quando os reservatórios encontram-se a mais de 300 metros de profundidade. São fixadas no local de operação através de cabos tensionados, destinadas a suportar as cabeças dos poços com completação seca, podendo ter ou não torre de perfuração e completação. A Figura 10.9 mostra uma plataforma do tipo TLP.



Figura 10.9 - Plataforma flutuante TLP (*Tension-Leg Wellhead*). Fonte: OSX

APÊNDICE C – EQUIPAMENTOS

Uma UCN utiliza diversos equipamentos durante seu processo de produção. Devido às dimensões e cargas dos produtos ali construídos, a logística de transporte e movimentação é realizada por equipamentos de grande porte que vão desde caminhões com diversos eixos a guindastes capazes de içar centenas de toneladas. A seguir vamos apresentar as características de alguns dos equipamentos que serão relevantes para o estudo das alternativas de pavimentos de concreto:

Liebherr LR 1400/2

O guindaste sobre esteiras LR 1400/2 da fabricante Liebherr distingue-se pelo sistema multifuncional de lança, pela montagem rápida e simples do guindaste, bem como pelo transporte econômico de seus componentes. O guindaste para 400 toneladas é comandado e controlado através do computador LICCON. As características gerais da família do guindaste são apresentadas na Tabela 10.7.

Tabela 10.7 – Características do Guindaste LR 1400/2. Fonte: Liebherr

Capacidade máxima de carga no alcance	400 t em um raio de 4,5 m
Momento máximo de carga	5.248 tm
Lança principal	21 m - 119 m
Jib treliçado	28 m - 91 m
Lança Derrick	28 m
Plataforma Giratória / Lastro central	155 t / 43 t
Lastro Derrick	250 t
Potência do motor	300 kW
Velocidade de trânsito	0 - 18 km/h
Contrapeso total	428 t

O guindaste pode apresentar diferentes configurações, sendo que a utilizada na UCN será a *SDB/BW boom/derrick combination*. As características dessa configuração são apresentadas nas figuras a seguir (Figura 10.10, Figura 10.11 e Figura 10.12).

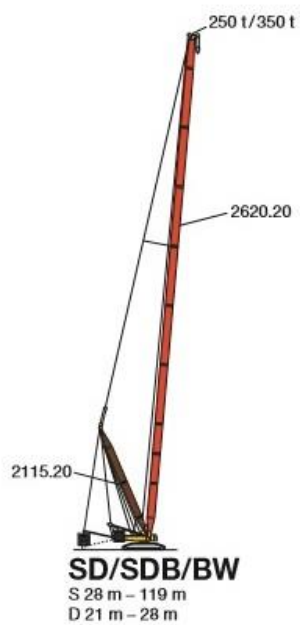
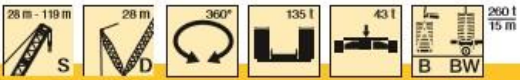


Figura 10.10 - Guindaste Liebherr LR 1400/2, SDB/BW boom/derrick combination. Fonte: Liebherr

Traglasten am SDB/SDBW-Auslegersystem
Lifting capacities on SDB/SDBW boom/derrick combination
Forces de levage en configuration SDB/SDBW



m	28 m	35 m	42 m	49 m	56 m	63 m	70 m	77 m	84 m	91 m	98 m	105 m	112 m	119 m	m
6,5	400														6,5
7	400	400	400												7
8	400	400	400	350											8
9	347	400	400	350	328										9
10	343	350	350	350	317	283	238								10
11	340	347	350	348	307	282	237	201							11
12	337	345	341	332	297	282	237	201	160						12
14	317	316	310	302	278	264	236	200	158	133	115				14
16	293	288	283	276	258	248	224	197	157	131	115	94	82	68	16
18	270	266	261	255	239	230	213	190	155	129	115	94	81	68	18
20	251	246	241	236	221	214	202	182	153	127	115	94	80	68	20
22	222	228	225	220	206	200	189	174	150	123	114	93	79	67	22
24	193	206	204	203	193	188	178	167	146	119	114	91	77	67	24
26	166	194	186	185	181	176	168	158	142	115	112	89	75	67	26
28		177	175	174	171	166	158	150	136	112	111	87	73	67	28
30		164	164	160	160	157	149	142	129	109	109	85	71	66	30
32		145	151	150	147	146	142	135	123	105	107	84	69	65	32
34			144	141	137	136	135	128	117	103	103	82	67	64	34
36			135	131	130	129	128	122	112	100	100	80	65	63	36
38			126	125	123	120	118	116	107	96	97	78	64	62	38
40				119	115	113	110	111	102	93	93	76	62	62	40
44				107	100	103	101	98	93	87	86	71	58	59	44
48					93	92	90	89	82	81	79	66	54	56	48
52						84	81	82	76	73	73	58	50	54	52
56						78	76	74	69	66	66	54	47	51	56
60							70	67	62	62	59	51	44	48,5	60
64								63	58	56	55	44,5	41,5	46	64
68								59	54	51	51	38	39	43,5	68
72									50	47	47	33,5	32,5	39,5	72
76									46	44,5	42,5	29,5	26,8	37,5	76
80										42	40	26,3	23	34	80
84											37,5	24,6	19,4	31	84
88												23	16,8	28,9	88
92													14,9	25,1	92
96													13,1	20,7	96
100													12,5	17,8	100
104														16,2	104

Traglasten über 350 t nur mit Zusatzeinrichtung / Lifting capacities above 350 t only with special equipment /
 Forces de levage plus de 350 t seulement avec équipement supplémentaire

TAB 147004 / 147040

Figura 10.11 - Guindaste Liebherr LR 1400/2, SDB/BW boom/derrick combination. Fonte: Liebherr

Hubhöhen am SDB/SDBW-Auslegersystem
Lifting heights on SDB/SDBW boom/derrick combination
Hauteur de levage en configuration SDB/SDBW

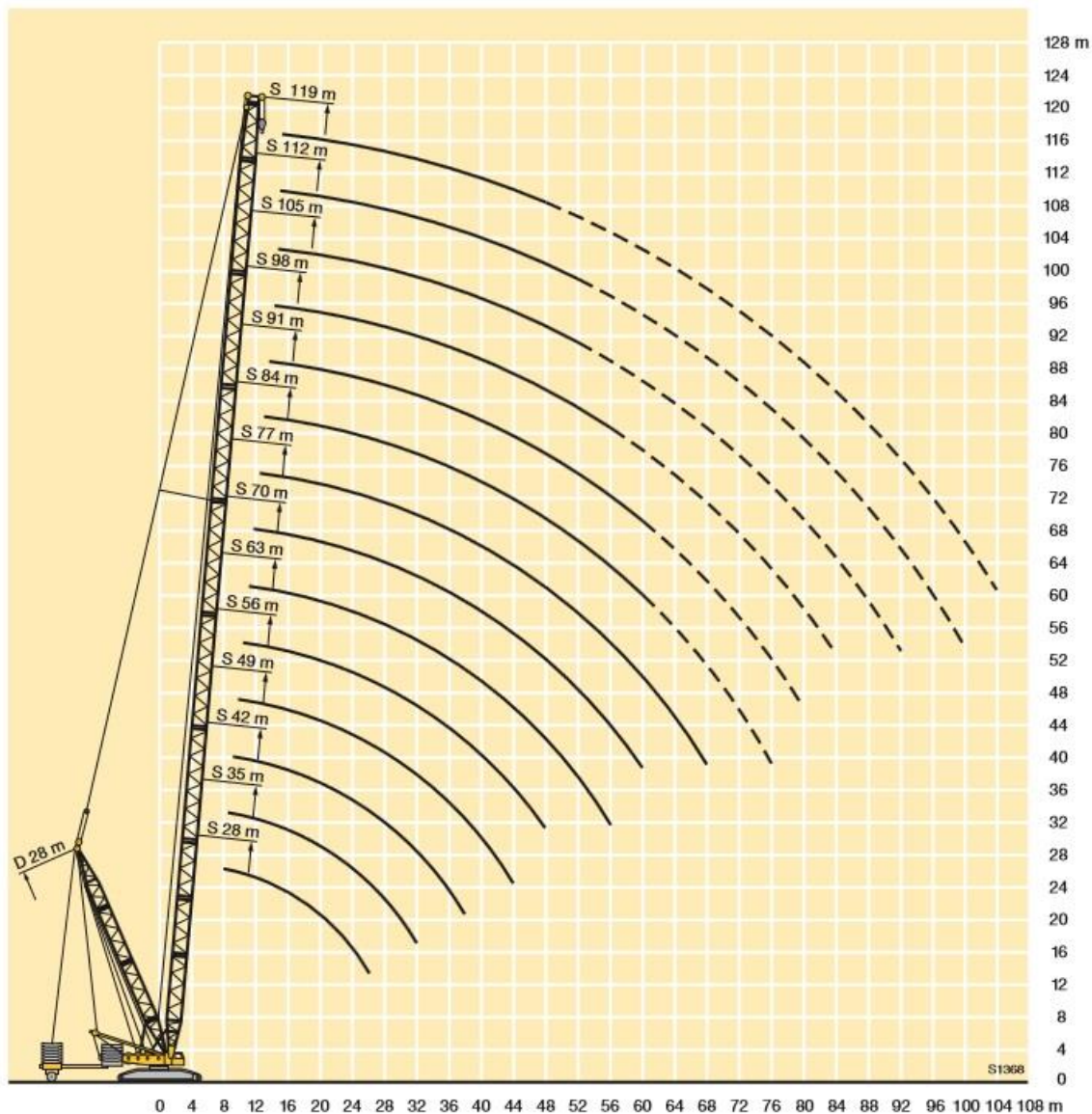


Figura 10.12 - Guindaste Liebherr LR 1400/2, SDB/BW boom/derrick combination. Fonte: Liebherr

Liebherr LR 1750

O guindaste sobre esteiras LR 1750 encontra aplicação nas usinas nucleares, refinarias, nas obras de construção de pontes e na montagem de geradores eólicos.

Com lança principal de 140 metros, *jib* treliçado móvel de 105 metros, ponta de montagem com 21 metros de comprimento e o equipamento *derrick*, com 400 toneladas de lastro flutuante ou carro de lastro, o guindaste para 750 toneladas pode ser utilizado de forma universal. Dimensões compactas das peças do guindaste e pesos individuais moderados possibilitam o transporte econômico do guindaste até a obra. O guindaste para 750 toneladas também pode ser operado como "guindaste sobre pedestal" sobre apoios com uma base de apoio de 13 x 13 metros. Disto resultam aumentos de capacidade de carga de até 370% (Liebherr, 2013). As características gerais da família do guindaste são apresentadas na Tabela 10.8 a seguir:

Tabela 10.8 –Características do Guindaste LR 1750. Fonte: Liebherr

Capacidade máxima de carga no alcance	750 t em um raio de 7 m
Momento máximo de carga	9.864 tm
Lança principal	21 m - 140 m
Jib treliçado	14 m - 105 m
Lança Derrick	31,5 m
Plataforma Giratória / Lastro central	245 t / 95 t
Lastro Derrick	400 t
Potência do motor	400 kW
Velocidade de trânsito	0 - 1,65 km/h
Contrapeso total	720 t

O guindaste pode apresentar diferentes configurações sendo que a utilizada na UCN será a *SDB/BW boom/derrick combination*. A características dessa configuração são apresentadas nas figuras a seguir (Figura 10.13, Figura 10.14 e Figura 10.15).

