

**DANIEL ROCHA LANZIERI
FÁBIO GIANCOLI BARRETO
GABRIEL GOULART VIDAL
JULIO FERNANDES GONÇALVES
LUCAS ALMEIDA LADEIA**

**ESTUDO DE VIABILIDADE NO EMPREGO DE BOLSÕES GEOTÊXTEIS
PARA A CONSTRUÇÃO DO DIQUE NO JARDIM ROMANO**

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

São Paulo
2013

**DANIEL ROCHA LANZIERI
FÁBIO GIANCOLI BARRETO
GABRIEL GOULART VIDAL
JULIO FERNANDES GONÇALVES
LUCAS ALMEIDA LADEIA**

**ESTUDO DE VIABILIDADE NO EMPREGO DE BOLSÕES GEOTÊXTEIS
PARA A CONSTRUÇÃO DO DIQUE NO JARDIM ROMANO**

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

Orientador: Prof. Dr. Fernando Antônio M. Marinho

São Paulo
2013

FICHA CATALOGRÁFICA

Lanzieri, Daniel Rocha

Estudo de viabilidade no emprego de bolsões geotêxteis para a construção do dique no Jardim Romano / D.R. Lanzieri, F.G. Barreto, G.G. Vidal, J.F. Gonçalves, L.A. Ladeia. – São Paulo, 2013. 150 p.

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

1.Geotêxteis 2.Diques 3.Enchentes urbanas I.Barreto, Fábio Giancoli II.Vidal, Gabriel Goulart III.Gonçalves, Julio Fernandes IV.Ladeia, Lucas Almeida V.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica V.t.

AGRADECIMENTOS

Ao Orientador e Professor Dr. Fernando Antônio M. Marinho, pelo tempo dedicado e auxílio sempre que necessário.

Aos funcionários da empresa Allonda, em especial ao Engenheiro Daniel Mortari Barreto e ao Coordenador Comercial Thomaz Martino Tessler pelos materiais oferecidos e apoio prestado para o desenvolvimento deste trabalho.

Aos nossos familiares e amigos.

A todos aqueles que, direta ou indiretamente, contribuíram com o grupo ao longo da realização deste Trabalho de Formatura.

RESUMO

A população da cidade de São Paulo há muitos anos vem sofrendo com os prejuízos causados pelas enchentes devido às fortes chuvas nos meses de verão. Por estar localizado na várzea do rio Tietê, o Jardim Romano sofria todos os anos com enchentes causadas pela cheia do rio. No intuito de proteger o bairro, em 2010, construiu-se um dique na região, associado a um reservatório e bombas de recalque. Com isso, resolveu-se o problema. Para a construção do dique, de argila compactada, foi necessário o transporte de grandes volumes de material de escavação para bota-foras e de grandes volumes de argila de jazidas como material apropriado para a estrutura. O presente estudo analisou a viabilidade técnica e econômica do uso de bolsões geotêxteis (geotubes) preenchidos com a argila orgânica do local da obra como uma alternativa ao dique de argila compactada. No âmbito técnico, o estudo apontou que o dique construído com os geotubes atenderia aos critérios de estabilidade de talude, resistência de fundação, recalques admissíveis e de estanqueidade. Já no âmbito econômico, foram elaborados orçamentos aproximados para cada uma das opções. A alternativa em argila mostrou-se economicamente mais interessante que a proposta com geotubes. Porém, devido à complexidade da obra e as diversas premissas que tiveram que ser adotadas, pode-se afirmar que diferença obtida de aproximadamente 14% não é conclusiva. Isso indica que estudos mais aprofundados devem ser feitos a fim de se chegar a um resultado mais confiável.

Palavras-chave: geotêxteis; diques; enchentes urbanas.

ABSTRACT

The population of the city of São Paulo for many years has been suffering from the damage caused by floods due to heavy rains in the summer months. Being located in the floodplain of the Tietê River, the Jardim Romano used to suffer every year with floods caused by the flooding river. In order to protect the neighborhood, in 2010, a dike was constructed in the region, associated to a reservoir and booster pumps. Finally, the problem was solved. For the construction of the dam, made of compacted clay, it was necessary to transport large volumes of excavation material to disposal areas and large volumes of clay from natural beds as suitable material for the structure. The present study examined the technical and economic feasibility of the use of geotextiles (geotubes) filled with organic clay from the excavation site as an alternative to compacted clay dikes. At a technical level, the study found that the dike built with geotubes would be approved for slope stability, foundation resistance, acceptable settlements, as well as the tightness of the structure. In the economic field, approximate budgets were developed for each conception alternative. The alternative of compacted clay proved to be economically better than the proposal with geotubes. However, due to the complexity of the work and the various assumptions that had to be adopted, it can be stated that the difference obtained of approximately 14 % is not conclusive. This indicates that further studies should be made in order to achieve a more reliable result.

Keywords: geotextiles; dikes; urban floods.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO	14
2. OBJETIVO	17
2.1. Objetivos Gerais	17
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	18
3.1. Aspectos hidrológicos e hidráulicos	18
3.1.1. Ciclo hidrológico	18
3.1.2. Levantamento de dados hidrológicos para o dimensionamento	21
3.1.3. Simulação de cheias	24
3.2. Impactos Socioeconômicos	26
3.2.1. Impactos nas Habitações	27
3.2.2. Impactos às Atividades Econômicas	28
3.2.3. Impactos na Infraestrutura Urbana	29
3.3. Diques urbanos	30
3.3.1. Reservatório de detenção	33
3.4. O bolsão geossintético	35
3.4.1. Os bolsões geotêxteis	37
3.4.2. O geotube como estrutura de contenção	40
3.4.3. A construção do Naviduct em Enkhuizen, Holanda	42
4. JARDIM ROMANO	50
4.1. Reportagens de enchente no Jardim Romano	50
4.2. O sistema de contenção de enchentes adotado	52
4.3. Dimensionamento das estruturas hidráulicas	55
4.3.1. Processo de detenção de cheias na área a jusante do estudo	56
4.3.2. Determinação da crista o dique e da vazão normal do canal	57

5. SOLUÇÃO CONCEITUAL ALTERNATIVA	60
5.1. Considerações sobre o reservatório de detenção do Jardim Romano	60
5.2. A escolha da seção padrão	61
5.3. O bolsão geotêxtil – geometria e parâmetros técnicos	63
5.4. A configuração da nova seção	69
5.5. Estudos geotécnicos – recalque, estabilidade de talude e fluxo de percolação	72
5.5.1. Capacidade de carga e deslocamentos verticais	73
5.5.2. Análise da estabilidade do talude	77
5.6. Considerações adicionais	80
6. COMPARATIVO ENTRE ALTERNATIVAS DE CONSTRUÇÃO	82
6.1. Levantamento dos Quantitativos	82
6.2. Cronograma da Obra	85
6.2.1. Critérios Gerais Adotados	85
6.2.1.1. Cálculo da Praticabilidade	85
6.2.1.2. Dias úteis de trabalho por mês	85
6.2.1.3. Fatores de Eficiência dos Equipamentos	86
6.2.2. Solução Original	87
6.2.2.1. Cronograma da Obra	88
6.2.2.2. Método Construtivo do Dique	92
6.2.3. Solução Conceitual com Geotubes	92
6.2.3.1. Cronograma da Obra	92
6.2.3.2. Método Construtivo do Dique	94
6.3. Orçamento da Obra	96
6.3.1. Critérios Gerais Adotados	96
6.3.1.1. Bota Fora	96
6.3.1.2. Jazida de Argila	97

6.3.2. Solução Original	98
6.3.3. Solução Conceitual com Geotubes	101
7. CONCLUSÃO	104
8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	106

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

FIGURA 01 -	TRAJETÓRIA DA ÁGUA AO LONGO DO SEU CICLO. FONTE: (DAEE, 2006)	18
FIGURA 02 -	BACIA DE CONTRIBUIÇÃO DE UM CORPO D'ÁGUA FONTE: (DAEE, 2006)	19
FIGURA 03 -	METODOLOGIAS E EFICÁCIA NO CÁLCULO DE VAZÕES DE CHEIA DE ACORDO COM A ÁREA DE DRENAGEM. FONTE: (DAEE, 2006)	20
FIGURA 04 -	ACESSO AO BANCO DE DADOS PLUVIOMÉTRICOS DO ESTADO DE SÃO PAULO PELO SITE NA FORMA DE TABELA. FONTE: HTTP://WWW.SIGRH.SP.GOV.BR/CGI-BIN	22
FIGURA 05 -	LINÍGRAFOS DE BOIA. FONTE: (CORRÊA, 2012)	23
FIGURA 06 -	RÉGUAS LINIGRÁFICAS. FONTE: (CORRÊA, 2012)	23
FIGURA 07 -	DIQUE NA HOLANDA PROTEGENDO A REGIÃO HABITADA DAS ÁGUAS DO MAR FONTE: SITE- INDEPENDENTE EUROPEAN DAILY EXPRESS	31
FIGURA 08 -	POLDERES (EM VERDE) NA HOLANDA - FONTE: BLOG TUDO SUPER INTERESSANTE ..	32
FIGURA 09 -	EXEMPLO DA SEÇÃO TRANSVERSAL DE UM DIQUE FEITO COM TERRA E NÚCLEO DE CONCRETO	32
FIGURA 10 -	HIDROGRAMA FONTE: TUCCI, 1993	34
FIGURA 11 -	VOLUME ARMAZENADO (EM AZUL) EM UM RESERVATÓRIO DE DETENÇÃO	34
FIGURA 12 -	MODELO DE RESERVATÓRIO DE DETENÇÃO.	35
FIGURA 13 -	EXEMPLO DE TÉCNICA "RÍGIDA" DE ENGENHARIA (UM SEAWALL) CITADA POR COLENUTT (2001). FONTE: SITE CLIMATETECHWIKI (HTTP://CLIMATETECHWIKI.ORG/CONTENT/SEAWALLS , ACESSO EM 20/06/13)	36
FIGURA 14 -	BOLSÕES GEOTÊXTEIS EM SUA FASE FINAL DE ENCHIMENTO. FONTE: SITE SPECIALTY FABRICS REVIEW (HTTP://SPECIALTYFABRICSREVIEW.COM/ARTICLES/0909_SW2_GEOTUBES.HTML , ACESSO EM 20/06/13)	38
FIGURA 15 -	BOLSÃO GEOTÊXTIL SENDO UTILIZADO PARA ADENSAMENTO DE SOLO ("DEWATERING"). FONTE: SITE DA FABRICANTE TENCATE (HTTP://WWW.GEOTUBE.COM , ACESSO EM 20/06/13)	39
FIGURA 16 -	BOLSÕES GEOTUBE SENDO UTILIZADOS PARA PROTEÇÃO COSTEIRA. FONTE: SITE DA FABRICANTE TENCATE (HTTP://WWW.GEOTUBE.COM , ACESSO EM 20/06/13)	40
FIGURA 17 -	BOLSÕES GEOTÊXTEIS SENDO APLICADOS PARA PROTEÇÃO DA PRAIA EM ATLANTIC CITY, NJ – EUA. FONTE: SITE DA FABRICANTE TENCATE (HTTP://WWW.GEOTUBE.COM , ACESSO EM 20/06/13)	41
FIGURA 18 -	ESQUEMA DE SEÇÃO EM CORTE DE UMA DUNA DE AREIA ERGUIDA COM APLICAÇÃO DO GEOTUBE. FONTE: SITE DA FABRICANTE TENCATE (HTTP://WWW.GEOTUBE.COM , ACESSO EM 20/06/13)	41
FIGURA 19 -	CONTENÇÃO DE MATERIAL DRAGADO COM O USO DE CONTÊINERS GEOTÊXTEIS. FONTE: COLENUTT (2001); FOWLER AND SPRAGUE (1993)	42
FIGURA 20 -	LOCALIZAÇÃO DA CIDADE DE ENKHUIZEN, COM DESTAQUE PARA O CANAL DE KRABBERSGAT (ATUAL). FONTE: GOOGLE MAPS (ACESSO EM 20/06/13)	43
FIGURA 21 -	VISTA APROXIMADA DO CANAL DE KRABBERSGAT (PRÉVIO AO NAVIDUCT). FONTE: GOOGLE MAPS (ACESSO EM 20/06/13)	43
FIGURA 22 -	VISTA TÉRREA DA ESTRADA DE HOUTRIBDIJK, NO TRECHO SOBRE O CANAL DE KRABBERSGAT. FONTE: GOOGLE EARTH (ACESSO EM 20/06/13)	44
FIGURA 23 -	VISTA AÉREA DA REGIÃO: DESTAQUE PARA A ÁREA DO NAVIDUCT. FONTE: GOOGLE EARTH (ACESSO EM 20/06/13)	45
FIGURA 24 -	VISTA AÉREA MAIS PRÓXIMA DA REGIÃO DO NAVIDUCT. FONTE: GOOGLE EARTH (ACESSO EM 20/06/13)	45
FIGURA 25 -	VISTA AÉREA DA REGIÃO: DESTAQUE PARA OS DIQUES-GUIA. FONTE: GOOGLE EARTH (ACESSO EM 20/06/13)	46
FIGURA 26 -	IMAGEM ILUSTRATIVA DO TECIDO GEOTÊXTIL DO GEOTUBE E SEU TIPO DE COSTURA ONDULADA ("WOVEN TEXTILE")	48
FIGURA 27 -	PROCESSO DE ENCHIMENTO DO GEOTUBE. FONTE: SPELT (2001)	49
FIGURA 28 -	FOTO DA INUNDAÇÃO NO BAIRRO JARDIM ROMANO OCORRIDA EM 2009. FONTE: SITEDA REVISTA VEJA, EDITORA ABRIL, DISPONÍVEL EM HTTP://VEJA.ABRIL.COM.BR/NOTICIA/BRASIL/JARDIM-PANTANAL-A-SOLUCAO-ESTA-LOGO-ALI ..	51

FIGURA 29 -	FOTO AÉREA DO DIQUE IMPLANTADO. FONTE: REVISTA FOLHA. DISPONÍVEL EM HTTP://MURAL.BLOGFOLHA.UOL.COM.BR/2012/12/06/APOS-3-ANOS-JARDIM-ROMANO-RELEMBRA-ENCHENTE-QUE-DUROU-MESSES .	52
FIGURA 30 -	CONSTRUÇÃO DO “PISCINÃO” DO JARDIM ROMANO. FONTE: GOOGLE EARTH, ACESSADO EM 20/06/2013.	53
FIGURA 31 -	DISPOSIÇÃO DO SISTEMA DE CONTENÇÃO DE ENCHENTE DO BAIRRO JARDIM ROMANO.	53
FIGURA 32 -	IMAGEM DO DIQUE COM A VISTA DO INTERIOR DO BAIRRO. FONTE: GOOGLE STREET VIEW, ACESSADO EM 25/04/2013.	54
FIGURA 33 -	CASA DE BOMBAS PARA ESVAZIAMENTO DO PISCINÃO. . DISPONÍVEL EM HTTP://MURAL.BLOGFOLHA.UOL.COM.BR/2012/12/06/APOS-3-ANOS-JARDIM-ROMANO-RELEMBRA-ENCHENTE-QUE-DUROU-MESSES .	55
FIGURA 34 -	NÍVEIS D’ÁGUA NA BARRAGEM DA PENHA DURANTE CHUVA DE 08-12-09. FONTE: (DAEE, 2010)	56
FIGURA 35 -	LINHA D’ÁGUA NA CHEIA EM 27/01/2010. FONTE: (DAEE, 2010)	57
FIGURA 36 -	VAZÕES DE PROJETO DO CANAL NO TRECHO DE ESTUDO. FONTE: (DAEE, 2010)	57
FIGURA 37 -	CERCANIAS DA RUA TIRADENTES ATÉ DIVISA ENTRE OS MUNICÍPIOS DE GUARULHOS/ITAQUAQUECETUBA, PATAMAR QUE CONTAMPLAO JARDIM ROMANO. FONTE: (DAEE, 2010)	58
FIGURA 38 -	CURVA COTA X VOLUME. FONTE: (DAEE, 2010)	59
FIGURA 39 -	FOTO DE SATÉLITE DA REGIÃO: DESTAQUE PARA A VARIAÇÃO NA LARGURA DE CRISTA DO DIQUE. FONTE: GOOGLE EARTH (ACESSO EM 07/12/13)	61
FIGURA 40 -	SEÇÃO DA ESTACA 9 + 0,00 DO PROJETO EXECUTIVO DO DIQUE DO JARDIM ROMANO, ADOTADA COMO SEÇÃO PADRÃO. FONTE: “SEÇÕES DE PROJETO – EST. 0 A 9” (CONSTRUTORA QUEIROZ GALVÃO, DESENHO N°SI2010.E1.JR003-1)	62
FIGURA 41 -	INFORMAÇÕES GEOMÉTRICAS E TÉCNICAS DO GEOTUBE DE 3,80 METROS DE LARGURA (CHEIO). FONTE: ALLONDA GEOSSINTÉTICOS AMBIENTAIS, ENVIADO POR E-MAIL EM 13/11/2013.	65
FIGURA 42 -	INFORMAÇÕES GEOMÉTRICAS E TÉCNICAS DO GEOTUBE DE 6,00 METROS DE LARGURA (CHEIO). FONTE: ALLONDA GEOSSINTÉTICOS AMBIENTAIS, ENVIADO POR E-MAIL EM 13/11/2013.	65
FIGURA 43 -	LOCAÇÃO DOS GEOTUBES DE LARGURA 3,80 M E 6,00 M (CHEIOS), NA SEÇÃO PADRÃO ESCOLHIDA. FONTE: FIGURA ADAPTADA DE “SEÇÕES DE PROJETO – EST. 0 A 9” (CONSTRUTORA QUEIROZ GALVÃO, DESENHO N°SI2010.E1.JR003-1)	67
FIGURA 44 -	INFORMAÇÕES GEOMÉTRICAS E TÉCNICAS DO GEOTUBE DE 6,00 METROS DE LARGURA POR 1,70 METROS DE ALTURA (CHEIO). FONTE: ALLONDA GEOSSINTÉTICOS AMBIENTAIS, ENVIADO POR E-MAIL EM 03/12/2013.	69
FIGURA 45 -	LOCAÇÃO DOS GEOTUBES DE 6,0 METROS DE LARGURA POR 1,70 METROS DE ALTURA NA SEÇÃO PADRÃO, CONSIDERANDO O TRANSPASSE TRANSVERSAL. FONTE: FIGURA ADAPTADA DE “SEÇÕES DE PROJETO – EST. 0 A 9” (CONSTRUTORA QUEIROZ GALVÃO, DESENHO N°SI2010.E1.JR003-1)	71
FIGURA 46 -	ESQUEMA REPRESENTATIVO DA ÁREA OCUPADA PELOS GEOTUBES NA SEÇÃO PADRÃO DO DIQUE, EM SUA CONFIGURAÇÃO FINAL. FONTE: FIGURA ADAPTADA DE “SEÇÕES DE PROJETO – EST. 0 A 9” (CONSTRUTORA QUEIROZ GALVÃO, DESENHO N°SI2010.E1.JR003-1).	72
FIGURA 47 -	MODELAGEM DA SEÇÃO DO DIQUE, EVIDENCIANDO A MALHA DOS ELEMENTOS FINITOS.	74
FIGURA 48 -	MALHA DEFORMADA APÓS A ETAPA DE ESCAVAÇÃO (ANÁLISE PELO MÉTODO EVOLUTIVO).	74
FIGURA 49 -	MALHA DEFORMADA APÓS O DIQUE CONCLUÍDO (PRIMEIRA AVALIAÇÃO DE RECALQUE CONSIDERANDO AS ARGILAS COM COMPORTAMENTO NÃO DRENADO).	74
FIGURA 50 -	IMAGEM INDICANDO AS REGIÕES DE MAIORES DESLOCAMENTOS (CORES MAIS QUENTES REPRESENTAM DESLOCAMENTOS MAIORES).	75
FIGURA 51 -	EXCESSO DE POROPRESSÃO.	75
FIGURA 52 -	TENSÕES EFETIVAS ANTES DA DISSIPAÇÃO DA POROPRESSÃO.	76
FIGURA 53 -	TENSÕES EFETIVAS APÓS DA DISSIPAÇÃO DA POROPRESSÃO.	76
FIGURA 54 -	- REDE DE FLUXO.	77

FIGURA 55 -	RESULTADO DA ANÁLISE DA ESTABILIDADE LOCAL (SEÇÃO SEM GEOTUBE) DO TALUDE A JUSANTE DA SEÇÃO, INDICANDO O CÍRCULO DE RUPTURA DE MENOR COEFICIENTE DE SEGURANÇA. O FATOR DE SEGURANÇA MÍNIMO PARA ESTE TALUDE É DE 2,2.....	78
FIGURA 56 -	– RESULTADO DA ANÁLISE DA ESTABILIDADE LOCAL (SEÇÃO SEM GEOTUBE) DO TALUDE A MONTANTE DA SEÇÃO, INDICANDO O CÍRCULO DE RUPTURA DE MENOR COEFICIENTE DE SEGURANÇA. O FATOR DE SEGURANÇA MÍNIMO PARA ESTE TALUDE É DE 2,6.	78
FIGURA 57 -	ESTABILIDADE LOCAL DO TALUDE (COM GEOTUBE) A JUSANTE. FATOR DE SEGURANÇA IGUAL 2,5.	79
FIGURA 58 -	ESTABILIDADE LOCAL DO TALUDE (COM GEOTUBE) A MONTANTE. FATOR DE SEGURANÇA IGUAL 3,1.	79
FIGURA 59 -	- RESULTADO DA ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL. FATOR DE SEGURANÇA IGUAL A 4,9.	80
FIGURA 60 -	MODELO 3D DO TERRENO DA REGIÃO DA OBRA. AUTOCAD 2013.	82
FIGURA 61 -	MODELAGEM 3D DAS ESCAVAÇÕES OBRIGATÓRIAS PARA LEVANTAMENTO DE VOLUMES.	83
FIGURA 62 -	MODELAGEM EM 3D DO TERRENO COM AS ESCAVAÇÕES OBRIGATÓRIAS EXECUTADAS.	83
FIGURA 63 -	MODELAGEM 3D DO DIQUE SOBRE O TERRENO ESCAVADO PARA A DETERMINAÇÃO DE SEU VOLUME.	84
FIGURA 64 -	SEÇÃO TRANSVERSAL DO DIQUE COM AS DIFERENTES CAMADAS DE MATERIAIS.	84
FIGURA 65 -	IMAGEM DE SATÉLITE DO JARDIM ROMANO COM DESTAQUE PARA ÁREA QUE SERIA DESAPROPRIADA. FONTE: FIGURA ADAPTADA (GOOGLE EARTH).....	87
FIGURA 66 -	GRÁFICO DE GANTT DO CRONOGRAMA PROPOSTO PARA O DIQUE EM SOLO COMPACTADO.	90
FIGURA 67 -	GRÁFICO DE GANTT DO CRONOGRAMA PROPOSTO PARA A CONSTRUÇÃO DO DIQUE COM A SOLUÇÃO EM GEOTUBES.....	94
FIGURA 68 -	ESQUEMA GENÉRICO DO PROCESSO DE DRAGAGEM E BOMBEAMENTO PARA ENCHIMENTO DO GEOTUBE. FONTE: PIEPER (2008); MORI ET AL (2002).....	95

LISTA DE TABELAS

TABELA 01 -	USO DO SOLO OU GRAU DE URBANIZAÇÃO. FONTE: (DAEE, 2006)	21
TABELA 02 -	TIPOLOGIA DE DANOS DECORRENTES DE INUNDAÇÕES EM ÁREAS URBANAS.....	27
TABELA 03 -	DADOS OBTIDOS COTA XÁREAX VOLUME. FONTE: (DAEE, 2010)	59
TABELA 04 -	- PARÂMETROS GEOTÉCNICOS ADOTADOS ATRAVÉS DE ESTUDOS EM BIBLIOGRAFIA TÉCNICA. FONTE: BOWLES (1982).	73
TABELA 05 -	DIAS ÚTEIS DE TRABALHO POR MÊS PARA OS DIFERENTES SERVIÇOS.....	86
TABELA 06 -	DETERMINAÇÃO DA PRODUÇÃO DIÁRIA DO SERVIÇO DE ESCAVAÇÃO.	89
TABELA 07 -	DETERMINAÇÃO DOS DIAS DE TRABALHO NECESSÁRIO PARA OS SERVIÇOS DE ESCAVAÇÃO.	89
TABELA 08 -	DETERMINAÇÃO DA PRODUÇÃO DIÁRIA PARA O SERVIÇO DE COMPACTAÇÃO DE SOLO.	91
TABELA 09 -	DETERMINAÇÃO DOS DIAS DE TRABALHO PARA O SERVIÇO DE COMPACTAÇÃO DE SOLO.	91
TABELA 10 -	DETERMINAÇÃO DA PRODUÇÃO DIÁRIA PARA O SERVIÇO DE ENCHIMENTO DOS GEOTUBES.	93
TABELA 11 -	DETERMINAÇÃO DOS DIAS DE TRABALHO PARA O SERVIÇO DE ENCHIMENTO DOS GEOTUBES.	94
TABELA 12 -	TEMPO DE CICLO E CUSTOS MÉDIOS DAS ESTAÇÕES DE BOTA FORA.	97
TABELA 13 -	TEMPO DE CICLO E CUSTO DE OBTENÇÃO DA ARGILA. FONTE: (MME, 2009)	97
TABELA 14 -	ORÇAMENTO DE ESCAVAÇÃO PARA A SOLUÇÃO ORIGINAL	98
TABELA 15 -	ORÇAMENTO DE COMPACTAÇÃO PARA A SOLUÇÃO ORIGINAL	99
TABELA 16 -	CUSTOS TOTAIS POR ATIVIDADES PARA A SOLUÇÃO ORIGINAL.....	100
TABELA 17 -	ORÇAMENTO DE ESCAVAÇÃO PARA A SOLUÇÃO CONCEITUAL	101
TABELA 18 -	ORÇAMENTO DE COMPACTAÇÃO PARA A SOLUÇÃO CONCEITUAL	103
TABELA 19 -	CUSTOS TOTAIS POR ATIVIDADES PARA A SOLUÇÃO CONCEITUAL.....	103

1. INTRODUÇÃO

Hoje, quando se vê o Rio Tietê, poluído e espremido entre duas vias marginais expressas e quase sempre congestionadas, é difícil de imaginar que este já foi um rio limpo, fonte de peixes, matéria-prima de construção e lazer para a pequena população de São Paulo de outros anos. Porém, esta era uma realidade até meados do século XIX, quando o crescimento da cidade teve forte consequência para seus rios.

A transformação do Tietê aconteceu devido ao rápido crescimento da cidade, que viu seu número de habitantes passar de 31 mil em 1871 para 579 mil em 1920, e incríveis 1.326.261 em 1940. Tal crescimento rápido e desordenado fez com que os esgotos produzidos na cidade fossem lançados, sem nenhum tratamento, para seus rios (JORGE, 2006).

No fim do século XIX, o Rio Tietê, já com suas águas poluídas pelo esgoto, era visto como um grande foco de infecções. Nos tempos de seca, a correnteza sem velocidade era insuficiente para diluir o esgoto e nos tempos de chuva o rio inundava para suas várzeas, levando a matéria em suspensão que sedimentava e ficava exposta a fermentar (JORGE, 2006).

Com isso, em 1892, a Comissão de Saneamento do Estado após minuciosos estudos propôs a retificação do rio, desde a Ponte Grande até Osasco, iniciando-se as obras em 1893. Porém, até sua conclusão em 1941, vários outros estudos e projetos foram encomendados. Um estudo que deve ser destacado refere-se ao projeto publicado em 1926 pela “Comissão de Melhoramento do Rio Tietê” sob a chefia do engenheiro sanitaria Saturnino de Brito. Tal projeto, dentre outros itens, propunha a preservação de trechos de várzea, que eram reguladores naturais da vazão do rio e construção de dois grandes lagos à montante, que ajudariam a regularizar a vazão. (JORGE, 2006).

Entretanto, tal projeto foi descartado, sendo implantado o “Plano de Avenidas”, que foi elaborado pelo engenheiro Francisco Prestes Maia, então coordenador da “Comissão de Melhoramento do Rio Tietê”. Tal projeto contemplava o aproveitamento das várzeas com a construção de extensas avenidas marginais e 20 pontes, o que possibilitaria que essa área fosse ocupada por loteamentos e logradouros públicos. A partir daí, a cidade de São Paulo começou a sofrer mais intensamente com as enchentes nos meses de chuva.

As obras de retificação do rio, concluídas em 1941, de fato atenuaram as questões das enchentes, mas não as eliminaram. O contínuo e rápido crescimento dos municípios que

compõem a Grande São Paulo fez com que os benefícios gerados por tal obra fossem parcialmente anulados, fazendo com que as enchentes ficassem mais frequentes e danosas, ano após ano.

Foi neste contexto que, na década de 1960, contratado pelo DAEE (Departamento de Águas e Energia Elétrica), foi feito um estudo de aproveitamento múltiplo do rio, desde sua nascente até a barragem Edgard de Souza, em Santana do Parnaíba. Tal trabalho foi denominado Desenvolvimento Global dos Recursos Hídricos das Bacias do Alto Tietê e Cubatão – Plano Hibrace (DEPARTAMENTO DE ÁGUA E ENERGIA ELÉTRICA - DAEE - a – 2013).

A partir deste estudo, muitas obras foram iniciadas para o controle e aproveitamento hídrico do rio. Dentre elas, destacam-se o prosseguimento da retificação do Rio Tietê, da ponte Velha de Osasco até a barragem Edgard De Souza e a construção na cabeceira do rio de barragens com a finalidade de regularização do rio, além de abastecimento de água, irrigação, lazer, entre outros. Ao todo foram cinco barragens. Além da barragem da Ponte Nova, concluída em 1971, foram construídas também as barragens de Taiaçupeba, Jundiaí, Paraitinga e Biritiba.

Na década de 1970 a parte a montante do trecho retificado, por ser uma região com um terreno praticamente plano, levava a inundações anuais, fazendo com que fosse uma região ainda pouco ocupada. A consciência da necessidade de conservação da área levou a implantação de um parque ecológico, hoje o parque Ecológico do Tietê (DAEE - a – 2013).

Em 1983 foi inaugurado o Centro de Lazer de Engenheiro Goulart, porém altos custos com desapropriações e redução de recursos do poder público levaram a dificuldades na continuação dos projetos, sendo estes retomados apenas anos mais tarde com o Projeto Várzeas do Tietê.

Com o mesmo objetivo de recuperar e proteger a função de várzea do rio e funcionar como um regulador de enchentes foi apresentado, em 20 de julho de 2010 pelo DAEE, o projeto Várzeas do Tietê.

O Parque Várzeas do Tietê será o maior parque linear do mundo quando concluído. Com uma extensão de 75 km e 107 km² de área, irá unir os já existentes Parque Ecológico do Tietê, localizado no bairro da Penha, em São Paulo, e o Parque Nascentes do Tietê, localizado no município de Salesópolis.

O investimento total previsto é de R\$ 1,7 bilhão para um prazo de 11 anos, até 2020. A programação do projeto foi dividida em três fases (DAEE - b – 2013):

1ª Fase: Com duração de cinco anos, entre 2011 a 2016, será implantada num trecho de 25 km entre o Parque Ecológico do Tietê até a divisa de Itaquaquecetuba.