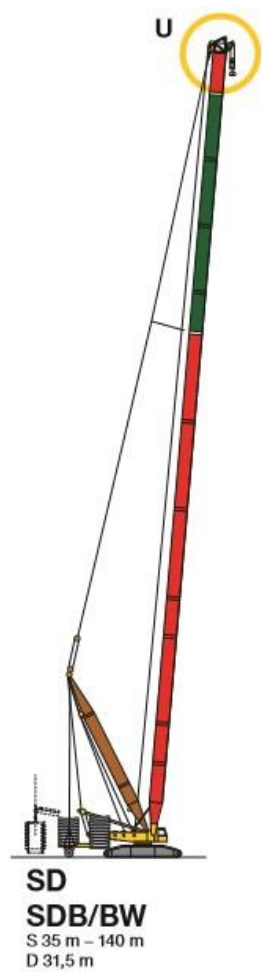


Figura 10.13 - Guindaste Liebherr LR 1750, SDB/BW boom/derrick combination. Fonte: Liebherr

SDB/BW

S 35 - 140

	35 m	42 m	49 m	56 m	63 m	70 m	77 m	84 m	91 m	98 m	105 m	112 m	119 m	126 m	133 m	140 m	
7	750																7
8	750	731	713														8
9	715	701	684	665													9
10	687	674	657	643	559	474											10
11	659	649	634	620	558	473	404	346									11
12	635	624	612	581	555	472	403	346	298	258							12
14	576	567	554	537	512	470	402	345	297	257	221	192	167				14
16	541	531	518	499	473	445	401	344	297	256	220	192	167	144	124	105	16
18	512	496	483	464	439	415	387	343	296	256	219	191	166	143	123	105	18
20	458	466	450	432	410	388	364	341	295	255	217	191	166	143	123	104	20
22	402	434	420	403	383	364	342	327	293	254	215	191	165	143	123	104	22
24	357	391	394	377	359	341	323	310	284	252	214	191	165	142	122	103	24
26	315	354	365	357	339	324	305	294	274	247	213	190	164	142	122	103	26
28	281	319	335	336	322	308	288	279	264	239	211	190	164	142	122	102	28
30	249	286	307	311	302	293	274	262	249	232	208	190	164	141	122	102	30
32	220	259	280	288	282	277	258	246	234	223	203	188	163	141	121	101	32
34		235	255	266	264	260	242	231	221	211	197	187	161	140	119	101	34
36		212	234	246	246	244	228	217	208	200	189	185	158	139	117	100	36
38		191	216	226	230	230	213	205	196	189	179	177	156	138	116	99	38
40		171	199	208	214	216	201	195	185	179	170	167	154	137	115	98	40
44			167	181	185	189	181	176	168	161	154	151	147	133	112	96	44
48				156	163	165	163	160	153	147	140	138	133	128	109	94	48
52				134	143	146	146	144	140	135	128	125	122	117	105	92	52
56					125	130	131	130	127	123	118	115	112	107	102	89	56
60						116	118	117	115	113	108	106	103	99	95	86	60
64						106	106	106	104	103	99	98	95	91	88	83	64
68							94	96	95	94	91	90	87	84	81	77	68
72							83	86	86	86	83	82	80	78	75	71	72
76								77	78	78	76	75	73	71	69	65	76
80									70	71	70	69	64	65	63	60	80
84									63	64	64	63	60	60	58	55	84
88										58	58	57	55	55	53	51	88
92											52	52	50	50	48,5	46,5	92
96											46,5	46,5	46	45	41,5	42	96
100												41,5	41	41	37,5	38	100
104													36,5	36,5	34	34	104
108													32	32,5	30,5	30,5	108
112														28,4	27	26,8	112
116															23,6	23,3	116
120															20	19,9	120
124																16,6	124

Traglasten über 600 t nur mit Zusatzausrüstung - Lifting capacities above 600 t only with additional equipment
 Forças de levage plus de 600 t seulement avec équipement supplémentaire - Portale superiori a 600 t solo con equipaggiamento addizionale
 Cargas por encima de las 600 t sólo con dispositivo adicional - Грузоподъёмность свыше 600 т возможна только с канатным блоком

TAB 128463 / 128052 / 128048

Figura 10.14 - Guindaste Liebherr LR 1750, SDB/BW boom/derrick combination. Fonte: Liebherr

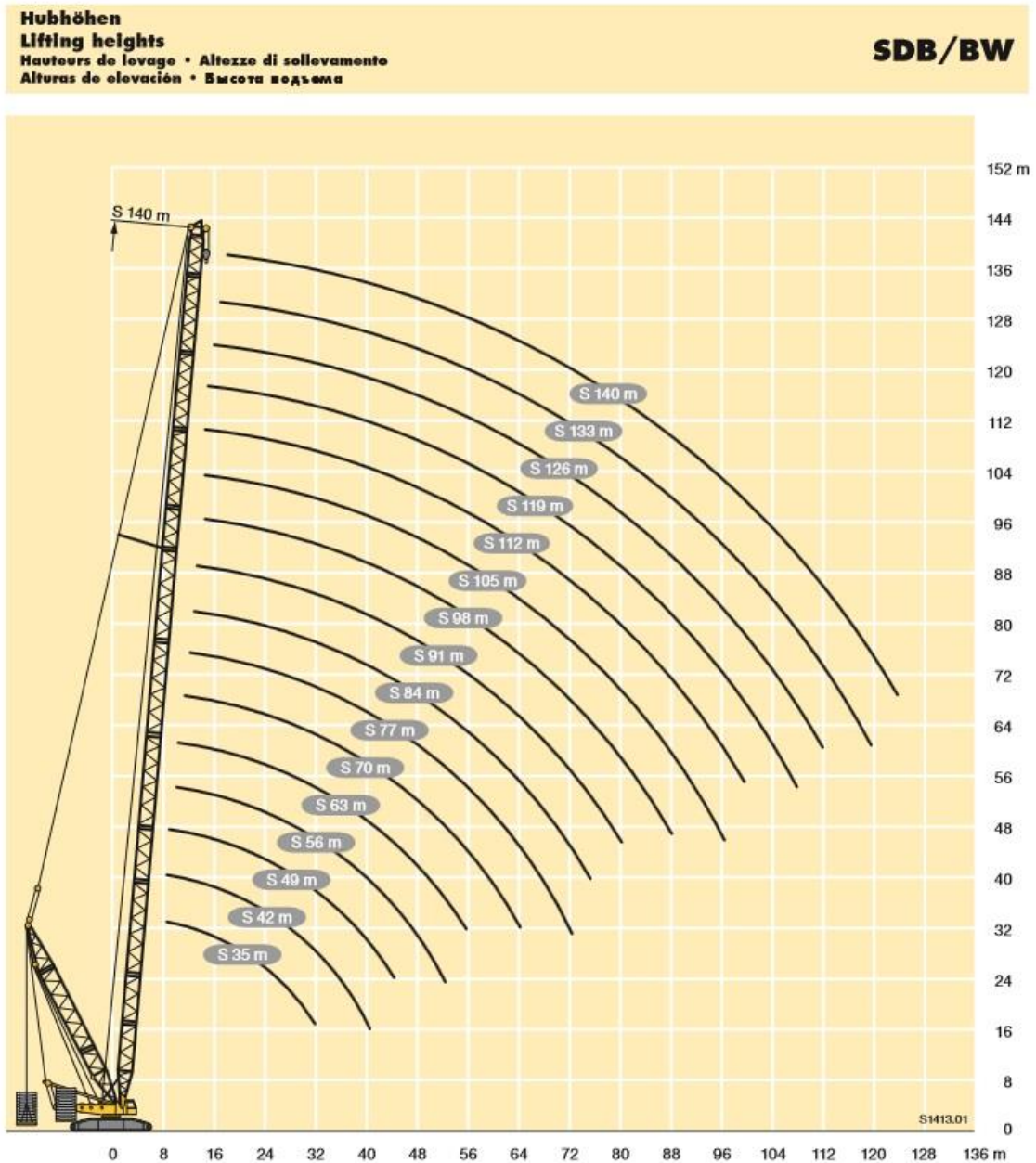


Figura 10.15 - Guindaste Liebherr LR 1750, SDB/BW boom/derrick combination. Fonte: Liebherr

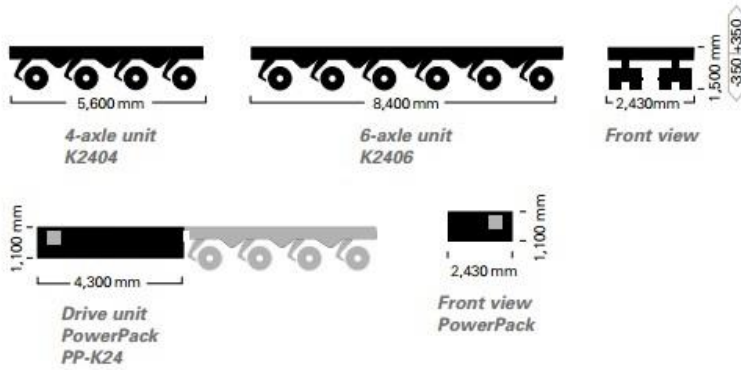
Kamag K24

Os transportadores modulares Kamag foram projetados para transportar cargas pesadas e são usados em todo o mundo nas indústrias offshore, química e petroquímica, naval e na construção de pontes. A sua modularização combinada com

a utilização de processadores eletrônicos em cada módulo permite criar configurações com as mais diversas combinações. Sua tecnologia garante uma movimentação de cargas pesadas para as mais adversas condições de vias, com precisão milimétrica e longas distâncias. As configurações da família de transportadores modulares K24 da Kamag são apresentadas a seguir (Figura 10.16 e Figura 10.17).



Figura 10.16 - Transportador modular Kamag. Fonte: Kamag



Type	K2404	K2404 ST	K2406	K2406 ST
Wheel bogie load	20 t	24 t	20 t	24 t
Load capacity	142,2 t	173 t	214,8 t	261 t
Dead weight	17,8 t	19 t	25,2 t	27 t
Total weight	160 t	192 t	240 t	288 t

Axles	Combinations (Examples for type ST)	Total weight	Payload max*	Tractive force	Gradient by total weight	Braking power
4		192 t	173 t	120 kN	3,6 %	160 kN
6		288 t	261 t	240 kN	5,7 %	240 kN
14		672 t	607 t	480 kN	4,5 %	560 kN
20		960 t	868 t	720 kN	4,9 %	800 kN
30		1440 t	1302 t	1080 kN	4,9 %	1200 kN
40		1920 t	1736 t	1440 kN	4,9 %	1600 kN
48		2304 t	2085 t	1800 kN	5,18 %	1920 kN

Data are based on the following:
Speed 0.5 km/h - Rolling resistance 0.025

4-axle module K 2404 ST Dead weight ≤ 19 t
 6-axle module K 2406 ST Dead weight ≤ 27 t

*The respective payload must be reduced by the weight of the particular Power Pack that is used. The tare weight of the Power Pack is 6,5 t.