2ª Fase: Implantada em um trecho de 11,3 km, onde abrange a várzea do rio em Itaquaquecetuba, Poá e Suzano, com previsão de término em 2018.

3ª Fase: Em um trecho de 38,7 quilômetros, se estenderá de Suzano até a nascente do Tietê em Salesópolis, com previsão de conclusão para 2020.

Além de suas funções de várzea de rio, o Projeto Várzeas do Tietê também contempla áreas de lazer, como 33 núcleos de lazer, esporte e cultura; 77 campos de futebol; 129 quadras poliesportivas; sete pólos de turismo; ciclovias; entre outras.

Embora esta seja uma região ainda relativamente preservada, existem alguns pontos onde existe ocupação, principalmente de famílias de baixa renda com moradia em condições precárias. Por isso, foi calculado que 3000 famílias serão reassentadas apenas na 1ª fase do projeto (BRASIL, 2008).

Dentre essas famílias, estão alguns dos moradores do Jardim Romano, no distrito de Jardim Helena, no município de São Paulo. Esses moradores sofrem há muitos anos com o problema das enchentes na capital paulista, que trazem inúmeros transtornos e prejuízos financeiros.

Por estarem localizados exatamente na várzea alagável do rio Tietê, nos meses de chuva intensa em São Paulo era comum que o nível da água se elevasse e invadisse as moradias dos que habitavam este bairro.

Uma das piores enchentes ocorridas na região aconteceu em dezembro de 2009. O alagamento que iniciou no dia 08 de dezembro deste mesmo ano se prolongou, chegando a durar cerca de três meses (Folha de São Paulo – 2012).

A solução para o problema foi a construção de um dique e um reservatório dotado de bombas. Tal dique serve para barrar a água do rio quando seu nível é elevado, evitando que ela avance para o bairro, como acontecia antes da conclusão das obras.

2. OBJETIVO

2.1. Objetivos Gerais

O dique no bairro Vila Romano foi construído de argila compactada com um filtro horizontal. Para sua construção, foi necessário o transporte de argila e areia de jazidas que ficavam longe da obra, gerando custos e um problema a mais para o cronograma. Esse transporte foi necessário, pois o solo encontrado na região não era adequado para solução de aterro compactado, eliminando a possibilidade de seu uso.

Com o objetivo de encontrar uma solução mais viável, que tentasse, principalmente, minimizar o uso de material de jazidas externas à obra, e também gerasse menos impactos socioambientais, foi concebida uma solução alternativa.

Os bolsões de geossintético são bastante utilizados para a construção de aterros, por sua propriedade de compactação e “filtração” do material que é usado para preenchê-lo. Neste contexto, será estudado o uso do solo encontrado no local da obra como matéria prima para sua construção como alternativa à técnica utilizada.

Esse trabalho tem como objetivo estudar a viabilidade técnica e econômica do emprego de bolsões geossintéticos para a construção do dique do Jardim Romano. Será feita uma comparação entre as concepções, baseada nos projetos básicos do dique construído e nos estudos sobre a alternativa com uso dos geossintéticos. Serão analisadas as vantagens e desvantagens do emprego de tal tecnologia para a construção de diques urbanos, quando comparada com as técnicas tradicionais adotadas hoje.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1. Aspectos hidrológicos e hidráulicos

3.1.1. Ciclo hidrológico

A base no desenvolvimento de qualquer projeto hidráulico de contenção de enchentes é o ciclo hidrológico e bacia de contribuição hidrográfica. O ciclo hidrológico se inicia durante a evaporação das águas presentes nos rios, reservatórios, mares e até das plantas, por causa da elevação de temperatura provocada pela energia solar. O vapor d'água resultante deste processo é que forma as nuvens, que por sua vez dão origem às chuvas que banham e alimentam os rios e a terra. A maneira como a água se acumula e se move entre as diversas etapas do ciclo determina o escoamento pluvial. A ilustração a seguir exemplifica esse fenômeno global de circulação fechada da água entre a superfície da terra, o subterrâneo e a atmosfera. (DAEE, 2006).

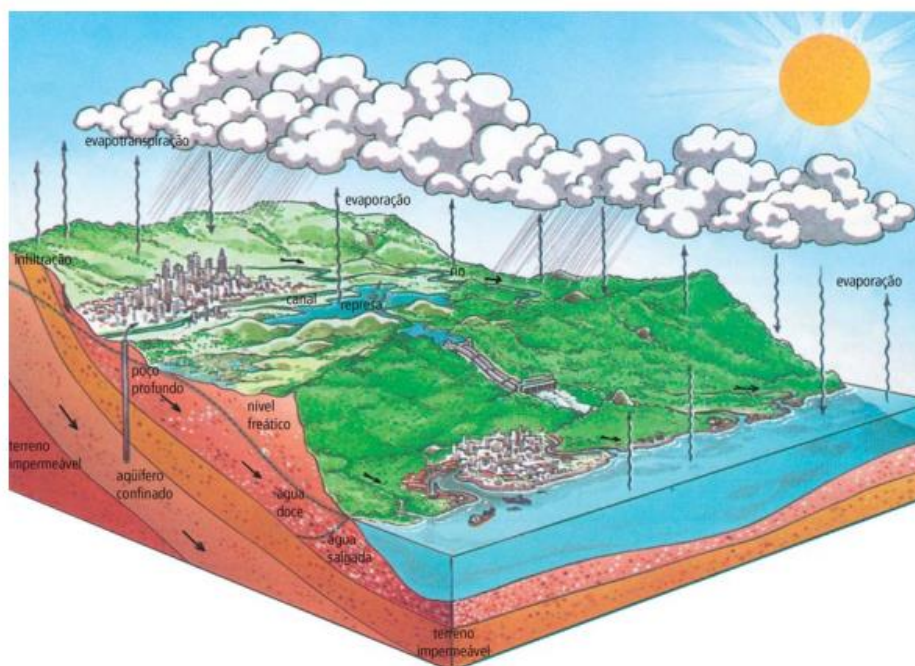


Figura 01 - Trajetória da água ao longo do seu ciclo. Fonte: (DAEE, 2006)

Nota-se na ilustração anterior que a água no solo se distribui de maneira complexa, onde parte dela percola pelo solo, contribuindo para o curso d'água local em longo prazo, parte se infiltra profundamente e abastece o aquífero da região, parte volta para a atmosfera devido a

evapotranspiração (pela flora local ou por evaporação direta), e apenas uma fatia escoar superficialmente pelo terreno. Estudos recentes quantificam essas parcelas de distribuição hídrica no solo no estado de São Paulo, onde a estimativa anual de evapotranspiração real nas reservas de mata atlântica virgem do Estado teve como média 46,3 % em relação a precipitação total. (Cicco, 2009)

A parcela do ciclo hidrológico que resulta em enchentes é a fatia que escoar superficialmente pelo solo, que é fundamentada na bacia de contribuição do curso d'água e a taxa de impermeabilização aliada ao tempo de concentração da bacia. A figura a seguir representa, em perspectiva, a bacia hidrográfica de um curso d'água.



Figura 02 - Bacia de contribuição de um corpo d'água Fonte: (DAEE, 2006)

Com o processo de urbanização de São Paulo, houve uma considerável mudança do ciclo da água, devido a fatores como, por exemplo, a impermeabilização de boa parte do terreno com a pavimentação e a construção de edificações, acarretando menor percentual de infiltração de água no solo, e a diminuição da parcela de evapotranspiração devido ao desmatamento, ocasionando uma maior parcela de escoamento superficial oriunda de uma precipitação recente. Há também um aumento da velocidade de escoamento resultante da construção de canais e galerias a fim de ganhar terrenos que antes eram ocupados pelos meandros e matas ciliares dos rios e, conseqüentemente, a diminuição do tempo de concentração da bacia de drenagem. Essas modificações do meio acarretaram em inundações em áreas que antes não eram alagáveis. (Bartalini, 2004).

Para estimar as vazões de enchentes, existem algumas metodologias, entre elas podemos destacar o Método Racional, que devido a sua facilidade de compreensão, acaba sendo mais

utilizado. Esse método utiliza o conceito de bacia de contribuição, coeficiente de escoamento, e intensidade de precipitação. (DAEE, 2006).

Bacia de contribuição, ou área de drenagem, é a área dada pela união dos pontos altimétricos em que toda a água que incidida é direcionada para o fluxo de água estudado. A linha de divisor de água que divide as bacias é, em um levantamento topográfico, a linha imaginária que passa pelos pontos altos e cotados, que corta perpendicularmente as curvas de nível e não cruza nenhum curso de água.

A ilustração a seguir mostra um ábaco de divisão de métodos para estimativas de vazões de enchentes, apresentando também um direcionamento sobre qual metodologia adotar de acordo com as características da bacia de contribuição. (DAEE, 2006).

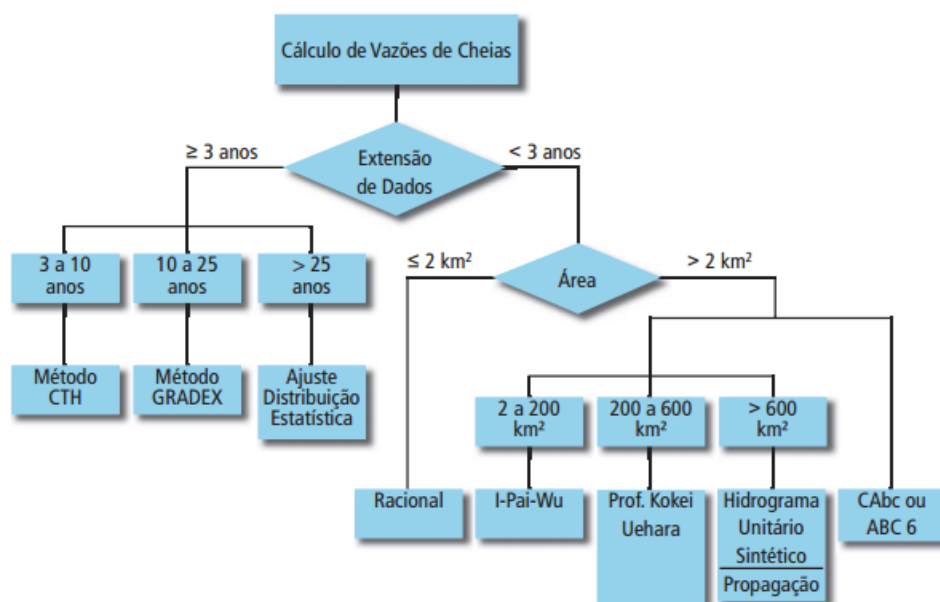


Figura 03 - Metodologias e eficácia no cálculo de vazões de cheia de acordo com a área de drenagem. Fonte: (DAEE, 2006)

Pela fórmula do método racional temos a seguinte equação:

$$Q = k C i A D$$

Onde:

K= constante (adota-se 0,1667)

Q = vazão de enchente (m³/s)

AD = área de drenagem (hectares)

C = coeficiente de escoamento superficial (runoff)

I = intensidade de precipitação

O coeficiente de escoamento superficial pode ser obtido de diversas formas. Na ausência de um levantamento dos dados regionais, podemos adotar o valor do coeficiente de acordo com a seguinte tabela:

USO DO SOLO OU GRAU DE URBANIZAÇÃO	VALORES DE C	
	MÍNIMOS	MÁXIMOS
Área totalmente urbanizada	0,50	1,00
Área parcialmente urbanizada	0,35	0,50
Área predominantemente de plantações, pastos etc.	0,20	0,35

Tabela 01 - Uso do solo ou grau de urbanização. Fonte: (DAEE, 2006)

Já a área de drenagem é obtida através de uma carta topográfica. Por outro lado, a intensidade de chuva de projeto é um dado bem específico, onde se considera o hidrograma de chuvas local, o período de retorno adotado e a duração da chuva crítica relacionando com o prejuízo que pode causar a inundação.

Depois de estabelecido o período de retorno (TR) e calculado a duração da chuva crítica, utiliza-se uma equação de chuvas críticas (essa equação é gerada empiricamente levando em conta a série específica pluviométrica de cada local de acordo com os postos disponíveis na região) e determina-se o valor da intensidade da chuva de projeto.

Com esses valores pode-se então substituir na fórmula do método racional e obter a vazão de cheia do projeto.

3.1.2. Levantamento de dados hidrológicos para o dimensionamento

Ao iniciar o estudo hidrológico, necessitamos levantar uma série de dados do local, entre elas destacam-se a bacia de contribuição e a série de dados pluviométricos.

Para a obtenção dos dados pluviométricos, destaca-se o Sigrh (Sistema Integrado de Gerenciamento de Recursos Hídricos) como a principal ferramenta utilizada para o levantamento de dados no estado de São Paulo. Ele é um portal de acesso à base de dados de diversos postos fluviométricos e pluviométricos do Estado de São Paulo.

Abaixo temos uma das maneiras que o Sigrh dispõe os dados, na forma de tabela. Ao referenciar a área de estudo aos municípios próximos, localizam-se os postos pluviométricos mais representativos no estudo. A Figura 04, a seguir, temos como exemplo a indicação do posto E3-091, próximo ao Jardim Romano, localização do presente trabalho.

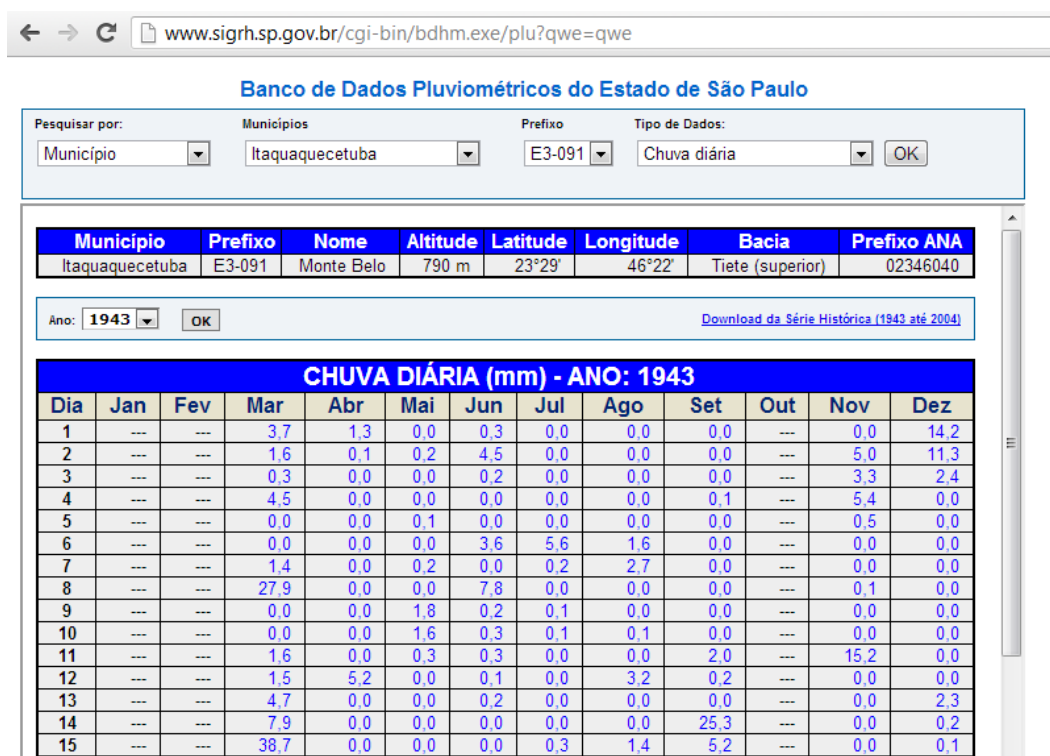


Figura 04 - Acesso ao banco de dados pluviométricos do Estado de São Paulo pelo site na forma de tabela. Fonte: <http://www.sigrh.sp.gov.br/cgi-bin>.

Vale ressaltar a importância de estações fluviométricas (vazão e nível de água de corpos d'água), também disponível no Sigrh, para calibrarmos a correlação entre bacia de contribuição, evento de chuva e vazão do rio. Porém muitas vezes há uma grande disponibilidade de postos fluviométricos próximos ao local de estudo e poucos postos pluviométricos. Quando não há nenhum disponível, é necessária a implantação de linígrafos ou réguas linimétricas para obtenção desses dados. Os linígrafos consistem em registradores automáticos do nível d'água na seção hidrométrica, como mostrado na ilustração a seguir. Já as réguas linimétricas são

escalas graduadas em centímetros, que são colocadas em uma seção apropriada do curso d'água em um ou vários lances, referenciadas a uma referência de nível conhecida, para que se possa estabelecer a altitude zero das réguas, como mostrado na ilustração a seguir.

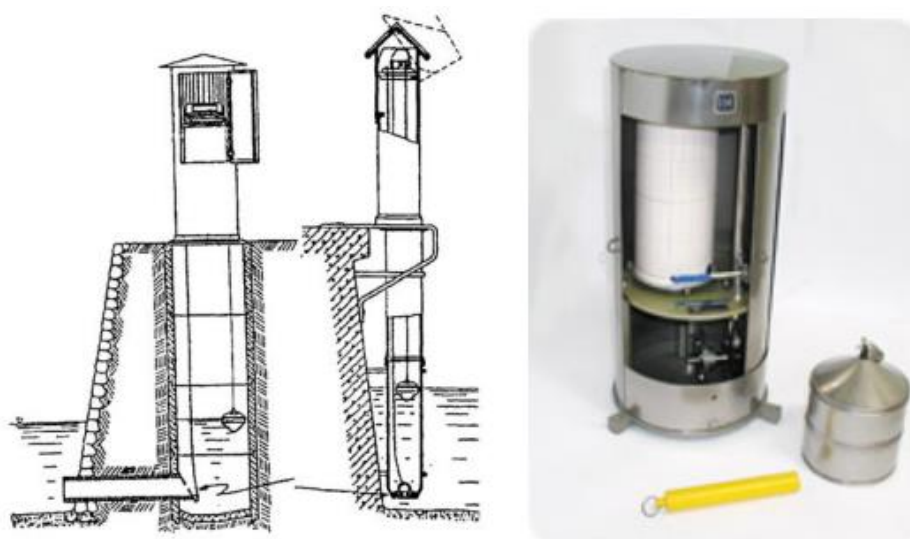


Figura 05 - Linígrafos de Boia. Fonte: (Corrêa, 2012)

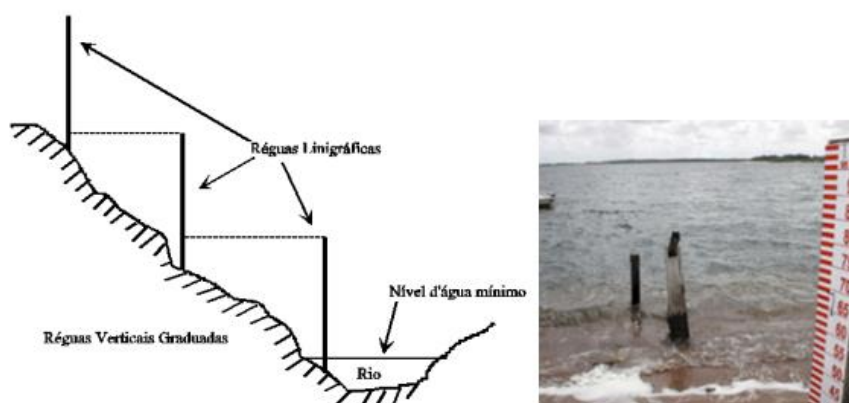


Figura 06 - Régua Linigráfica. Fonte: (Corrêa, 2012)

Associado a instalação dos linígrafos, deve-se fazer o levantamento topográfico do leito do rio, uma vez que a vazão é produto da área molhada pela velocidade do escoamento, pode-se, através de fórmulas empíricas, correlacionar a altura da lâmina com a vazão. O processo consiste em se medir a profundidade da água ou espessura da lâmina d'água através de sondas em diferentes pontos. Se o nível da superfície da água for variável, a profundidade medida deverá ser corrigida desta variação e todos os pontos levantados serem relacionados a uma origem comum.

O levantamento topográfico do leito do rio pode ser obtido pela topobatimetria. A batimetria tem por finalidade conhecer o comportamento da morfologia de fundo de um reservatório, de um rio ou mesmo de um oceano. O levantamento batimétrico consiste, basicamente, na obtenção de um conjunto de pontos distribuídos, de forma homogênea, por toda a área do reservatório ou da seção do rio referente ao projeto em estudo, de maneira que toda a área estudada seja coberta. Cada ponto obtido deverá apresentar três coordenadas, sendo as duas primeiras referentes a localização do ponto em relação a coordenadas geográficas e a terceira referente a profundidade naquele ponto. (Corrêa, 2012)

Por outro lado, para a delimitação da bacia de contribuição, necessitamos de um levantamento topográfico de toda a superfície correspondente. Como a bacia hidrográfica é a área de drenagem à montante de uma determinada seção no curso de água da qual aquela área é tributária; essa área, também chamada cumiada, é limitada por um divisor de águas que a separa das bacias adjacentes, ela engloba uma área relativamente grande, conseqüentemente seu custo para um levantamento topográfico preciso exigiria boa parte do orçamento do projeto, por esse motivo é utilizada nas cartas topográficas disponibilizadas pelo IBGE, que tem uma precisão inferior, porém suficientes para uma grosseira delimitação da bacia.

Para delimitações mais precisas, ou para simulação de propagação de enchentes, devem ser contratadas empresas particulares para o levantamento topográfico do local. Entre as infinitudes de técnicas de levantamento disponíveis, se destacam o levantamento topográfico tradicional (uso de estações totais), a aerorestituição, o escaneamento a laser, e o imageamento por satélite. (IBGE, 1998)

3.1.3. Simulação de cheias

Tendo uma visão integrada do problema, no âmbito da bacia hidrográfica, a consideração dos aspectos ambientais e institucionais e o estabelecimento de prioridade de implementação das medidas preconizadas, podemos transformar o plano de drenagem em uma ferramenta de planejamento bastante útil e de aplicação em curto prazo, como ocorre nas bacias dos afluentes do Rio Tietê urbanizadas. Para tanto vale se apoiar nas tecnologias numéricas existentes, como método de simulação de cheias, onde assim podemos avaliar as áreas mais impactadas pelas enchentes. (Canholi, 2005)

Com o avanço da informática, e diante da complexidade da conversão de parâmetros físicos em simulações, somente nessa última década a simulação de cheias vem sendo utilizada para projetos de drenagem urbana. A grande vantagem da simulação é poder comparar o impacto ambiental do desastre associado a construção de obras de contenção mais adequadas. Existem, conceitualmente três tipos de simulações de cheias, variando a simplificação na conversão dos parâmetros físicos na modelagem, as simulações em 1, 2 ou 3 dimensões. A simulação 1D é em um estudo no perfil do rio da variação da lâmina d'água ao longo de um evento chuvoso, já a simulação 2D englobamos quais as áreas alagadas e a 3D temos também as profundidades. (Tucci et al., 2010).

Infelizmente quando se trata de sistemas de drenagem complexos, constituídos por redes de rios e planícies de grande escala (da ordem de centenas de quilômetros quadrados), ainda encontramos dificuldade para a modelagem inclusive 1D: escassez de dados para caracterização física; necessidade de incorporação de processos hidrológicos verticais; restrição do custo computacional; estabelecimento da conexão topológica entre canais e planície; dificuldade de validação dos resultados. O problema do custo computacional é agravado pelo fato de que as simulações devem se estender por longos períodos de tempo (alguns meses ou anos), a fim de conseguir representar a ocorrência das cheias sazonais.

O aumento da capacidade computacional e a crescente disponibilidade de dados topográficos obtidos por sensoriamento remoto, disponibilizados através de um Modelo Digital de Elevação (MDE) aliado a facilidade de integração com outros planos de informação em ambiente SIG, estão ocorrendo melhorias na representação da propagação da inundação, e maior facilidade na discretização, aliando a maneira como a onda de inundação vai se propagando de forma gradual no espaço bidimensional, com possibilidade de seguir múltiplos caminhos preferenciais, já é usual a simulação de propagação de cheias no estudo em áreas urbanas, em pequenos trechos dos rios, onde já tem históricos de alagamentos. (Tucci et al., 2010)

Nos capítulos a seguir será descrito a metodologia, os valores calculados e a simulação de cheias especificamente para o dimensionamento das estruturas hidrológicas do jardim romano.

3.2. Impactos Socioeconômicos

As inundações nem sempre foram encaradas com a conotação negativa que tem hoje em dia. É possível afirmar que grande parte dessa mudança de conotação se deve ao processo de urbanização e adensamento. Apesar de historicamente as enchentes também causarem alguns efeitos negativos à população, muitas vezes nos esquecemos de alguns de seus efeitos positivos, entre eles: aumento da umidade do solo e reabastecimento de sedimentos (aluviais ou erosivos), que influenciam na fertilidade e produtividade do solo, regulamentação da abundância e diversidade de peixes, entre outros. (Cançado, 2009)

Atualmente, no entanto, os impactos negativos são muito mais perceptíveis, e assolam a população, principalmente a urbana, de maneira muito mais efetiva. É possível afirmar que as enchentes em áreas urbanas são consequência de dois processos, que podem ocorrer integrados ou de forma isolada. São eles as enchentes em áreas de várzeas de rios, ocorridas devido à falta de planejamento no uso do solo, e as provocadas pelo aumento da área impermeável em áreas muito urbanizadas. (Tucci, 2007)

Com intuito de conseguir quantificar melhor os impactos sócio-econômicos causados por inundações urbanas, criou-se um critério que divide os danos em dois níveis. Em um primeiro nível, os danos são classificados como tangíveis ou intangíveis. A distinção entre eles encontra-se relacionado ao grau de dificuldade em estabelecer um procedimento para a avaliação monetária do dano. Os danos tangíveis, assim, são aqueles passíveis de mensuração monetária, ao contrário, obviamente, dos intangíveis, que são aqueles difíceis de mensurar com precisão. Em seguida, num segundo nível, os danos são classificados de acordo com o contato físico estabelecido entre os bens e pessoas com a água da inundação, sendo indiretos ou diretos.

A Tabela 2, de tipologia de danos decorrentes de inundações em áreas urbanas (adaptada de Hebert e Ledoux 1999; Penning-Roswell e Chatterton 1977), exemplifica, de maneira mais genérica, cada um dos tipos de danos causados por enchente de acordo com a classificação adotada. A seguir é exemplificado mais detalhadamente cada tipo de dano de acordo com o setor em que está inserido.

Setor	Danos Tangíveis		Danos Intangíveis	
	Direto	Indiretos	Direto	Indiretos
Habitacional	Danos físicos à construção, estrutura e seu conteúdo	Custos de limpeza, alojamento, medicamentos	Perda de vidas humanas	Estados psicológicos de estresse e ansiedade. Danos de longo prazo de saúde.
Indústria, Comércio e Serviços	Danos físicos à construção, estrutura e seu conteúdo. Perdas ou danos a estoques de matérias primas e mercadorias	Custos de limpeza. Lucros Cessantes. Desemprego. Perda de base de dados.	Perda de vidas humanas	Estados psicológicos de estresse e ansiedade. Danos de longo prazo de saúde. Falta de motivação.
Equipamentos Públicos e Serviços	Danos físicos à construção, estrutura e seu conteúdo	Custos de limpeza e de interrupção de serviços. Custos de serviços de emergência.	Perda de vidas humanas	Estados psicológicos de estresse e ansiedade. Danos de longo prazo de saúde. Falta de motivação. Inconvenientes de interrupção de serviços.
Infra-Estrutura, Patrimônio Histórico e Cultural	Danos físicos ao patrimônio	Custos de limpeza e de interrupção de serviços.	Perda de vidas humanas	Inconvenientes de interrupção de serviços.

Tabela 02 - Tipologia de danos decorrentes de inundações em áreas urbanas

3.2.1. Impactos nas Habitações

O leque de impactos que afetam os moradores se relacionam principalmente à perdas materiais e problemas de saúde, sendo que estes não se limitam apenas às doenças que são transmitidas em áreas alagadas, mas também a fatores como o stress, ansiedade e até mesmo o medo dos moradores que costumam sofrer com inundações.

Dentre os impactos que afetam diretamente os ambientes familiares podemos citar: danos à estrutura do domicílio; sujeira que invade as casas durante a enchente; perdas materiais insubstituíveis com valor sentimental; possíveis ferimentos; e até mesmo morte do residentes, incluindo animais de estimação.

Além dos impactos citados acima, também existem os impactos que afetam aos domicílios indiretamente, e que não necessariamente ocorrem durante as inundações. Dentre a vasta lista de danos indiretos que afetam as habitações, apresentam-se com mais intensidade e frequência os seguintes impactos: preocupação sobre inundações futuras; remoção permanente da área no caso de moradores de áreas de várzeas; mudanças temporárias de residência; piora e paralisações nos serviços de utilidade pública; perda de renda e oportunidades profissionais; gastos posteriores para recuperação de bens materiais; possíveis problemas financeiros da família em consequência dos transtornos causados pela enchente; e desvalorização do imóvel.

Vale lembrar também que não são apenas os moradores de áreas alagáveis que estão sujeitos aos impactos das enchentes. Parentes que acomodam seus familiares vítimas de enchentes também são vítimas indiretas desses ocorridos. Da mesma forma, quando vias de transporte ficam alagadas, não são só os moradores daquela região específica que são prejudicados, mas qualquer habitante que passaria por aquele local naquele momento e que, por causa da água, é impedido total ou parcialmente.

3.2.2. Impactos às Atividades Econômicas

Segundo van de Veen et al. (2003), a magnitude dos efeitos indiretos na economia depende de: 1) disponibilidade de fonte alternativa de oferta e demanda (substituibilidade); 2) duração da perturbação e 3) possibilidade de aumento da produção. (Cançado, 2009)

Ou seja, usando um exemplo prático em que duas empresas produzem o mesmo produto, e que uma delas foi afetada por uma enchente e terá que ficar fora de atividade por algum tempo, podemos analisar os impactos respondendo as seguintes questões: 1) Existe alguma empresa que ofereça o mesmo produto? 2) Esta empresa é capaz de aumentar sua produção para suprir a demanda atendida pela outra empresa?. Se a resposta para as duas perguntas foi sim, podemos dizer que os impactos foram amortecidos. No entanto, quando algum destes requisitos não for atendido, além dos impactos diretos sofridos pela empresa alagada,

podemos ter um aumento nos preços do produto em questão causada por uma retração na oferta, ou até mesmo a falta e desaparecimento do produto para o consumidor.

Atividades comerciais também podem ser afetadas se a região onde ela está instalada ou onde seus consumidores residem for afetada por enchentes, uma vez que estes, que também sofrem danos econômicos, irão perder poder de compra. Conseqüentemente, para conseguir custear os gastos provenientes da reparação de suas habitações, da reposição de seus bens e até de problemas de saúde a serem tratados, a solução encontrada seria o adiamento, ou até mesmo o cancelamento de gastos nos comércios e varejos locais.

No caso de indústrias, há possibilidade de avarias nas máquinas, nos materiais em processamento, e nos estoques de produtos e de matéria prima. Neste caso, os danos econômicos se estendem desde as perdas da empresa com maquinários e estrutura física, até a perda ou paralisação da produção. Além disso, caso os bens produzidos pela empresa não sejam substituíveis, os danos se estenderiam até o bolso do consumidor, com um possível aumento no preço dos produtos, ou até mesmo a falta deles no mercado.