Figura 10.17 - Transportador modular Kamag. Fonte: Kamag

APÊNDICE D – ESTRUTURAS DAS EDIFICAÇÕES

Neste item serão expostas algumas características principais das estruturas das edificações do estaleiro, de modo a obter-se uma visão geral do empreendimento. Para cada uma das edificações, são apresentados os tipos estruturas e fundações que são utilizados na sua construção, assim como algumas características pertinentes do edifício.

O cálculo e dimensionamento de todas as estruturas foi feito com auxílio do programa de cálculo estrutural AltoQI – Eberick. Foram considerados carregamentos permanentes, sobrecargas, cargas de equipamentos, cargas ambientais, cargas de atracação e cargas de amarração, de acordo com as peculiaridades de cada estrutura.

Serão utilizados diferentes tipos de concreto e de aço, de acordo com a necessidade de cada uso. Os parâmetros do solo foram obtidos a partir das sondagens feitas no local, sendo sempre utilizadas as sondagens mais pertinentes à construção em questão.

Foram utilizadas nos cálculos e dimensionamentos todas as normas regulamentadoras, normas da ABNT e normas internacionais pertinentes. A seguir são descritas brevemente as principais partes do estaleiro, seus sistemas estruturais e suas soluções de fundação.

Centro de Treinamento de Soldagem

Este edifício de dois pavimentos tem sua estrutura em concreto armado moldado *in loco*, com sistema laje maciça-viga-pilar e fundação em sapatas de concreto armado.

Shop Office

Este setor do estaleiro é composto por diversos galpões, e para o dimensionamento de cada um deles foram considerados parâmetros do solo diferentes, de acordo com as sondagens mais próximas a cada local. As estruturas são do tipo laje maciça-viga-pilar de concreto armado moldado *in loco*. Já as soluções de fundação foram diferentes para cada galpão, variando entre sapatas e *radiers*, ambos de concreto armado.

Escritórios de Produção

Para o cálculo e dimensionamento dos quatro escritórios de produção, sua estrutura foi concebida como um sistema de laje maciça-viga-pilar de concreto armado, com fundações de blocos sobre estacas do tipo hélice contínua.

Refeitório

A estrutura do refeitório é feita em concreto armado, com sistema laje maciça-viga-pilar. As soluções de fundações são blocos sobre estacas de concreto moldadas *in loco* do tipo hélice contínua.

Banheiros

A estrutura dos banheiros é feita em concreto armado moldado *in loco*, com lajes maciças, vigas e pilares. De acordo com a localização de cada banheiro, foram

utilizadas as sondagens e parâmetros do solo pertinentes. As fundações são em estacas do tipo hélice contínua e sapatas de concreto armado.

Vestiários

As estruturas dos vestiários masculinos e femininos foram dimensionadas com lajes maciças, vigas e pilares de concreto armado moldados *in loco*. Para as fundações foram adotados blocos sobre estacas de concreto do tipo hélice contínua. Para cada vestiário foram adotados os parâmetros de solo referentes às sondagens mais próximas ao local.

Ambulatório

A lajes maciças, vigas e pilares do ambulatório foram calculadas em concreto armado. Como solução de fundação foram adotados blocos de concreto sobre estacas do tipo hélice contínua.

Central de Emergência

A central de emergência, localizada dentro de um galpão no estaleiro, tem sistema estrutural concebido como laje maciça-viga-pilar de concreto armado moldado *in loco*, com fundações em blocos sobre estacas do tipo hélice contínua.

Área de Corte e Estocagem

A estrutura da área de corte e estocagem é mista, com elementos de concreto armado moldado *in loco* e elementos metálicos. As fundações são feitas com blocos sobre estacas do tipo hélice contínua.

Oficinas Auxiliares

Para o cálculo e dimensionamento da estrutura em concreto armado da oficina de subprodução foi utilizado o *software* SAP2000, versão 15.1.0. Foi concebida uma estrutura do tipo laje maciça-viga-pilar. As soluções de fundação foram blocos sobre estacas do tipo hélice contínua, com cintas também de concreto armado.

Almoxarifado

O almoxarifado tem lajes maciças, vigas e pilares em concreto armado. As fundações são blocos sobre estacas hélice contínua. As escadas também são projetadas em concreto armado moldado *in loco*.

Galpão de Tintas

As lajes maciças, vigas, pilares e cintas que compõe a estrutura do galpão de tintas são feitos em concreto armado moldado *in loco*, e suas fundações são feitas com blocos sobre estacas do tipo hélice contínua.

Tool Shop A

Para esta área, foi adotada estrutura em concreto armado, com lajes maciças, vigas e pilares. As fundações foram calculadas em sapatas de concreto armado.

Tool Shop B

Foi concebida para este setor uma estrutura mista de concreto armado e perfis de aço. As fundações foram calculadas em blocos sobre estacas do tipo hélice contínua.

Oficina de Andaimos

As oficinas de andaimes foram concebidas em lajes maciças, vigas e pilares de concreto armado, com fundações em sapatas de concreto.

Pipe Rack

As lajes maciças, vigas e pilares desta área serão feitos em concreto armado. Já suas soluções de fundação são sapatas e estacas do tipo hélice contínua.

Sala de Compressores

A fundação da sala de compressores é feita em blocos sobre estacas hélice contínua. A superestrutura é feita com sistema laje-viga-pilar de concreto armado moldado *in loco*.

Caixas de águas pluviais

As caixas de águas pluviais foram dimensionadas com auxílio do programa SAP2000, versão 15.1.0, resultando em paredes e lajes com espessuras entre 20 e 25cm, dependendo da carga à qual as caixas estarão submetidas.

Subestações Elétricas

As subestações elétricas têm como soluções de fundações sapatas, *radiers* e blocos sobre estacas. As lajes maciças, vigas, pilares e escadas foram concebidas em concreto armado, que será moldado *in loco*.