Também vale ressaltar que os impactos econômicos nem sempre serão negativos para todos. As empresas que vendem bens materiais ou são especializadas em serviços de restauração vêem a demanda por seus serviços aumentar. Sob outra perspectiva, a concorrência entre empresas, algo que existe naturalmente em qualquer mercado, também pode ser afetada se uma delas for financeiramente muito prejudicada por inundações enquanto as outras não, o que faz com que a demanda por serviços e produtos das “sobreviventes” aumente consideravelmente, dependendo do caso.

3.2.3. Impactos na Infraestrutura Urbana

No setor de serviços públicos, uma inundação é capaz de danificar diretamente as estruturas envolvidas na geração de bem e na distribuição dos serviços. Dentre os serviços de infraestrutura suscetíveis a danos podemos citar (Machado, 2005):

- Saúde: hospitais, clínicas, postos de saúde, asilos;
- Ensino: escolas, creches, colégios, faculdades, universidades;
- Esportes: estádios, ginásios, piscinas;
- Lazer: praças, parques, jardins públicos;

- Socioculturais: teatros, cinemas, salas de concerto, museus, centros culturais.
- Redes: viária, elétrica, gás, água, esgoto, telefone, equipamentos (estações de tratamento de águas de abastecimento, estações de tratamento de esgoto, subestações de energia elétrica, etc.).
- Outros: correios, prefeitura, tribunais, etc.

Os danos em alguns destes serviços normalmente são responsáveis pela maioria dos danos indiretos causados por enchentes. Alguns exemplos que podemos citar são: problemas de saúde ocasionados por problemas nas redes de saneamento básico; stress e perdas de oportunidade comerciais, e até mesmo pessoais, ocasionadas por problemas de congestionamento na rede viária; impactos na educação de estudantes de escolas atingidas por inundações; falta de energia em regiões inundadas; ineficiência do transporte público; entre outros.

3.3. Diques urbanos

Os diques são estruturas semelhantes a barragens que, diferentemente destas, que são concebidas transversalmente ao fluxo para armazenar grandes volumes d'água, são construídos longitudinalmente ao curso d'água, com a finalidade de conter o transbordo do fluxo em locais onde a topografia se apresenta abaixo do nível d'água (World Meteorological Organization, 1994), seja este constantemente acima da cota do terreno ou apenas sazonalmente, ocasionado por eventos meteorológicos. A motivação para a implantação desta estrutura vem da necessidade de se proteger uma região (habitada ou não) de inundações freqüentes.

Na Figura 07 a seguir, pode-se observar a imagem de um dique construído na Holanda com finalidade de criar áreas habitáveis abaixo do nível médio do mar.



Figura 07 - Dique na Holanda protegendo a região habitada das águas do marFonte: site-independente European Daily Express

A utilização de diques para proteger regiões alagáveis já acontece há muitos anos em outros países, como, por exemplo, nos Países Baixos. Conforme a matéria publicada por Haroldo Castro em 04/11/2010 à revista Época, os primeiros diques nessa região foram construídos no século 9, há 1.200 anos. Na Holanda, grande parte das terras do país se encontra abaixo do nível do mar, sendo que, em alguns locais, a cota pode atingir até 6,7 m abaixo do nível do mar. Isto só é possível devido a existência de diques que impedem que a água avance para dentro das terras protegidas.

As regiões delimitadas pelos diques são conhecidas como “polders”. As águas excedentes que entram nos “Polders”, que podem ser provenientes de chuvas ou de infiltrações nos diques, são bombeadas para fora do território interno das contenções por moinhos e bombas, garantindo que a região se mantenha isenta de inundações.



Figura 08 - Polderes (em verde) na Holanda - Fonte: Blog Tudo super interessante

Recentemente, no Brasil, vem se lançando mão da tecnologia de diques urbanos como solução às frequentes inundações em regiões habitadas, como é o caso do dique recém-construído na Zona Leste de São Paulo, na região do Jardim Romano, onde foram construídas habitações às margens do córrego Três Pontes, um afluente do Rio Tietê, e que sofriam com as inundações frequentes.

Os diques podem ser construídos utilizando diversas tecnologias e materiais, como por exemplo: de terra com núcleo de argila, de enrocamento com núcleo de argila, de concreto, com utilização de tubos de tecido geotêxtil etc.

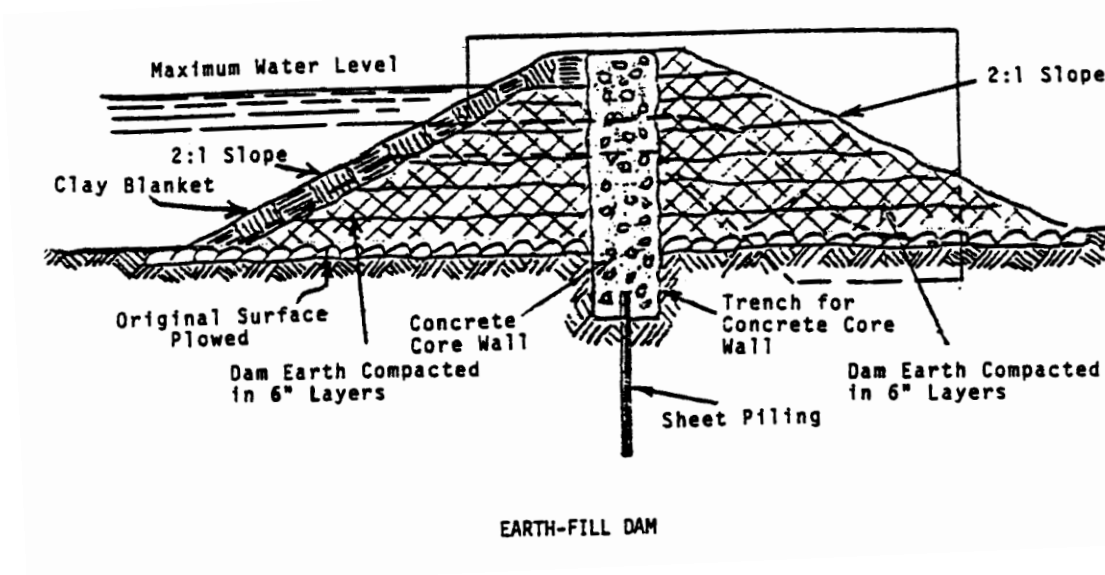


Figura 09 - Exemplo da seção transversal de um dique feito com terra e núcleo de concreto

A construção de um dique muitas vezes não é suficiente para garantir que não haja inundação em sua área interna. Chuvas e possíveis infiltrações podem alagar esta área, o que cria a necessidade de se construir uma rede de coleta de águas pluviais, e se necessário utilizar outros dispositivos de controle de cheias, como por exemplo reservatórios de retenção, popularmente conhecidos como piscinões.

3.3.1. Reservatório de retenção

Na natureza há diversas formas de armazenamento do escoamento superficial de águas pluviais, como o armazenamento na vegetação, na infiltração do subsolo, em pequenas depressões, dinâmico nos cursos de água e nas várzeas de inundação (Tucci,1993).

Com a ocupação de territórios pela civilização, como os descritos anteriormente, ocorre a impermeabilização do solo, fazendo com que este deixe de armazenar a água proveniente da chuva, o que conseqüentemente aumenta a velocidade do escoamento e o pico da vazão. Portanto, muitas vezes se faz necessário implantar estruturas para desviar ou armazenar as águas pluviais. Uma dessas estruturas é o reservatório de retenção.

Reservatório de retenção é uma estrutura de armazenamento temporário de águas pluviais, concebida com a finalidade de reduzir o pico de cheias e retardar a taxa de resposta do escoamento superficial (Nakazone, 2005).

Os reservatórios de retenção são drenados, em geral, em menos de um dia, ficando secos a maior parte do tempo, o que permite que tais áreas sejam utilizadas para fins recreativos em período de estiagem (Tucci, 1993).

A figura abaixo ilustra o hidrograma de cheias e as alterações nas vazões com a utilização de reservatório de retenção.

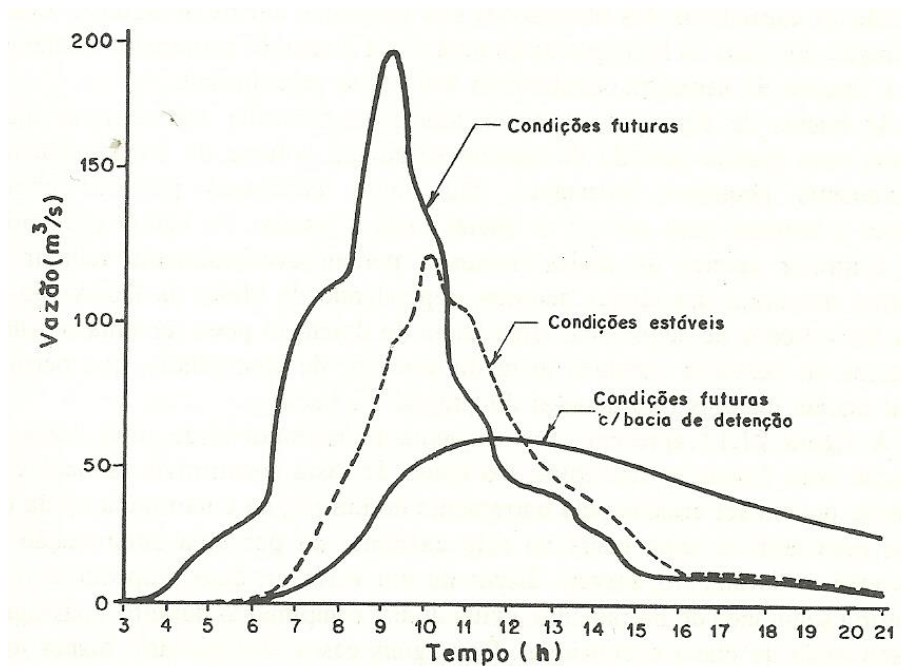


Figura 10 - Hidrograma Fonte: Tucci, 1993

O reservatório de retenção é construído para captar as chuvas locais, de curta duração e alta intensidade, pois são estas as maiores causadoras de inundações.

O volume armazenado no piscinão pode ser calculado como a área do hidrograma entre a curva do afluente e a do efluente, conforme mostrado na figura a seguir.

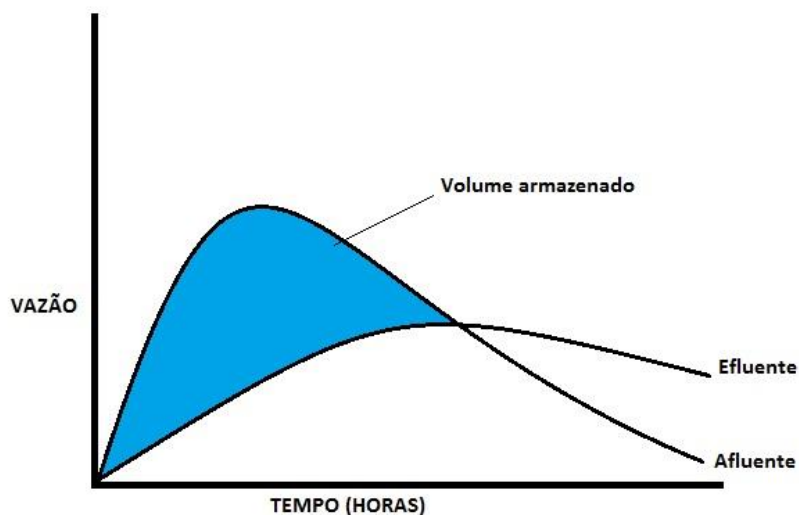


Figura 11 - Volume armazenado (em azul) em um reservatório de retenção

Conforme Tucci, os critérios para o dimensionamento de um reservatório de retenção são:

- Controlar a vazão máxima do efluente – fixando a vazão efluente no máximo em 85% da vazão da bacia sem o reservatório;
- Garantir a segurança contra o rompimento – o extravasor deve ser capaz de escoar as vazões extremas, e a estrutura deve ser capaz de resistir ao galgamento;
- Garantir a operação sem manutenção – evitando o uso de válvulas e a permanência dentro do reservatório de lâminas de água, lama e vegetação;
- Considerar eventos frequentes – o reservatório deve ser capaz de atender com eficácia a vazões menores que as projetadas para seu período de retorno.

Apresenta-se, na Ilustração 10 a seguir, um modelo de reservatório de detenção.

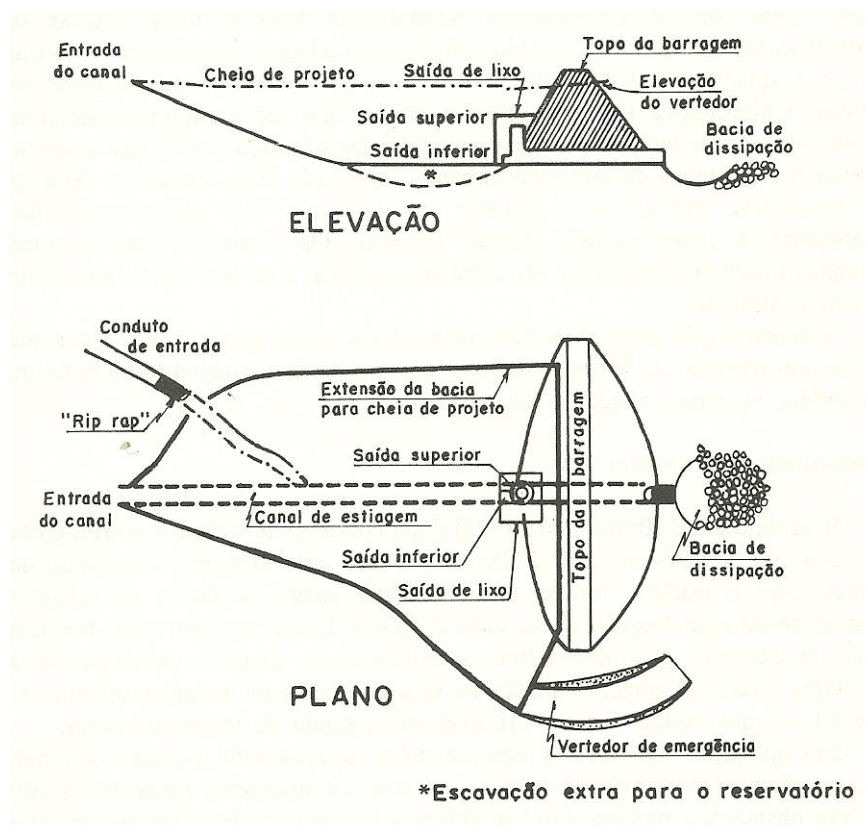


Figura 12 - Modelo de reservatório de detenção.

3.4. O bolsão geossintético

Em seu estudo sobre técnicas de engenharia para gestão de regiões pantanosas costeiras, Colenutt (2001) separa e analisa tais técnicas em dois grupos: as técnicas “rígidas” e as

técnicas “maleáveis”. Segundo o autor, estruturas de proteção costeiras tais como os chamados “seawalls” (estruturas de proteção da costa contra a ação das ondas marinhas), se concebidas de forma “rígida”, podem não representar a solução mais aceitável economicamente e também ambientalmente. Para proporcionarem níveis satisfatórios de proteção da costa e contra inundações, além de demandar grandes custos com implantação e manutenção (tanto preventiva como corretiva), essas técnicas costumam impactar de forma significativa no meio em que se encontram, entrando em conflito com processos naturais. Esse quadro se torna ainda mais crítico no contexto de mudanças climáticas atual em que vivemos, em que o nível do mar está subindo e essas estruturas serão cada vez mais solicitadas.



Figura 13 - Exemplo de técnica “rígida” de engenharia (um seawall) citada por Colenutt (2001).
Fonte: Site ClimateTechWiki (<http://climatetechwiki.org/content/seawalls>, acesso em 20/06/13)

O mesmo autor observa que se deve buscar técnicas de engenharia que nos permitam manipular os processos naturais a nosso favor, ao invés de confiná-los. Isso poderia ser feito através do uso do segundo grupo de técnicas em questão, as “maleáveis”, que nos permitiriam lidar com os fatores naturais que afetam as regiões costeiras sem impedir que a costa continue sua evolução da forma mais natural possível, além de apresentarem um custo-benefício melhor para implantação. O autor alerta, no entanto, para o fato de que as técnicas “maleáveis” não possuem estudos suficientes que comprovem sua eficiência e eficácia, de

forma que demandam grandes estudos e avaliações antes de serem implementadas em larga escala.

Em sua análise, Colenutt (2001) cita como exemplo de técnica “maleável” de engenharia costeira a reutilização de material dragado, de forma que esse material sedimentar não seja tratado como um resíduo a ser descartado durante a obra, e sim como um ativo na implementação da solução escolhida, ainda mais se for de boa qualidade ambiental. Foi seguindo esse pensamento que apresentou a tecnologia dos bolsões geotêxteis como uma solução “maleável” e muito vantajosa.

3.4.1. Os bolsões geotêxteis

Há mais de 50 anos em utilização pelo mundo, os bolsões geossintéticos (ou geotêxteis), também conhecidos pelo termo “geotube”, se tratam basicamente de bolsões feitos de material geossintético, geralmente flexíveis e de alta resistência, que servem de contenção para altos volumes de solo que são dragados para dentro deles. De acordo com o levantamento de informações realizado no desenvolvimento desse trabalho, percebe-se que a tecnologia Geotube pode ser aplicada em duas grandes finalidades:

- Elementos estruturais de contenção
- Tratamento de resíduos

Os bolsões geotêxteis podem assumir diversas funções. Ao redor do mundo, têm sido utilizados com função estrutural, na implantação de estruturas subaquáticas, obras de contenção, quebra-mares, diques, etc., e também com o objetivo de adensamento do solo, uso este muito interessante que pode ou não ser associado ao tratamento da água expulsa.



Figura 14 - Bolsões geotêxteis em sua fase final de enchimento. Fonte: Site Specialty Fabrics Review (http://specialtyfabricsreview.com/articles/0909_sw2_geotubes.html, acesso em 20/06/13)

Em nosso país, a tecnologia dos bolsões tanto para um tipo de uso como para o outro não é uma tecnologia muito difundida, assim, existem poucos estudos feitos a respeito de uso nacional. Devido a essa escassez, fomos obrigados a buscar estudos estrangeiros que tratam de seus usos em diversas partes do mundo, que farão parte da bibliografia final deste trabalho, com suas devidas referências no decorrer do texto.

No caso da aplicação para o tratamento de resíduos, o solo contaminado (que deve estar fluido, para que possa ser dragado) é bombeado para dentro do bolsão, até que este fique completamente cheio. Durante o bombeamento, são misturados ao solo polímeros condicionantes e floculantes (não agressivos ao meio ambiente), cuja função é separar as partículas sólidas das partículas líquidas. Dessa forma, a água em excesso contida no bolsão é expulsa através de seus poros, enquanto as partículas sólidas ficam retidas pelo material geossintético.



Figura 15 - Bolsão geotêxtil sendo utilizado para adensamento de solo (“dewatering”). Fonte: Site da fabricante Tencate (<http://www.geotube.com>, acesso em 20/06/13)

Em muitos casos, a qualidade dessa água é satisfatória o suficiente para que se possa direcioná-la a corpos d’água adjacentes ou reutilizá-la sem nenhum tipo de tratamento adicional.

Depois da expulsão de todo o excesso de água através dos poros do Geotube, o volume total contido já é consideravelmente menor. Esse volume, no entanto, continuará diminuindo, já que a massa de solo retida passa a sofrer desidratação por evaporação residual. Chega o momento, então, em que não há mais água residual a evaporar e a massa de solo atinge seu volume mínimo. A partir daí, o ciclo recomeça, com o enchimento do bolsão com mais material contaminado, e assim por diante.

Ao final do processo, quando o bolsão de Geotube já estiver inteiramente preenchido com solo contaminado adensado ao máximo, este pode ser transportado (de forma otimizada, já que ocupa menos volume) até seu destino de tratamento final. Veremos adiante nesse estudo que também há a possibilidade de deixar o bolsão cheio de material contaminado no mesmo local em que o processo de desidratação ocorreu, sem impactos significativos ao ambiente. Essa solução normalmente é complementada com o aterramento dos bolsões para evitar um impacto paisagístico negativo e também permitir o aproveitamento da área ocupada, através, por exemplo, da criação de áreas recreativas para a comunidade.

3.4.2. O geotube como estrutura de contenção

A outra finalidade para a qual pode ser utilizada a tecnologia Geotube é a de elemento estrutural de contenção, a qual é foco neste estudo.



Figura 16 - Bolsões Geotube sendo utilizados para proteção costeira. Fonte: Site da fabricante Tencate (<http://www.geotube.com>, acesso em 20/06/13)

Nesse caso, o processo de enchimento dos bolsões de geotextil é exatamente o mesmo, sendo que a diferença é que o objetivo final não é, necessariamente, o de se tratar o solo bombeado. Este, que pode ser uma areia, um silte ou argila, pode estar contaminado ou não, assim como pode ser tratado ou não com os polímeros floculantes. Esse ponto da análise será retomado mais adiante nesse estudo.

Depois dos ciclos de enchimento dos bolsões, quando toda a água residual já evaporou, o Geotube está pronto para exercer sua função de contenção, no mesmo local onde foi preenchido, sem necessidade de transporte. Há a possibilidade também, dependendo do projeto em questão, de aterrar toda a área ocupada pelos bolsões, evitando assim um possível problema estético da área.

São diversas as estruturas em Geotube que se pode conceber com a finalidade de contenção:

- Molhes

- Quebra-mares
- Estruturas subaquáticas
- Estruturas de proteção contra erosão
- Recuperação de habitats naturais
- Criação de ilhas artificiais
- Diques



Figura 17 - Bolsões geotêxteis sendo aplicados para proteção da praia em Atlantic City, NJ – EUA. Fonte: Site da fabricante Tencate (<http://www.geotube.com>, acesso em 20/06/13)



Figura 18 - Esquema de seção em corte de uma duna de areia erguida com aplicação do geotube. Fonte: Site da fabricante Tencate (<http://www.geotube.com>, acesso em 20/06/13)

Colenutt (2001) se refere às estruturas em geotêxtil como simples de se posicionar e construir, além de possuírem uma boa relação custo-benefício e de impactar de forma mínima no meio

ambiente. Especificadamente para o seu estudo, considera as estrutura de geotêxtil em formato longitudinal, semelhante a de um “salsichão”, que podem ser utilizadas para se reter material dragado com o objetivo de proteção, recuperação e também aumento de áreas pantanosas costeiras. Os “salsichões” (ou geotubes) seriam dispostos paralelamente a costa, para que a contenção ocorresse de acordo com o esquema ilustrado na imagem a seguir.

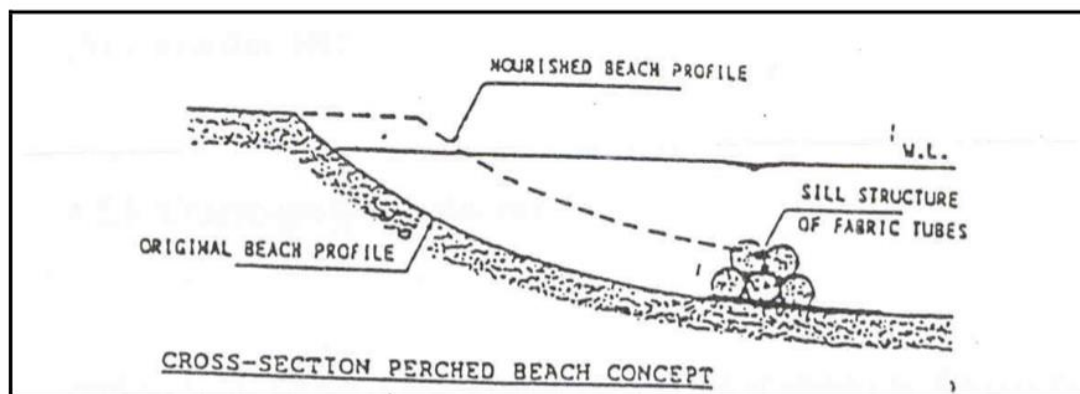


Figura 19 - Contenção de material dragado com o uso de contêineres geotêxteis.Fonte: Colenutt (2001); Fowler and Sprague (1993)

Os geotubes são tubos geotêxteis com duas camadas, uma interna e outra externa, preenchidos com material dragado através de bombas mecânicas/hidráulicas e são dispostos diretamente no local de destino, sobre o substrato existente. A camada externa pode ser feita de poliéster e coberta por uma capa de polipropileno, cuja função é a de proteger o geocontêiner dos efeitos dos raios ultravioletas. Segundo Colenutt (2001), espera-se que a meia-vida de ambas as camadas seja de no mínimo 20 anos.

3.4.3. A construção do Naviduct em Enkhuizen, Holanda

Spelt (2001) também classifica a solução dos “salsichões” geotêxteis como uma solução de engenharia de bons resultados, obtidos em campo, durante experiência própria.

A construção do Naviduct na cidade de Enkhuizen, na Holanda, foi um marco na utilização de bolsões geotêxteis no país. O empreendimento, que começou em 15 de Maio de 1998, visava acabar com o gargalo existente na rede de hidrovias da cidade. O canal de Krabbersgat liga as regiões marítimas denominadas Markermeer e IJsselmeer, separadas apenas pela estrada Houtribdijk, que conecta a cidade de Lelystad à cidade de Enkhuizen.

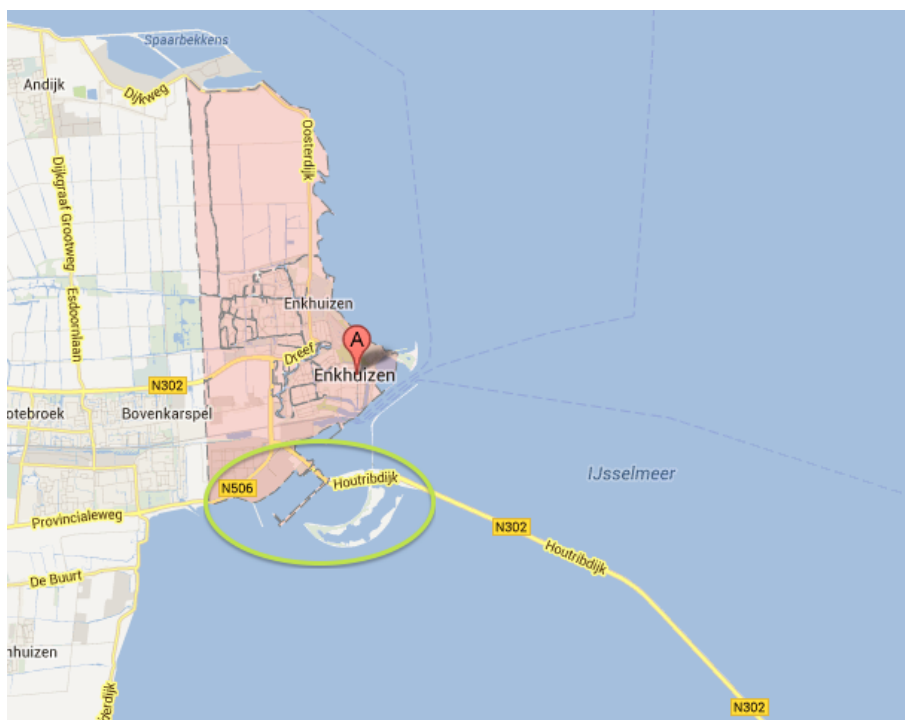


Figura 20 - Localização da cidade de Enkhuizen, com destaque para o canal de Krabbersgat (atual).
 Fonte: Google Maps (acesso em 20/06/13)



Figura 21 - Vista aproximada do canal de Krabbersgat (prévio ao Naviduct).Fonte: Google Maps
 (acesso em 20/06/13)

Devido ao grande aumento da navegação recreativa no local, o canal de Krabbersgat começou a enfrentar uma situação de alta demanda, na qual o tempo de espera para atravessar o canal

chegava a 3 horas. Além disso, como o canal passa por debaixo de uma ponte rodoviária, grande parte das vezes essa ponte tinha que ser erguida para que as embarcações de altura mais elevada pudessem passar. Esse processo, portanto, influenciava negativamente também o tráfego rodoviário.



Figura 22 - Vista térrea da estrada de Houtribdijk, no trecho sobre o canal de Krabbersgat. Fonte: Google Earth (acesso em 20/06/13)

Como solução, foi proposta então a obra conhecida como Naviduct, que, segundo Spelt (2001), se trata de um trecho de estrada que é rebaixado através de obras de terraplenagem, mantendo-se assim o canal no nível do mar, que fica, em relação à via rodoviária, elevada. Essa solução foi a escolhida entre outras, devido a estudos que demonstraram que ela implicaria no triplo da capacidade prévia de embarcações em passagem e também que não haveria interferência no tráfego de veículos rodoviários, já que haveria um desnível entre as duas vias, evitando o seu cruzamento. O canal antigo, já existente, serviria então para a passagem de navegações que não tivessem altura o suficiente para demandar o içamento da ponte, mantendo, assim, inalterado o tráfego rodoviário.

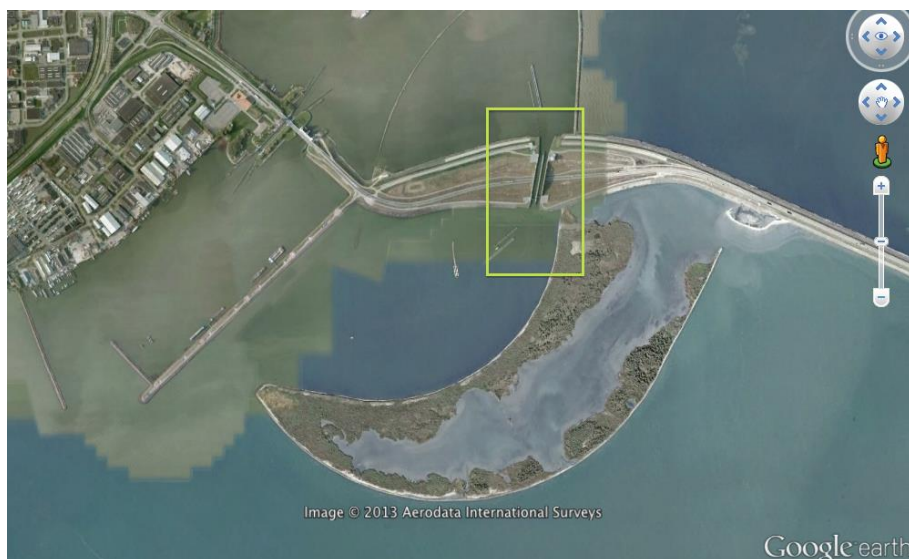


Figura 23 - Vista aérea da região: destaque para a área do Naviduct. Fonte: Google Earth (acesso em 20/06/13)



Figura 24 - Vista aérea mais próxima da região do Naviduct. Fonte: Google Earth (acesso em 20/06/13)

A construção do Naviduct demandava também a construção de diques-guias (ver Figura 23), que têm como objetivo o direcionamento das embarcações ao canal, de forma a organizar seu fluxo. Spelt levantou a possibilidade, numa primeira análise, de utilizar o solo proveniente da escavação do Naviduct para a construção dos diques, mas logo essa possibilidade foi

descartada pois o solo se tratava de uma areia de graduação muito uniforme e muito fina, que não resistiria à força de maré da região Markermeer.