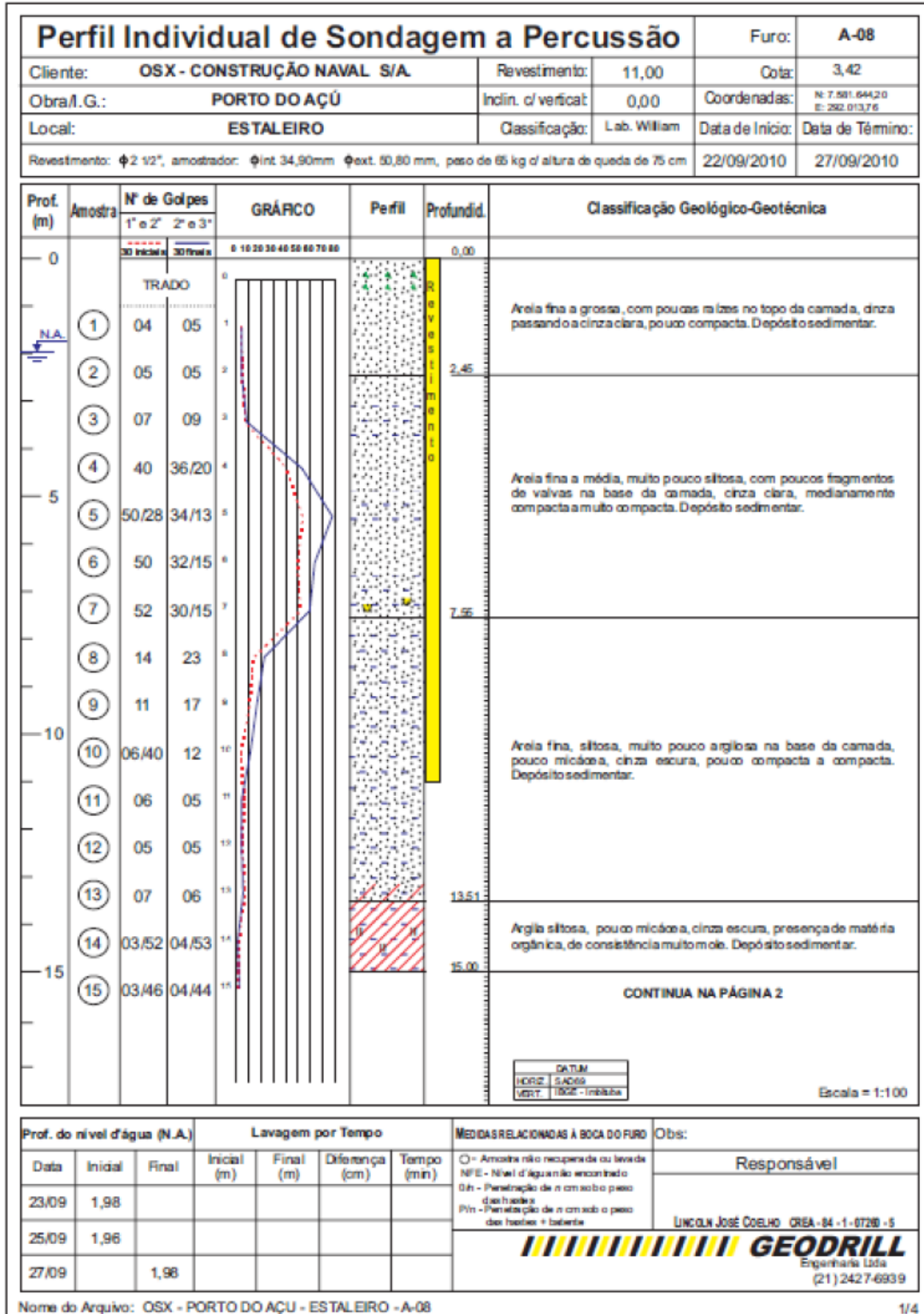
Coleta e Tratamento de Esgoto

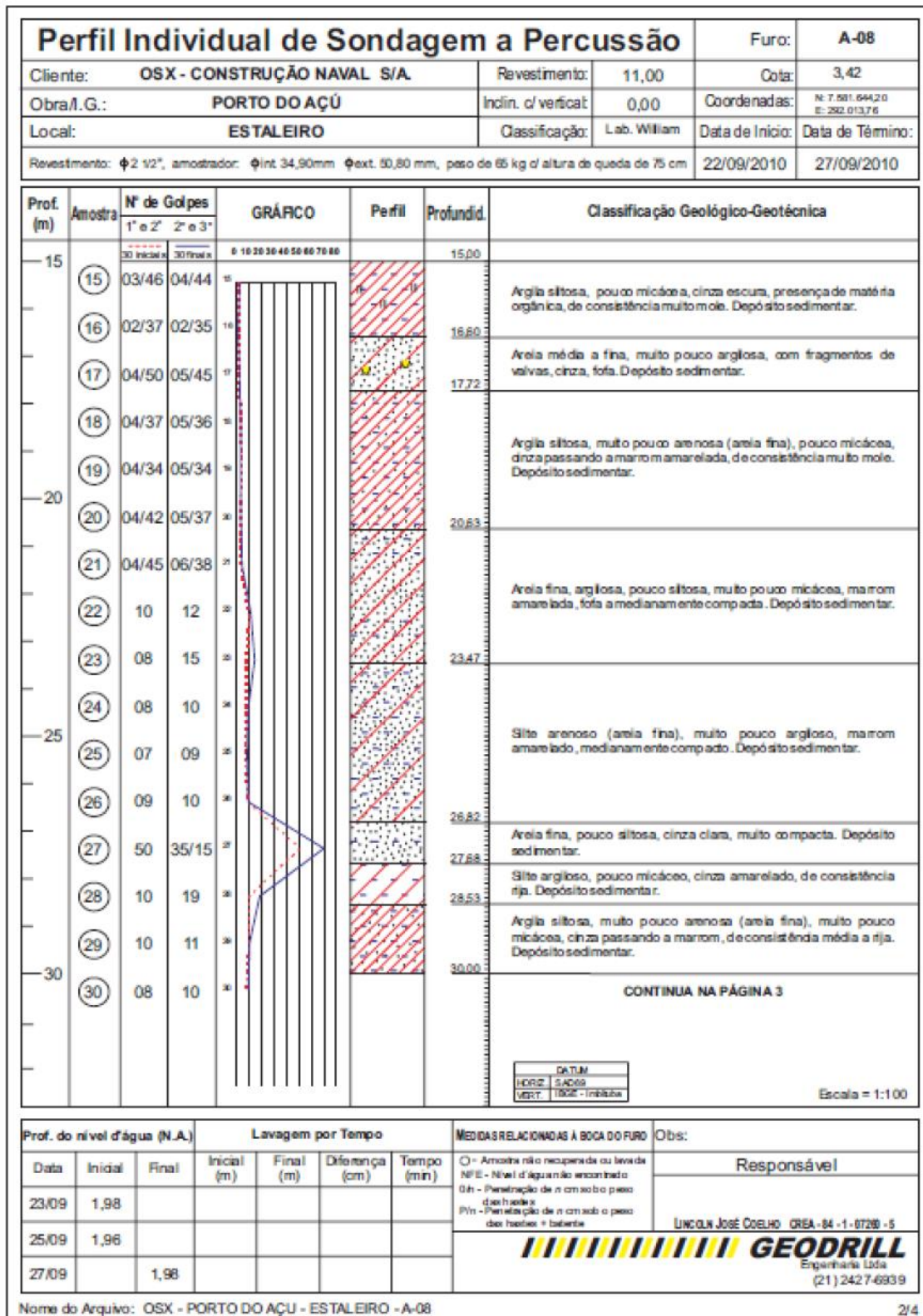
As caixas de inspeção de esgoto, caixas de gordura, caixas sifonadas e poços de visita localizados nas mais diversas áreas do estaleiro foram dimensionadas em concreto armado. Seu cálculo foi feito através do programa SAP2000 V15, e teve como resultado lajes e paredes com espessuras entre 20 e 25cm. As lajes e paredes das elevatórias também foram dimensionadas utilizando-se o mesmo programa.

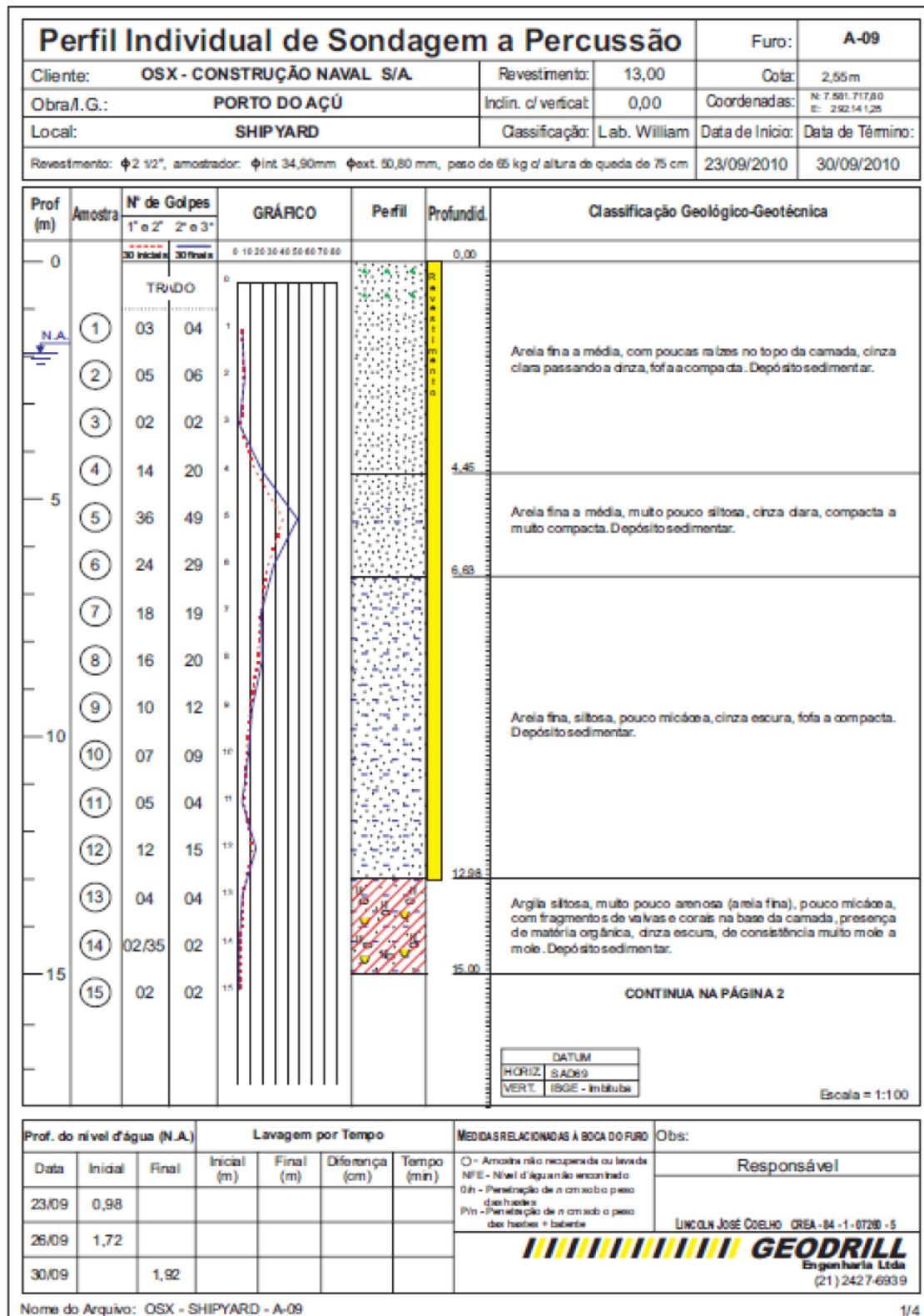
Sistema de Combate a Incêndio

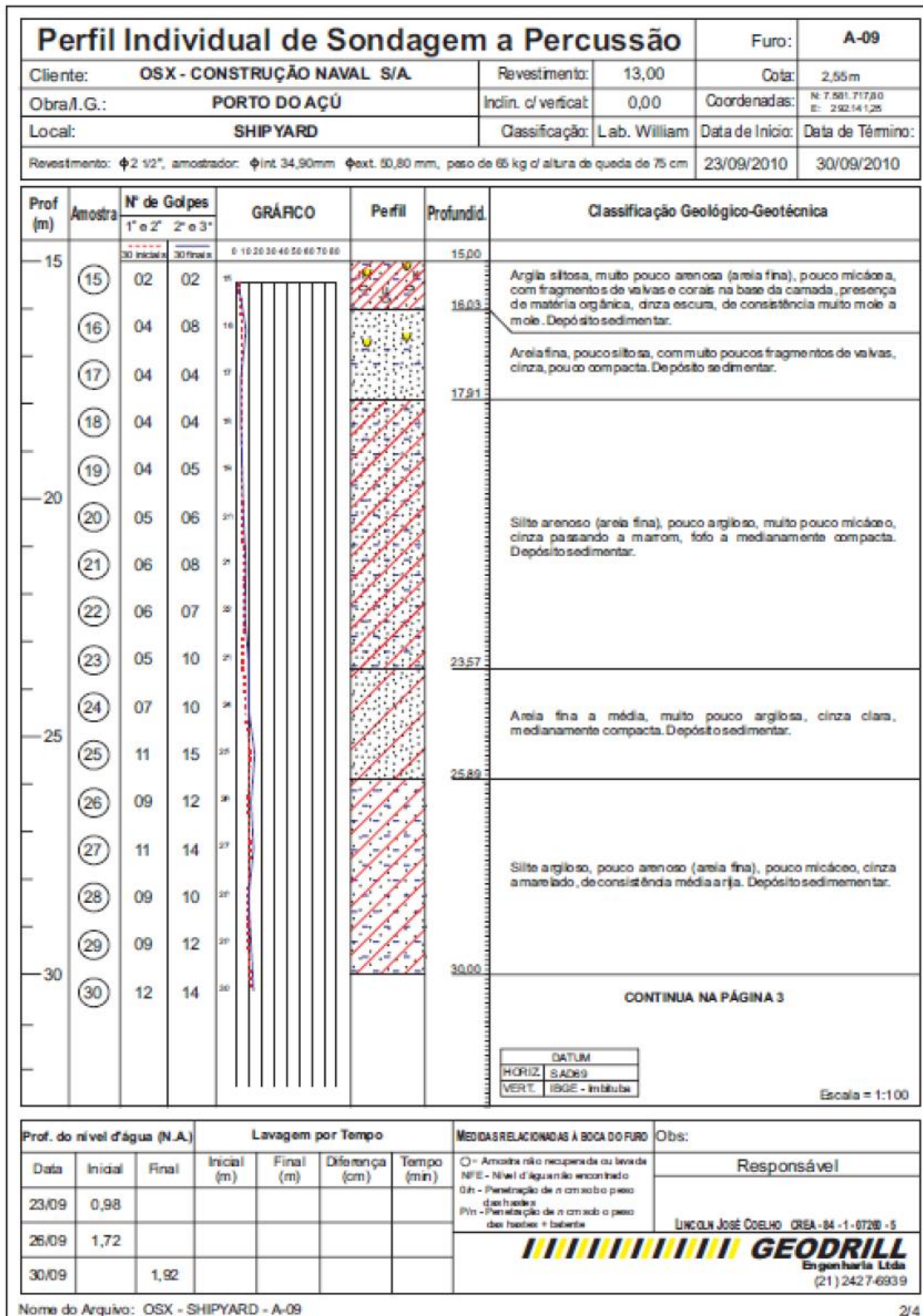
As estruturas da Brigada de Incêndio têm lajes, vigas e pilares em concreto armado moldado *in loco*, e fundação em sapatas de concreto armado.

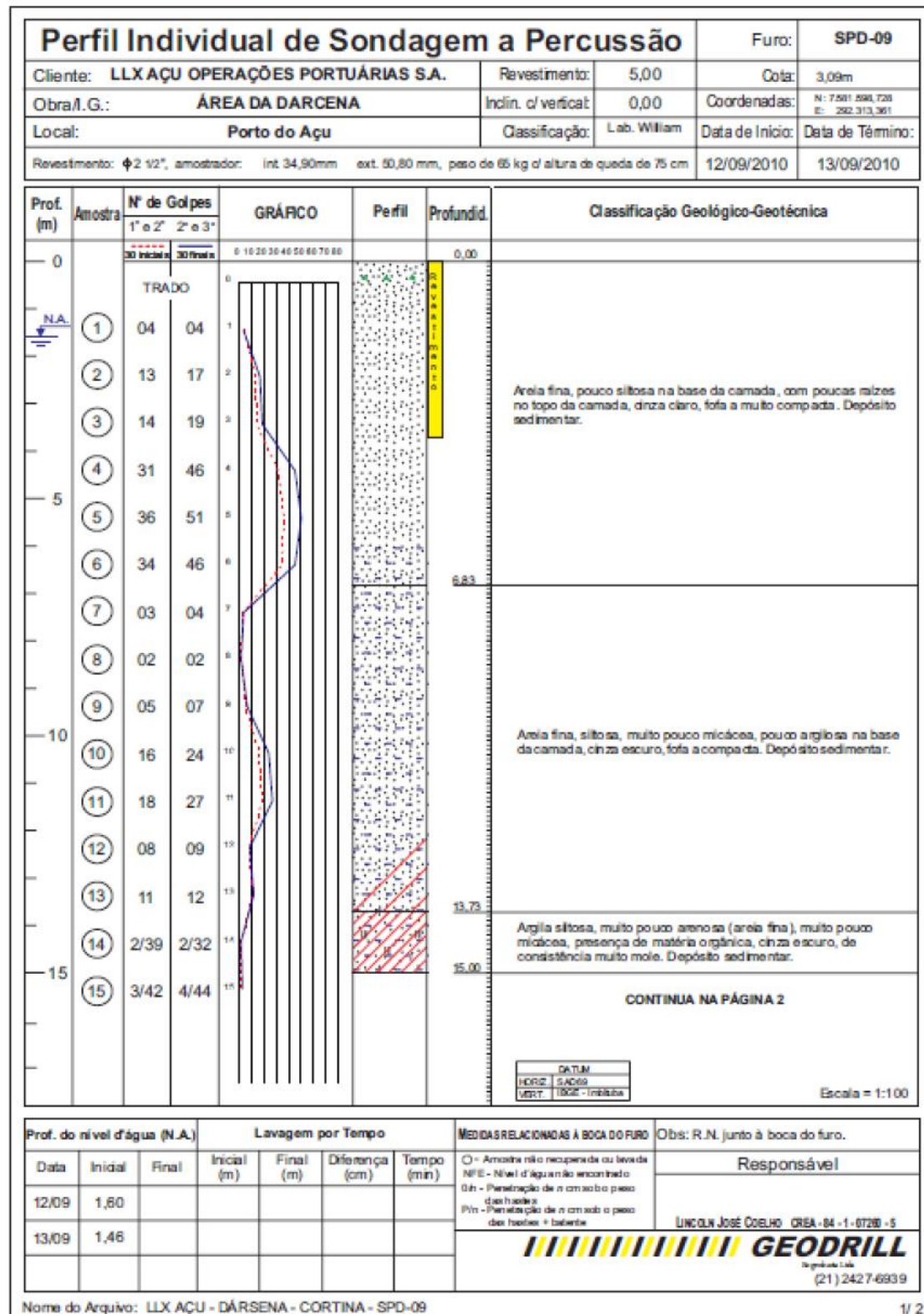
ANEXO A – SONDAENS E CORRELAÇÕES DE PARÂMETROS



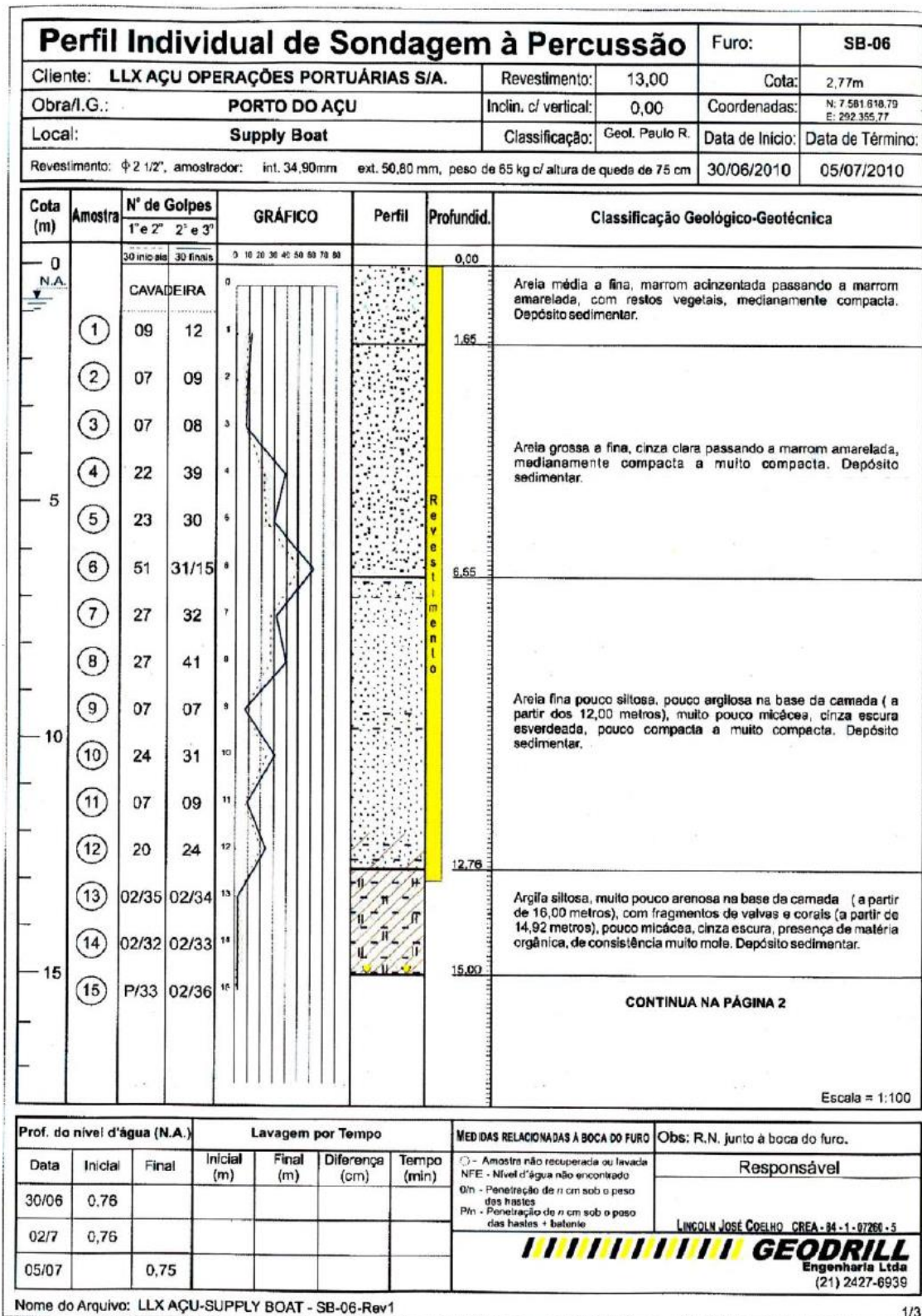








Perfil Individual de Sondagem a Percussão						Furo:	SPD-09			
Cliente: LLXAÇU OPERAÇÕES PORTUÁRIAS S.A.			Revestimento:	5,00	Cota:	3,09m				
Obra/L.G.: ÁREA DA DARCENA			Inclin. c/ vertical:	0,00	Coordenadas:	N: 7.501.598,720 E: 292.313,361				
Local: Porto do Açú			Classificação:	Lab. William	Data de Início:	Data de Término:				
Revestimento: ϕ 2 1/2", amostrador: int. 34,90mm ext. 50,80 mm, peso de 65 kg c/ altura de queda de 75 cm					12/09/2010	13/09/2010				
Prof. (m)	Amostra	Nº de Golpes		GRÁFICO	Perfil	Profundid.	Classificação Geológico-Geotécnica			
		1" e 2"	2" e 3"							
15	(15)	3/42	2/32			15,00	Argila siltosa, muito pouco arenosa (areia fina), muito pouco micaica, presença de matéria orgânica, cinza escuro, de consistência muito mole. Depósito sedimentar.			
	(16)	02	02			16,68	Areia fina, siltosa, muito pouco argilosa, com poucos fragmentos de valvas, cinza, mediana mente compacta. Depósito sedimentar.			
	(17)	09	12			17				
	(18)	12	15			18				
	(19)	07	09			19				
20	(20)	09	10			20,45	LIMITE DA SONDAAGEM			
25										
30										
						<table border="1"> <tr><td>DATUM</td></tr> <tr><td>HORZ. SADOS</td></tr> <tr><td>VERT. TIGRE - Imbituba</td></tr> </table>	DATUM	HORZ. SADOS	VERT. TIGRE - Imbituba	Escala = 1:100
DATUM										
HORZ. SADOS										
VERT. TIGRE - Imbituba										
Prof. do nível d'água (N.A.)		Lavagem por Tempo				MEDIDAS RELACIONADAS À BOCA DO FURO		Obs: R.N. junto à boca do furo.		
Data	Inicial	Final	Inicial (m)	Final (m)	Diferença (cm)	Tempo (min)	<input type="checkbox"/> - Amostra não recuperada ou levada <input type="checkbox"/> NFE - Nível d'água não encontrado <input type="checkbox"/> Dh - Penetração de n cm sob o peso dos hastes <input type="checkbox"/> P/n - Penetração de n cm sob o peso das hastes + batente	Responsável		
12/09	1,60							LINCOLN JOSÉ COELHO CREA - BA - 1 - 07288 - 5 		
13/09	1,46									
								(21) 2427-6939		
Nome do Arquivo: LLXAÇU - DARSENA - CORTINA - SPD-09								2 / 2		