Foi devido a esse empecilho e à busca por sustentabilidade e redução de custos que a solução por bolsões geossintéticos surgiu. A Holanda, segundo retrata Spelt (2001), já possuía certa experiência com a técnica de utilização de bolsões geotêxteis, porém essa experiência era limitada a componentes submersos (geocontêiners) e geotubes (“salsichões”) relativamente pequenos, se comparados ao desse caso. Esse contexto deu um caráter inovador à obra do Naviduct, que construiria o maior geotube implementado no país até aquele momento.

É interessante notar a relação desse contexto com o citado por Colenutt (2001), a respeito das técnicas “maleáveis” de engenharia, que devem buscar o aproveitamento dos resíduos gerados, transformando-os em insumos ativos para a conclusão da obra. Spelt (2001), em seu caso particular, percebeu que essa solução, além de seguir as diretrizes de “construção sustentável”, representaria uma economia de custo muito significativa para o consórcio responsável, pois o solo que seria escavado para o rebaixamento da rodovia e construção do Naviduct seria reaproveitado para preencher os “salsichões” de geotêxtil. Assim, a economia seria imensa em aquisição, transporte e também depósito de solo/resíduos da escavação.

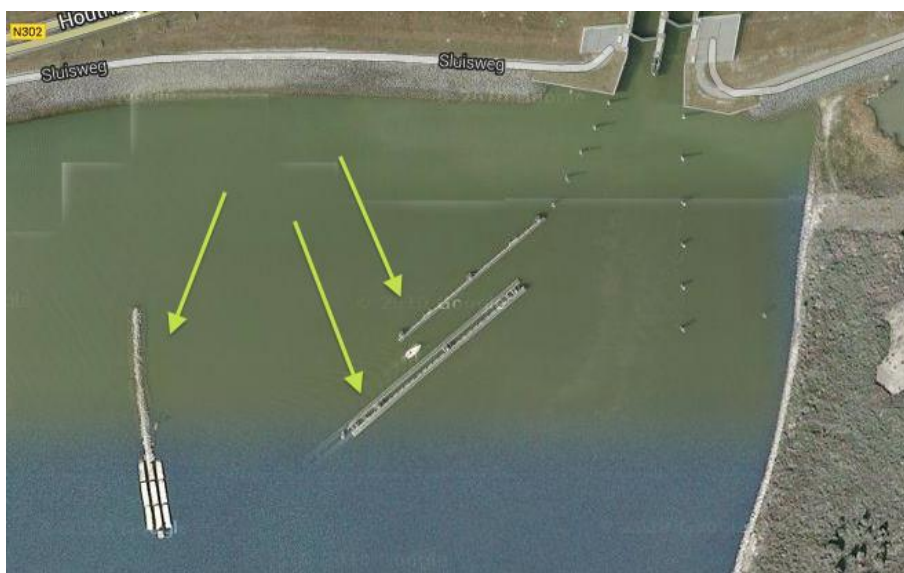


Figura 25 - Vista aérea da região: destaque para os diques-guia. Fonte: Google Earth (acesso em 20/06/13)

Além da utilização do solo escavado para os diques-guia, utilizaram-no também para a construção da península “espalhada” que pode ser vista da Figura 21, em formato de vírgula. Essa península, de acordo com Spelt (2001) tem a função de proteger o Naviduct de gelo “à deriva” e também serve de zona de conservação, com presença de vegetação natural, etc.

Devido à falta de informação técnica e experiência com a tecnologia dos geotubes, foram feitos diversos testes prévios para a determinação de parâmetros de segurança na implementação da solução. Por exemplo, Spelt (2001) cita um teste em que protótipos do “salsichão” foram preenchidos com uma mistura de areia e água, de forma a simular a situação real. Através desse teste, a equipe descobriu, por exemplo que o formato da conexão entre a mangueira da bomba e o geotube deveria ser oval para otimizar o processo de enchimento. Descobriu também que era necessário aumentar o tamanho dos poros no geotube previamente considerado, pois nos testes este modelo “entupia” devido a suas propriedades hidráulicas e características naturais de filtração, fazendo com que o processo de enchimento ficasse emperrado indevidamente.

Spelt (2001) faz diversas considerações técnicas a respeito da solução empregada. Explica que os bolsões são geotextêis cujas propriedades dependem do tipo de material, que pode ser polipropeno (PP), polieteno (PE) ou poliéster (PET), o tipo de fio empregado e também da técnica de costura. Essa costura vem do fato de que o geotube é constituído por diversos pedaços de tecido em forma anelar, que são costurados uns nos outros para formar o “salsichão”. Esses pedaços têm a largura média de 5,20 metros e seu comprimento depende do diâmetro desejado para o geotube. As propriedades desejadas dependem também do tipo de solo que será bombeado.



Figura 26 - Imagem ilustrativa do tecido geotêxtil do geotube e seu tipo de costura ondulada (“woven textile”)

Fonte: Site da fabricante Tencate (<http://www.geotube.com>, acesso em 20/06/13)

Para o caso do Naviduct, o processo executivo foi cautelosamente controlado. Primeiramente, o solo oceânico, na região onde o geotube seria locado (com precisão de 10 cm, através de DGPS – Digital Global Position System), recebeu uma proteção prévia. Essa proteção se trata de um geotextil largo, em formato retangular, que cobre toda a área projetada pelo geotube e mais um excesso de cada lado. Nesses excessos, foi colocada, através de navios-guindastes que navegavam lado a lado, uma camada de brita, de cada lado do geotêxtil, pesada o suficiente para ancorar o geotextil em seu lugar certo. O geotube (com dimensões de 105 metros de comprimento e 3,92 metros de diâmetro) chegou ao local já pré-costurado e dobrado para facilitar sua aplicação, e estava localizado numa espécie de plataforma flutuante (“pontoon”), da onde foi lançado, se desdobrando e ocupando toda sua área de destino. Para a fixação do bolsão, tubos de aço foram cravados no solo perpendicularmente, afastados em 5 metros um do outro, e neles o bolsão foi conectado de ambos os lados. As aberturas ovais para preenchimento do geotube tinham distância de 15 metros entre si, e esse processo foi realizado com mistura de areia e água de 2 a 5% (leve), que, depois de equalizadas as pressões, chegaram a 15-20%. Os devidos cuidados foram tomados durante o enchimento, como a divisão em 2 fases, a primeira enchendo 80-90% do bolsão por um lado e a segunda enchendo o resto por outro. Outro cuidado foi a abertura de buracos de preenchimento durante o preenchimento, com o objetivo de aliviar pressões excessivas no bolsão. Ao final do processo, uma manta geotêxtil especial foi colocada sobre o geotube para proteção extra contra danos e raios UV, que podiam vir a danificar o bolsão. Por último, duas camadas espessas de brita

foram aplicadas sobre o conjunto, numa quantidade de aproximadamente 23 toneladas de brita por metro de dique. (SPELT, 2001)



Figura 27 - Processo de enchimento do geotube. Fonte: Spelt (2001)

Spelt (2001) tira algumas conclusões muito favoráveis à tecnologia dos bolsões geossintéticos de sua experiência na construção do Naviduct. Caracteriza a solução como inovadora na medida em que dá fim ao solo escavado, tratando-o como insumo na obra, e não como resíduo o que constitui o caráter sustentável desta tecnologia. Observa, também, que mais estudos devem ser realizados com o objetivo de levantar informações sobre o método construtivo e que, como qualquer técnica inovadora, depende de experimentação e aprendizagem com fatores que não são previstos em qualquer estudo ou projeto, e sim enfrentados no momento da execução. Por outro lado, destaca a dificuldade que teve durante processo de construção pelo fato de ter trabalhado em águas rasas e sujeito a ventos e marés, o que demandou estratégias específicas para o desenvolvimento dessa fase.

Finaliza, então, com a indicação de que outras aplicações já foram feitas com essa tecnologia com dimensões maiores do que a de seu projeto, o que é importante para aplicabilidade eficiente desse sistema em obras costeiras de grande escala. Conclui que a tecnologia tem perspectivas a oferecer à Holanda, dependendo, porém, do desenvolvimento de equipamento especial e pesquisa na área da fabricação dos bolsões.

4. JARDIM ROMANO

4.1. Reportagens de enchente no Jardim Romano

O Jardim Romano está localizado em uma área de várzea do Alto Tiête, na zona leste de São Paulo, no subdistrito de São Miguel Paulista e é, assim como a Vila Itaim, um dos bairros constituintes de uma região conhecida como Jardim Pantanal, que não tem este nome à toa. Por estar localizado em uma área de várzea, a região está constantemente sujeita à enchentes durante as épocas de cheia do rio, principalmente no verão. No entanto, o que até então seria apenas um problema ambiental, com o início do loteamento da região passou também a ser um problema social.

O processo de urbanização do Jardim Romano, em específico, se iniciou no início da década de 80. A área, que pertencia à família Romano na época, foi loteada irregularmente e várias casas foram construídas pela própria família para serem vendidas. No ano de 1984, o loteamento e as casas ficaram prontas e os primeiros moradores se mudaram para a região. Esse foi apenas o começo da ocupação daquela área.

Junto com os moradores que haviam comprado as casas, mais de 300 outras famílias também se alojaram permanentemente na região, aproveitando-se das áreas mais próximas da margem, que ainda não haviam sido ocupadas, e construindo suas próprias casas de forma precária e desorganizada.

Dado todo o contexto histórico, e aliado à impermeabilização do solo cada vez mais intensa, era evidente que a região teria sérios problemas em épocas de chuva. É possível afirmar que o ápice dos problemas ocorreu (ou se iniciou) no dia 8 de dezembro de 2009, dia em que um temporal atingiu São Paulo, alagando diversos pontos da cidade, com uma chuva que, de acordo com as medidas realizadas na ocasião, representou 38% do que era esperado para chover durante aquele ano todo. Assim como outras áreas da cidade, o Jardim Romano ficou inundado. No entanto, enquanto os estragos dos outros alagamentos foram sanados rapidamente, o Jardim Romano ficou alagado por mais de 3 meses.



Figura 28 - Foto da inundação no Bairro Jardim Romano ocorrida em 2009. Fonte: Siteda Revista Veja, editora Abril, disponível em <http://veja.abril.com.br/noticia/brasil/jardim-pantanal-a-solucao-esta-logo-ali>

Nesta ocasião, o drama das famílias que tiveram que ser removidas do local e daquelas que perderam todos os seus bens e tiveram que passar três meses debaixo d'água, levou o governo a declarar estado de calamidade pública. A princípio, uma série de medidas paliativas foram tomadas para auxiliar a população em questões de saúde, saneamento e moradia. Porém, ficou evidente a necessidade de se intervir no local com obras de estruturas que auxiliassem no combate às enchentes da região. Por se tratar de uma obra emergencial, qualquer obra que fosse feita não precisaria passar pelo processo de licitação, o que agiliza e facilita muito o processo.

Deste modo, entre abril e dezembro de 2010 foi construído um grande sistema para combate às enchentes: um dique de terra compactada, que impede que a água invada a região devido ao aumento do nível d'água no período de cheia; um reservatório de retenção, com capacidade de 20.000 metros cúbicos, associado a um sistema de 5 bombas que retornam a água acumulada no reservatório para o rio; e uma rede de galerias e canaletas para coleta de águas pluviais na região. No total, as obras custaram 70,5 milhões para os cofres públicos, e desde então os problemas do Jardim Romano com inundações acabaram.



Figura 29 - Foto aérea do dique implantado. Fonte: Revista Folha. Disponível em <http://mural.blogfolha.uol.com.br/2012/12/06/apos-3-anos-jardim-romano-relembra-enchente-que-durou-meses>.

4.2. O sistema de contenção de enchentes adotado

Em 2010, depois de diversos estudos, adotou-se a seguinte solução para os problemas de enchentes no Jardim Romano: construiu-se um polder contornando toda a área do bairro que tinha a cota menor que a linha d'água crítica de alagamento do Córrego Três Pontes, e, concomitantemente, implantou-se um reservatório (ou popularmente conhecido como “piscinão”), cuja função era a de armazenar a água proveniente do sistema de drenagem da região e direcioná-la ao rio através das bombas associadas.



Figura 30 - Construção do “piscinão” do Jardim Romano. Fonte: Google Earth, acessado em 20/06/2013.



Figura 31 - Disposição do sistema de contenção de enchente do bairro Jardim Romano.

A solução se baseia no seguinte princípio: a região interna ao polder tem uma bacia de contribuição menor que a de antes da construção do sistema de combate a enchentes, uma vez que o bairro deixou de ser zona de várzea do Córrego Três Pontes com a criação do dique. Toda a drenagem proveniente dessa área isolada hidrotopograficamente do Jardim Romano necessariamente se conduzirá ao piscinão. Vale ressaltar que à jusante do dique, em todo o

seu comprimento, há uma canaleta localizada em sua base, ao pé do talude, que conduz a água de drenagem longitudinalmente ao polder até chegar ao reservatório. Essa água armazenada somente será despejada no Rio Tietê, através das bombas, quando o nível do rio estiver baixo o suficiente para que isso não provoque novas enchentes à jusante.

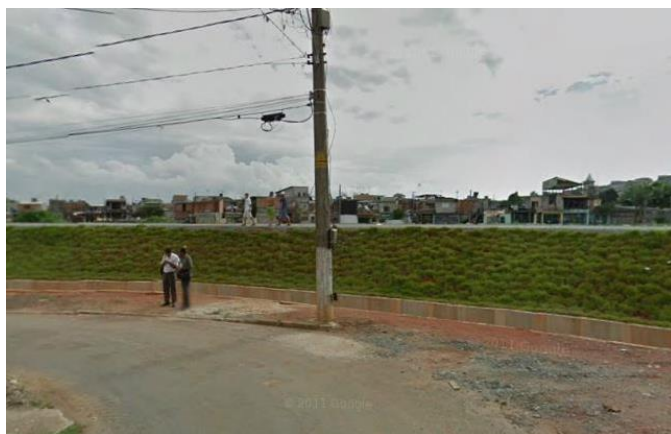


Figura 32 - Imagem do dique com a vista do interior do Bairro. Fonte: Google Street View, acessado em 25/04/2013.

Observa-se com a topografia do Google Earth que a cota do dique implantado está em torno 737m acima do nível do mar. Como o dimensionamento do polder se deu também devido a estudos in situ do N.A. do córrego durante a enchente de 2010, mesmo que o nível d'água do Córrego Três Pontes chegue até esta cota, não há o transbordo da água para a antiga várzea do rio, ou seja, para dentro do bairro Jardim Romano.

A inundação que ocorreu no Jardim Romano em janeiro de 2010 (cuja precipitação mensal foi de 451 mm) que acarretou no decreto de estado de calamidade pública e que motivou a construção do sistema de contenção de enchentes implantado, hidrologicamente, se deve a um período de retorno de projeto de 25 anos (de acordo com os dados disponíveis estudados), ou seja, ainda há um pequeno risco anual de 4% que ocorra uma nova enchente, dado o perfeito funcionamento do sistema de contenção de enchentes. Já o reservatório possui a capacidade de armazenagem de água de 14 mil metros cúbicos, podendo extrapolar para 20 mil metros cúbicos se o nível d'água atingir a cota máxima. Além disso, possui 5 casas de bomba com capacidade de recalque unitária de 800 litros por segundo, ou seja, tem a capacidade total de esvaziamento de 4 metros cúbicos por segundo. (Líbero, 2013).



Figura 33 - Casa de bombas para esvaziamento do piscinão. Disponível em <http://mural.blogfolha.uol.com.br/2012/12/06/apos-3-anos-jardim-romano-relembra-enchente-que-durou-meses>.