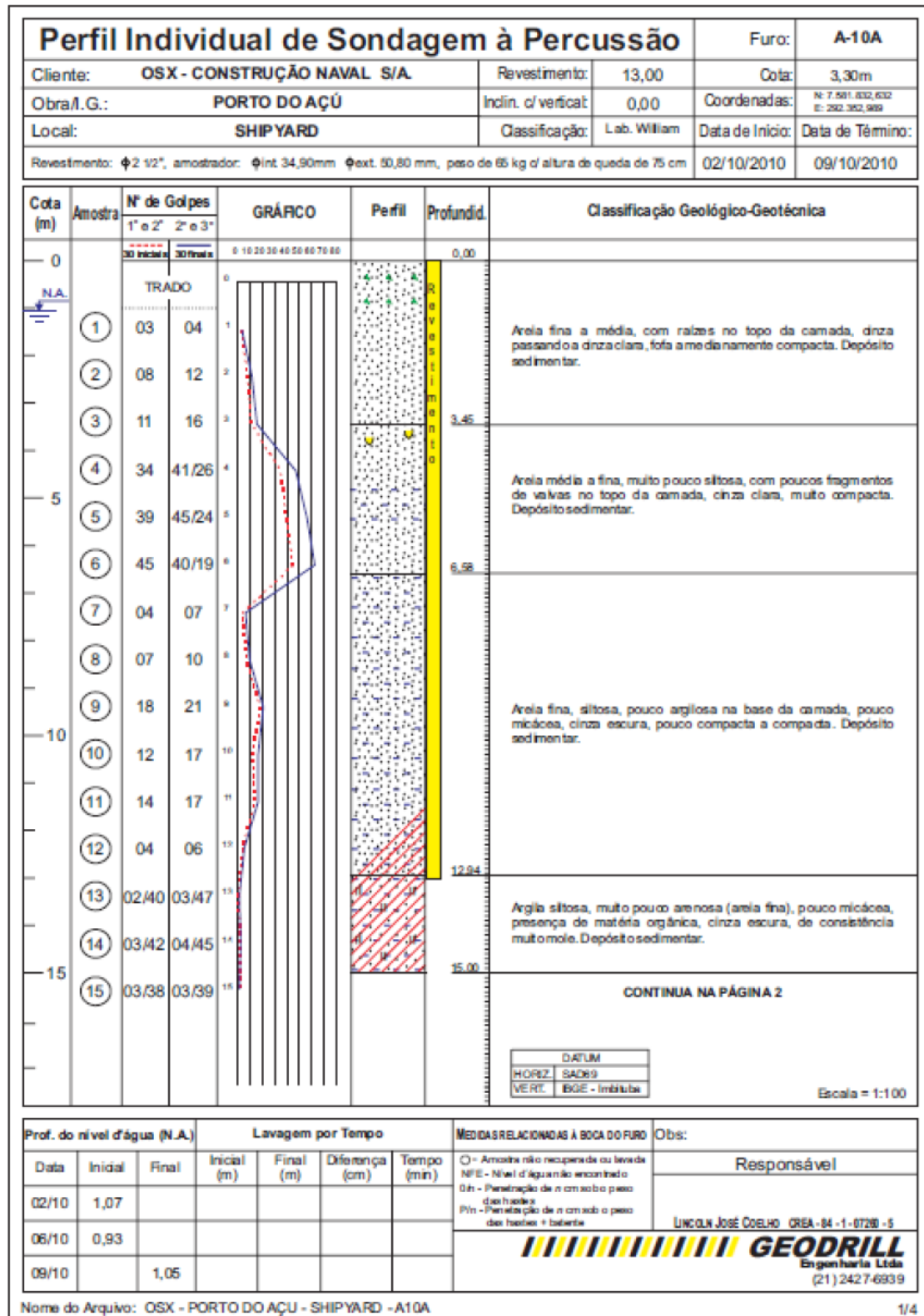
Perfil Individual de Sondagem à Percussão						Furo:	SB-06
Cliente: LLX AÇU OPERAÇÕES PORTUÁRIAS S/A.			Revestimento:	13,00	Cota:	2,77m	
Obra/I.G.: PORTO DO AÇU			Inclin. c/ vertical:	0,00	Coordenadas:	N: 7.581.618,79 E: 292.356,77	
Local: Supply Boat			Classificação:	Geol. Paulo R.	Data de Início:	Data de Término:	
Revestimento: \varnothing 2 1/2", amostrador: int. 34,90mm ext. 50,80 mm, peso de 65 kg c/ altura de queda de 75 cm					30/06/2010	05/07/2010	

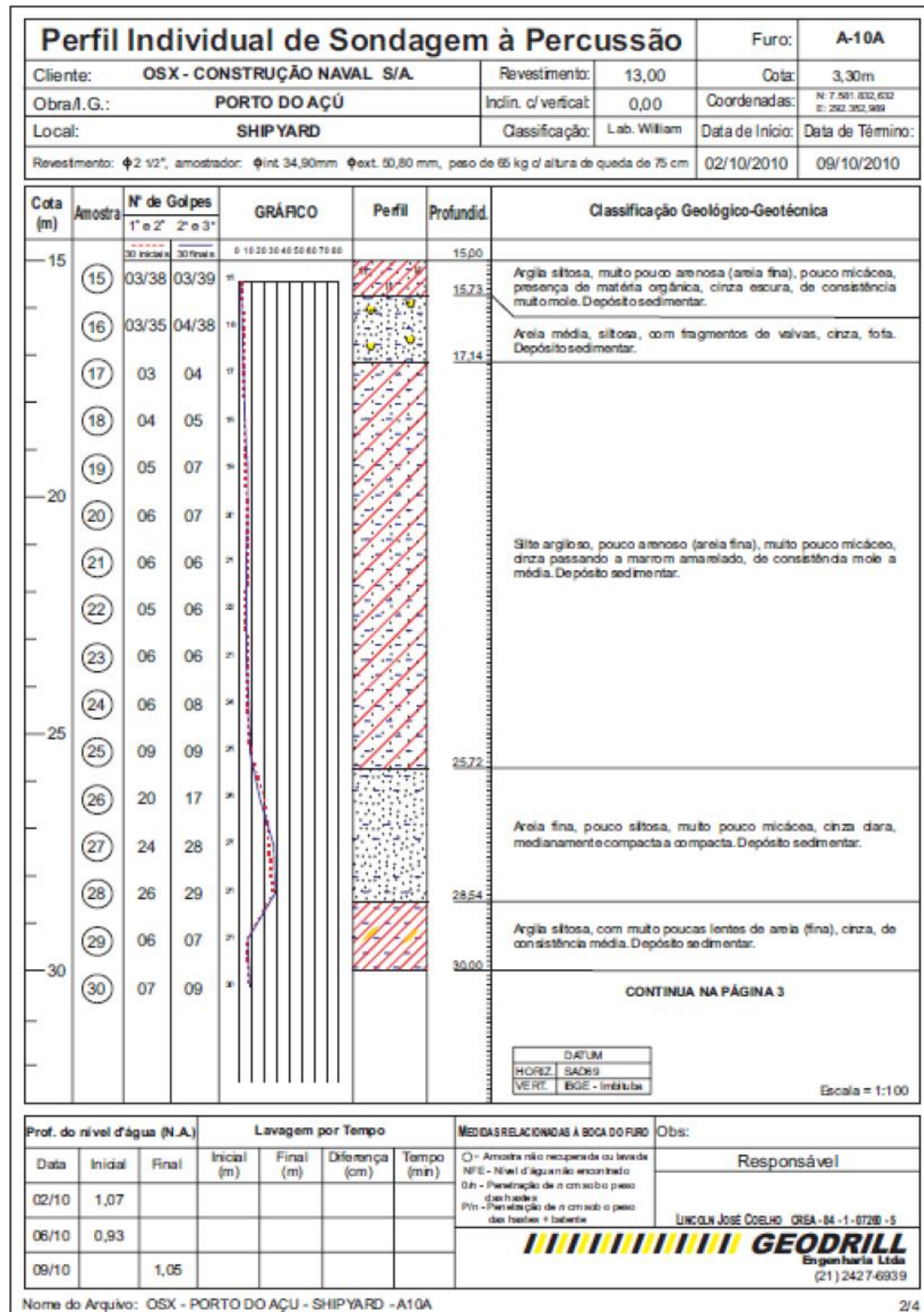
Cota (m)	Amostra	N° de Golpes			GRÁFICO	Perfil	Profundid.	Classificação Geológico-Geotécnica
		1° e 2°	2° e 3°	3° e 4°				
15	(15)	P/33	02/36			15,00	Argila siltosa, muito pouco arenosa na base da camada (a partir de 16,00 metros), com fragmentos de valvas e corais (a partir de 14,92 metros), pouco micácea, cinza escura, presença de matéria orgânica, de consistência muito mole. Depósito sedimentar.	
	(16)	02/33	02/32			16,89	Areia fina a média, pouco argilosa, pouco siltosa, com fragmentos de valvas e corais, cinza escura, medianamente compacta. Depósito sedimentar.	
(17)	09	13		17,91		Areia fina siltosa, pouco argilosa, pouco micácea, cinza azulada, apresentando manchas de oxidação marrom avermelhadas, pouco compacta. Depósito sedimentar.		
20	(18)	06	07			19,62	Siltite muito pouco argiloso, com lentes de areia fina, pouco micáceo, cinza azulado, apresentando manchas de oxidação marrom avermelhadas, de consistência média a rja. Depósito sedimentar.	
	(19)	07	07			24,73	Areia fina a média, pouco siltosa, amarela alaranjada. compacta. Depósito sedimentar.	
	(20)	07	09			25,68	Siltite argiloso, com nódulos de areia fina, cinza, apresentando manchas de oxidação marrom avermelhadas, de consistência média. Depósito sedimentar.	
	(21)	06	07			26,55	Areia fina siltosa, muito pouco argilosa, cinza amarronzada, medianamente compacta. Depósito sedimentar.	
	(22)	07	08			27,72	Areia fina a média, pouco siltosa passando a muito pouco siltosa, com grânulos de quartzo bem arredondados, cinza clara, muito compacta. Depósito sedimentar.	
	(23)	09	11			30,00		
25	(24)	12	13			CONTINUA NA PÁGINA 3		
	(25)	26	36					
	(26)	08	10					
	(27)	09	12					
	(28)	34	37/27					
	(29)	53	27/15					
30	(30)	34	51/27					

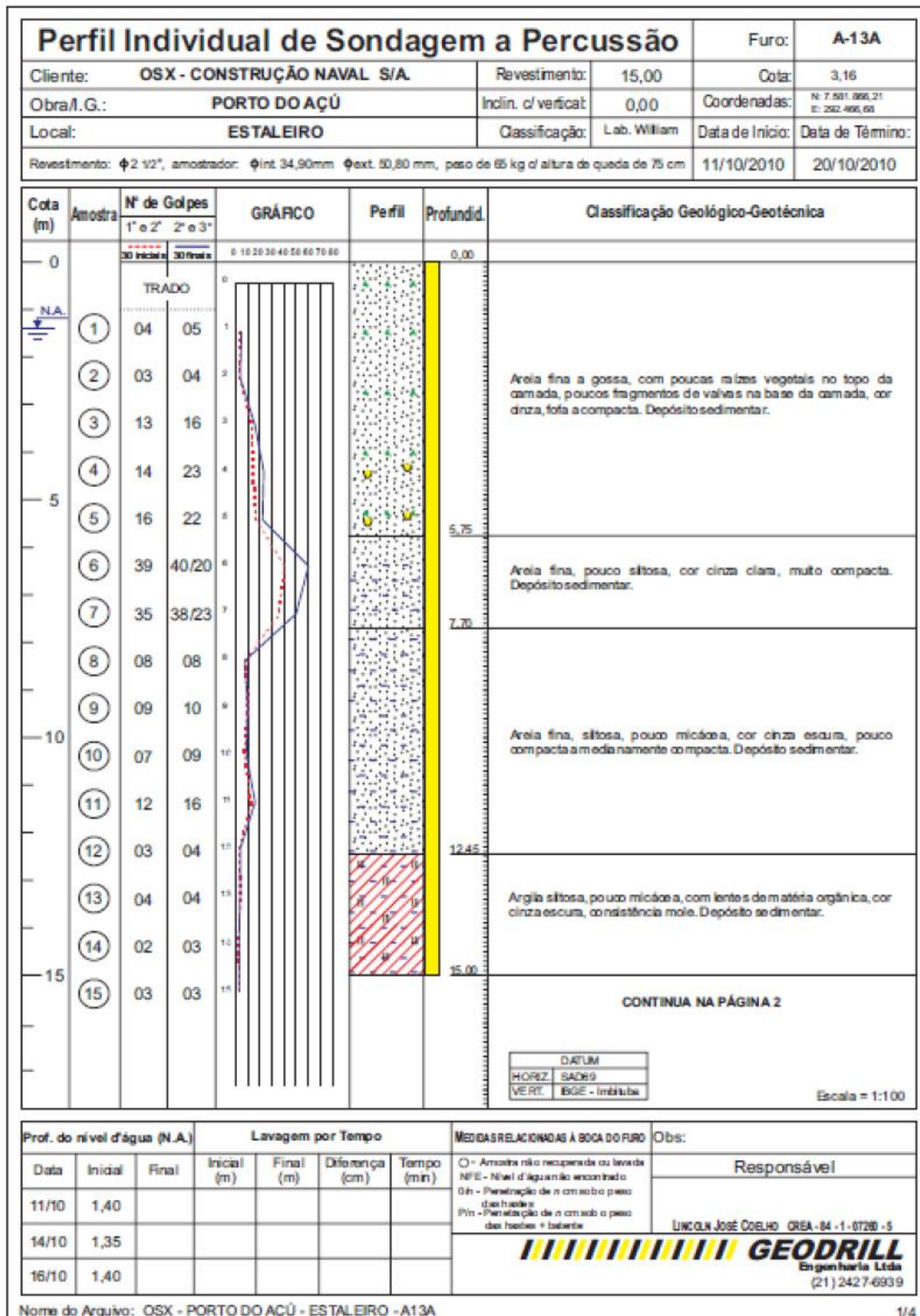
Escala = 1:100

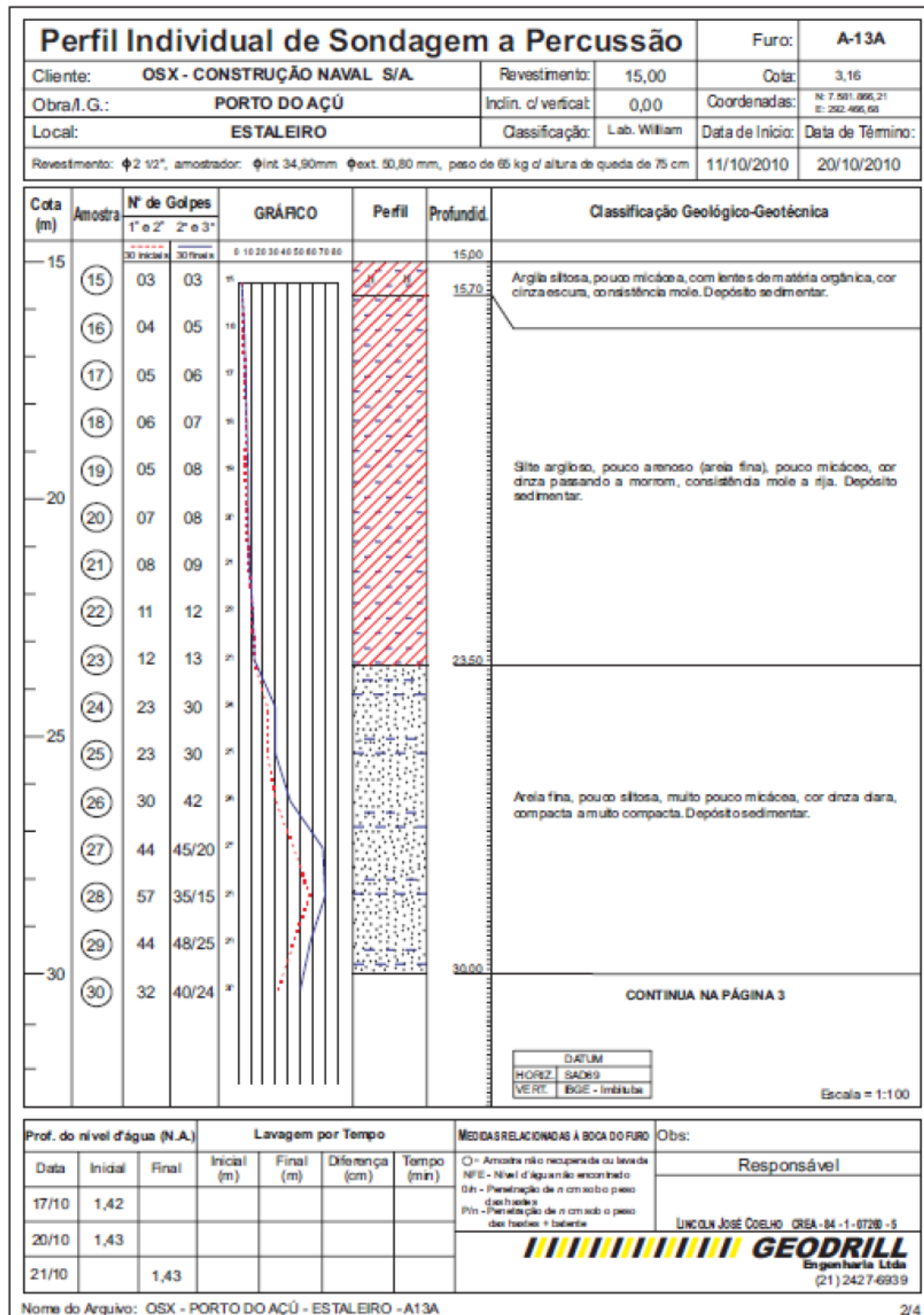
Prof. do nível d'água (N.A.)		Lavagem por Tempo				MÉDIDAS RELACIONADAS À BOCA DO FURO		Obs: R.N. junto à boca do furo.
Data	Inicial	Final	Inicial (m)	Final (m)	Diferença (cm)	Tempo (min)		Responsável
30/06	0,76						○ - Amostra não recuperada ou lavada NFE - Nível d'água não encontrado 0/n - Penetração de n cm sob o peso das hastas P/n - Penetração de n cm sob o peso das hastas + batente	LINCOLN JOSÉ COELHO CREA - 84 - 1 - 07260 - 5
02/7	0,76							
05/07		0,75						

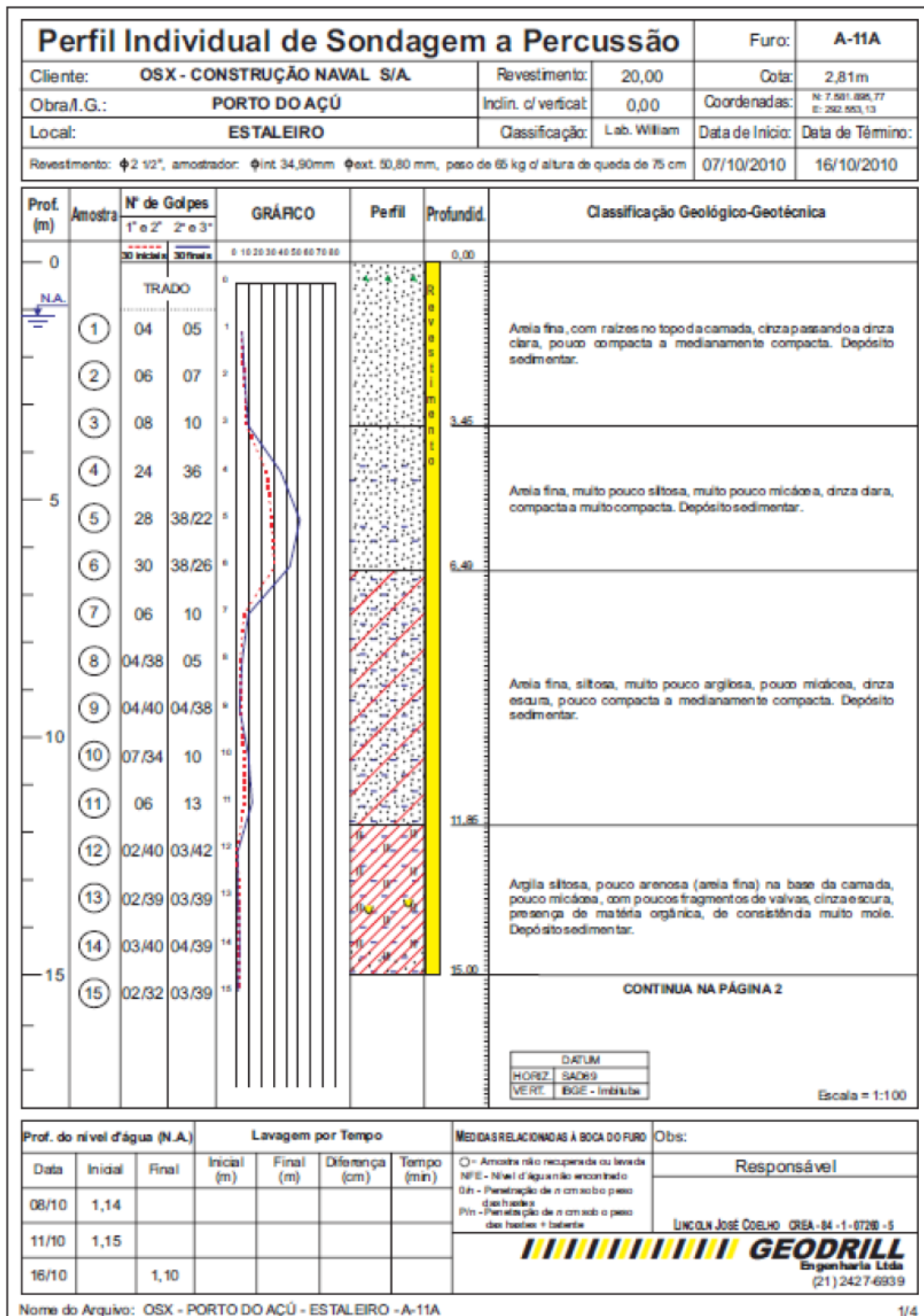
Nome do Arquivo: LLX AÇU-SUPPLY BOAT - SB-06-Rev1 2/3

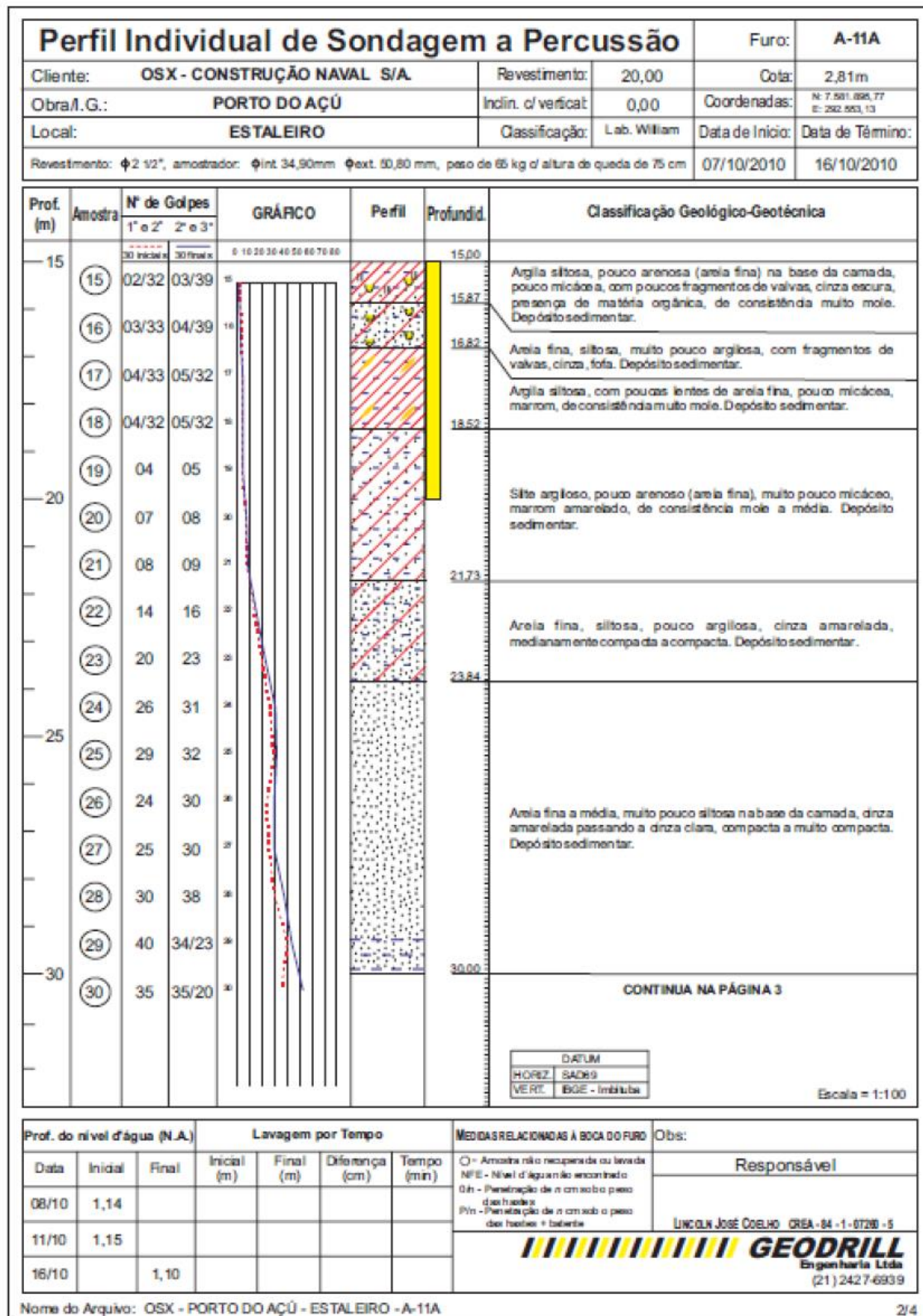












SPT 2 a 5

N	Tipo de Solo	qc (kPa)	Atrito (°)	c (kPa)	E (MPa)	Descrição
1	Areia	5000	29	4	15	Pouco Compacto
2	Areia siltosa	4000	28	5	12	Pouco Compacto
3	Areia silto-argilosa	3500	28	5	11	Pouco Compacto
4	Areia argilosa	3000	27	5	9	Pouco Compacto
5	Areia argilo-siltosa	2500	27	5	8	Pouco Compacto
6	Silte	2000	26	10	10	Mole
7	Silte arenoso	2750	27	10	14	Pouco Compacto
8	Silte areno-argiloso	2250	27	10	11	Pouco Compacto
9	Silte argiloso	1150	25	11	6	Mole
10	Silte argilo-arenoso	1250	26	10	6	Mole
11	Argila	1000	23	14	7	Mole
12	Argila arenosa	1750	25	13	12	Mole
13	Argila areno-siltosa	1500	24	14	11	Mole
14	Argila siltosa	1100	23	14	8	Mole
15	Argila silto-arenosa	1650	24	14	12	Mole

SPT 8 a 12

N	Tipo de Solo	qc (kPa)	Atrito (°)	c (kPa)	E (MPa)	Descrição
1	Areia	10000	32	7	30	Medianamente Compacto
2	Areia siltosa	8000	32	8	24	Medianamente Compacto
3	Areia silto-argilosa	7000	31	8	21	Medianamente Compacto
4	Areia argilosa	6000	30	8	18	Medianamente Compacto
5	Areia argilo-siltosa	5000	30	9	15	Medianamente Compacto
6	Silte	4000	29	18	20	Média
7	Silte arenoso	5500	30	17	28	Medianamente Compacto
8	Silte areno-argiloso	4500	30	17	23	Medianamente Compacto
9	Silte argiloso	2300	28	19	12	Média
10	Silte argilo-arenoso	2500	29	18	13	Média
11	Argila	2000	26	25	14	Média
12	Argila arenosa	3500	28	23	25	Média
13	Argila areno-siltosa	3000	27	24	21	Média
14	Argila siltosa	2200	27	25	15	Média
15	Argila silto-arenosa	3300	28	24	23	Média

SPT 14 a 18

N	Tipo de Solo	qc (kPa)	Atrito (°)	c (kPa)	E (MPa)	Descrição
1	Areia	15000	34	10	45	Medianamente Compacto
2	Areia siltosa	12000	34	10	36	Medianamente Compacto
3	Areia silto-argilosa	10500	33	11	32	Medianamente Compacto
4	Areia argilosa	9000	32	11	27	Medianamente Compacto
5	Areia argilo-siltosa	7500	32	12	23	Medianamente Compacto
6	Silte	6000	31	24	30	Rija
7	Silte arenoso	8250	33	22	41	Medianamente Compacto
8	Silte areno-argiloso	6750	32	23	34	Medianamente Compacto
9	Silte argiloso	3450	30	25	17	Rija
10	Silte argilo-arenoso	3750	31	25	19	Rija
11	Argila	3000	28	35	21	Rija
12	Argila arenosa	5250	31	31	37	Rija
13	Argila areno-siltosa	4500	29	33	32	Rija
14	Argila siltosa	3300	29	34	23	Rija
15	Argila silto-arenosa	4950	30	32	35	Rija

SPT 20

N	Tipo de Solo	qc (kPa)	Atrito (°)	c (kPa)	E (MPa)	Descrição
1	Areia	20000	36	11	60	Compacto
2	Areia siltosa	16000	35	12	48	Compacto
3	Areia silto-argilosa	14000	34	13	42	Compacto
4	Areia argilosa	12000	34	13	36	Compacto
5	Areia argilo-siltosa	10000	33	14	30	Compacto
6	Silte	8000	33	29	40	Duro
7	Silte arenoso	11000	34	26	55	Compacto
8	Silte areno-argiloso	9000	33	27	45	Compacto
9	Silte argiloso	4600	31	31	23	Duro
10	Silte argilo-arenoso	5000	32	30	25	Duro
11	Argila	4000	30	43	28	Duro
12	Argila arenosa	7000	32	37	49	Duro
13	Argila areno-siltosa	6000	31	40	42	Duro
14	Argila siltosa	4400	30	41	31	Duro
15	Argila silto-arenosa	6600	32	38	46	Duro

SPT 25

N	Tipo de Solo	qc (kPa)	Atrito (°)	c (kPa)	E (MPa)	Descrição
1	Areia	25000	37	12	75	Compacto
2	Areia siltosa	20000	36	13	60	Compacto
3	Areia silto-argilosa	17500	35	14	53	Compacto
4	Areia argilosa	15000	35	15	45	Compacto
5	Areia argilo-siltosa	12500	34	16	38	Compacto
6	Silte	10000	34	33	50	Duro
7	Silte arenoso	13750	35	29	69	Compacto
8	Silte areno-argiloso	11250	35	31	56	Compacto
9	Silte argiloso	5750	33	36	29	Duro
10	Silte argilo-arenoso	6250	33	34	31	Duro
11	Argila	5000	31	50	35	Duro
12	Argila arenosa	8750	34	42	61	Duro
13	Argila areno-siltosa	7500	32	46	53	Duro
14	Argila siltosa	5500	32	48	39	Duro
15	Argila silto-arenosa	8250	33	44	58	Duro

SPT 30

N	Tipo de Solo	qc (kPa)	Atrito (°)	c (kPa)	E (MPa)	Descrição
1	Areia	30000	38	13	90	Compacto
2	Areia siltosa	24000	37	14	72	Compacto
3	Areia silto-argilosa	21000	36	16	63	Compacto
4	Areia argilosa	18000	36	17	54	Compacto
5	Areia argilo-siltosa	15000	35	18	45	Compacto
6	Silte	12000	35	36	60	Duro
7	Silte arenoso	16500	36	31	83	Compacto
8	Silte areno-argiloso	13500	36	34	68	Compacto
9	Silte argiloso	6900	34	40	35	Duro
10	Silte argilo-arenoso	7500	34	38	38	Duro
11	Argila	6000	32	56	42	Duro
12	Argila arenosa	10500	35	46	74	Duro
13	Argila areno-siltosa	9000	33	51	63	Duro
14	Argila siltosa	6600	33	54	46	Duro
15	Argila silto-arenosa	9900	34	49	69	Duro

SPT 35

N	Tipo de Solo	qc (kPa)	Atrito (°)	c (kPa)	E (MPa)	Descrição
1	Areia	35000	39	14	105	Compacto
2	Areia siltosa	28000	38	15	84	Compacto
3	Areia silto-argilosa	24500	37	17	74	Compacto
4	Areia argilosa	21000	37	18	63	Compacto
5	Areia argilo-siltosa	17500	36	19	53	Compacto
6	Silte	14000	36	39	70	Duro
7	Silte arenoso	19250	37	33	96	Compacto
8	Silte areno-argiloso	15750	37	36	79	Compacto
9	Silte argiloso	8050	34	44	40	Duro
10	Silte argilo-arenoso	8750	35	41	44	Duro
11	Argila	7000	33	62	49	Duro
12	Argila arenosa	12250	36	49	86	Duro
13	Argila areno-siltosa	10500	34	56	74	Duro
14	Argila siltosa	7700	34	59	54	Duro
15	Argila silto-arenosa	11550	35	53	81	Duro