4.3. Dimensionamento das estruturas hidráulicas

Os dados mostrados a seguir foram disponibilizados no relatório do DAEE para contenção de enchentes nas várzeas do rio Tietê, elaborado pela Hidrostudio Engenharia, empresa especializada em projetos de drenagem urbana. Este relatório está dentro de um contexto maior, o plano direto de contenção de enchentes, que tem a peculiaridade de não necessitar de EIA-Rima (projeto de mitigação ambiental), conforme Informação técnica CETESB nº 029/12/IETH, “as obras realizadas no córrego Três Pontes, foram dispensadas de licenciamento por se enquadrar na resolução 54/07, que trata de obras de saneamento básico consideradas de utilidade pública e interesse social”.

De acordo com o relatório, a região onde o Jardim Romano se encontra é denominado como “terceiro trecho”, cuja área contempla da ponte da Av. Eduardo Sabino de Oliveira – estaca 645 ao córrego Três Pontes – estaca 1210. Esse é um trecho de características típicas de várzea, com o rio em calha menor correndo por sobre planície aluvial, formando meandros, evoluindo com cobertura vegetal típica e bastante estável para cheias frequentes. Associado a um histórico de urbanizações incontroladas, inclusive em parte do leito do rio, que nas cheias maiores retoma sua esplanada, inunda os assentamentos. (DAEE, 2010).

Esse trecho que contempla o Jardim Romano, se desenvolve em platô com altura média superior aos trechos anteriores. Um nível de base logo a montante de São Miguel impõe forte declividade local e cotas e N.A’s mais altos a montante, para vazões freqüentes, não comandados pelos níveis d’água de remanso de jusante.

Esse aspecto morfológico do trecho implica abordagem específica. Para chuvas de maior intensidade com maior concentração a jusante na bacia, para o lado da Penha, a capacidade de retenção do primeiro trecho passa a ser a capacidade de retenção disponível das várzeas.

4.3.1. Processo de retenção de cheias na área a jusante do estudo

Considerado todo o trecho do relatório, da Barragem da Penha até o córrego Três Pontes, as cheias sofrem retenção expressiva nos dois trechos a jusante do Jardim Romano.

A primeira área a jusante do Jardim Romano, logo a montante da Barragem da Penha, apresenta alta capacidade de reserva; somente entre os N.A. entre 725,50 e 726,00, respectivamente NA emergência e de extravasamento da barragem (indicados na Figura 34), o volume d'água retido situa-se entre 7×10^6 e 9×10^6 m³. Na Figura 34 vê-se o andamento da subida do N.A. do reservatório durante o evento chuvoso do dia 08 de dezembro de 2009, em que ocorreu uma enchente importante na RMSP.

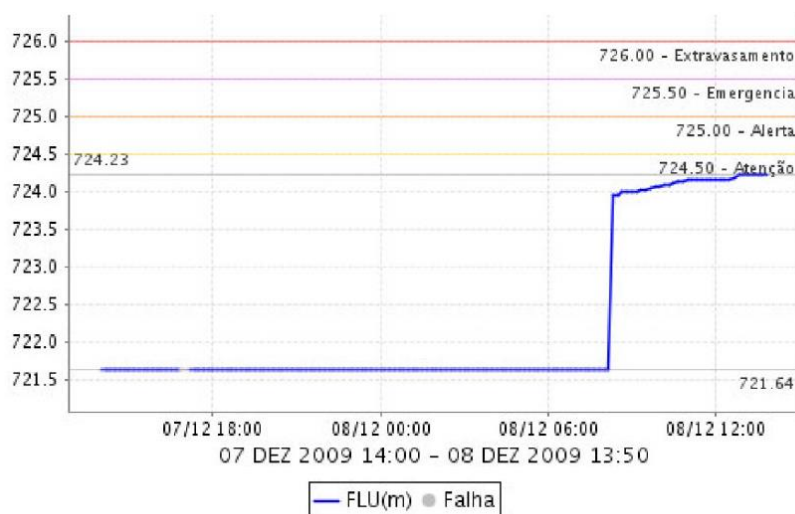


Figura 34 - Níveis d'Água na Barragem da Penha durante chuva de 08-12-09. Fonte: (DAEE, 2010)

A segunda área a reter as cheias, a montante do planejado eixo São Miguel, o faz por imposição do já referido nível de base e pelas condições de retenção da planície, que em boa parte é várzea original. A linha d'água da Figura 35 a seguir, mostra esse processo de retenção, destacando-se o trecho de maior declividade que separa os "lagos" dos reservatórios Penha e montante de São Miguel, levantado em um dia de cheia devido a precipitações intensas. No

trecho de alta declividade, em águas baixas, são visíveis rápidos, caracterizando-se trecho de seções de controle.

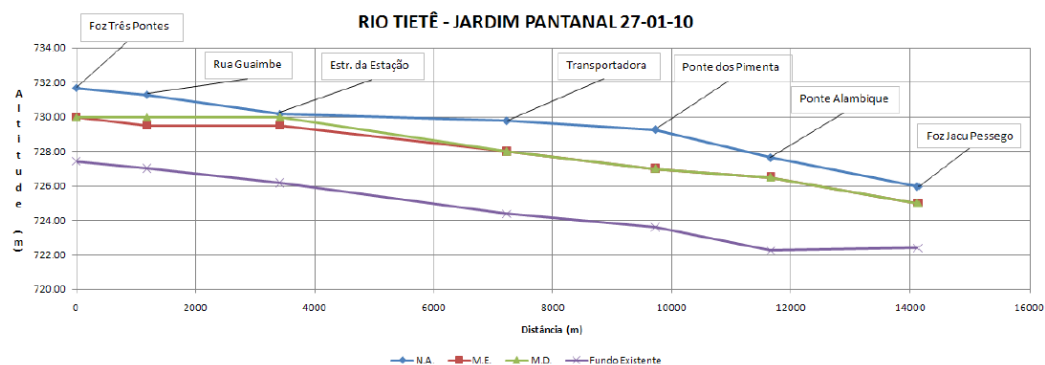


Figura 35 - Linha d'água na cheia em 27/01/2010. Fonte: (DAEE, 2010)

4.3.2. Determinação da crista o dique e da vazão normal do canal

Para o dimensionamento da calha do córrego Três Pontes, obtermos o N.A. de projeto a partir do levantamento das vazões em períodos de estiagem, conforme imagem a seguir, e sua linha de remanso, sendo, portanto adotada uma vazão normal de 20 m³/s na região do Jardim Romano.

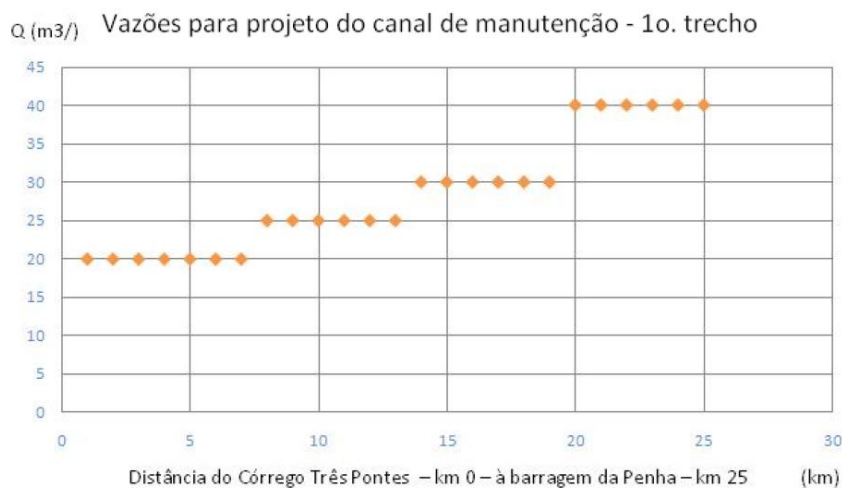


Figura 36 - Vazões de Projeto do Canal no Trecho de Estudo. Fonte: (DAEE, 2010)

Para determinação da altura do dique, escolheu-se a enchente de tempo de recorrência de 25 anos como limite superior para a definição de mancha de inundação que, conseqüentemente, determinasse as cotas das áreas para atividades secas ligadas à manutenção, tais como

operação de máquinas pouco móveis como drag-lines ou deposição de sedimentos para secagem.

Supondo-se que o trabalho de dragagem de manutenção seja contínuo e suficientemente eficiente para que os sedimentos sejam retirados no prazo máximo de 2 anos, o risco hidrológico do evento de 25 anos é de 7,8 %. A ilustração a seguir mostra a mancha com recorrência de 25 anos, o que possibilita a visualização das potenciais áreas secas. (DAEE, 2010).

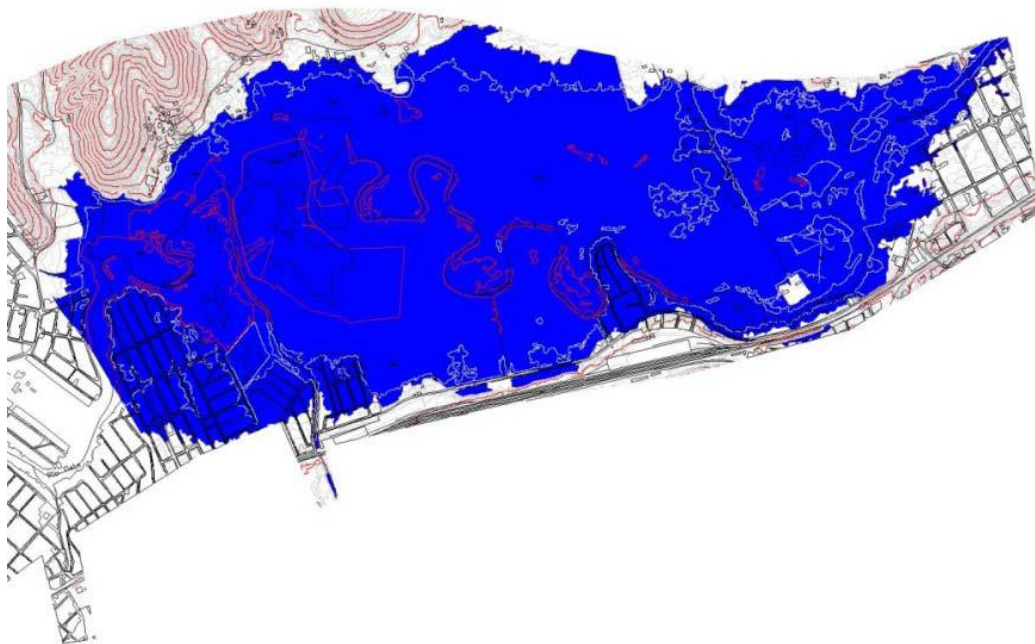


Figura 37 - Cercanias da Rua Tiradentes até divisa entre os municípios de Guarulhos/Itaquaquecetuba, patamar que contém o Jardim Romano. Fonte: (DAEE, 2010)

Para a determinação da capacidade atual de armazenamento da área de estudo, com mancha de inundação com TR 25 anos; sendo assim, foi possível analisar a elevação do terreno, onde se constatou que o trecho possui 3 patamares bem distintos, sendo o lago da Penha o primeiro patamar e independente dos 2 patamares de montante (onde se situa o Jardim Romano). A seguir são apresentadas as curvas Cota x Volume (atuais, ou seja, de acordo com a batimetria realizada para o presente estudo) no patamar do Jardim Romano, sendo, consequentemente adotada a elevação da crista do presente dique, a cota 732,00m.

COTA (m)	ÁREA (m²)	VOLUME ACUMULADO (m³)
729.50	41891.00	0.00
730.00	731012.00	193225.75
730.50	2007150.00	877766.25
731.00	2779763.00	2074494.50
731.50	3371835.00	3612394.00
732.00	3721244.00	5385663.75

Tabela 03 - Dados obtidos Cota xÁreax Volume. Fonte: (DAEE, 2010)

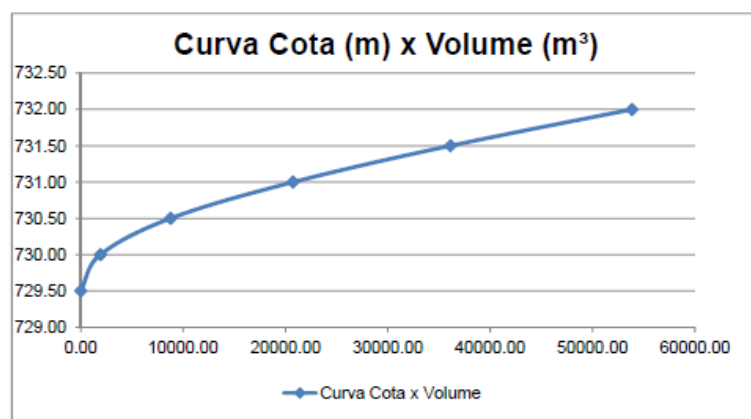


Figura 38 - Curva Cota x Volume. Fonte: (DAEE, 2010)

5. SOLUÇÃO CONCEITUAL ALTERNATIVA

Seguindo com a proposta deste estudo, com base na revisão bibliográfica realizada e também nos casos reais analisados, foi elaborada uma solução conceitual alternativa para a construção do dique no Jardim Romano. Esta solução se baseia principalmente no emprego de bolsões geotêxteis com função estrutural de contenção das águas do rio Tietê no trecho em questão.

Para isso, conceitualizou-se a solução em vários aspectos, desde a fase de projeto, passando pelo levantamento de custos, pelo estudo da qualidade técnica da solução (considerando o contexto do problema), e também pelo processo executivo da obra, incluindo o seu impacto nos arredores da região. Ou seja, buscou-se identificar, medir e analisar criticamente qualquer consequência desse empreendimento, seja de ordem financeira, socioeconômica ou ambiental, de forma a chegar a um resultado conciso e verossímil a respeito da viabilidade desta técnica de engenharia para o caso em questão.

Finalmente, através de um levantamento de custos, fez-se uma comparação entre as opções em argila compactada e com a utilização dos geotubos, de forma a chegar na mais viável economicamente. O prazo de seis meses para a execução (dado ao caráter emergencial da obra) será respeitado para a comparação das duas soluções.

5.1. Considerações sobre o reservatório de detenção do Jardim Romano

O primeiro ponto a esclarecer, muito importante para a continuação desse estudo, é que decidiu-se por manter, em todos os aspectos, o sistema de drenagem do Jardim Romano. Em outras palavras, o presente estudo leva em consideração que o sistema de drenagem, composto principalmente pela canaleta que acompanha o dique e o reservatório de detenção, continua com a mesma concepção, dimensão e função, que é a de receber as águas das chuvas que também causavam enchentes na região do Jardim Romano e direcioná-las ao seu destino final, o rio Tietê, através das bombas. Apenas a alteração na concepção do dique será analisada e comparada com a real.

5.2. A escolha da seção padrão

O projeto inicial do dique do Jardim Romano, como já citado, contemplava uma largura de crista de 14 metros, compatível com o objetivo futuro de o trecho fazer parte do Parque Várzeas do Tietê. No decorrer da obra, no entanto, percebeu-se que o prazo estipulado para o seu fim (de aproximadamente 6 meses) não poderia ser atendido. Devido ao caráter emergencial da obra, portanto, foi necessário adaptar o projeto para o prazo desejado, já que a região do Jardim Romano não poderia passar por outra temporada chuvosa sem contar com a proteção do dique. Dessa forma, alterou-se a geometria do mesmo, diminuindo-se sua seção e conseqüentemente acelerando-se sua execução, de forma a atender o prazo emergencial de 6 meses.

A alteração de projeto feita às pressas fez com que a configuração final do dique ficasse muito heterogênea, com seções diferentes umas das outras geometricamente. Consequentemente, o objetivo de compatibilizar sua configuração com a necessária para atender o projeto do Parque não foi atendido. Na Figura 39, pode-se notar a variação na largura da crista do dique no percorrer de sua extensão.



Figura 39 - Foto de satélite da região: destaque para a variação na largura de crista do dique.
Fonte: Google Earth (acesso em 07/12/13)

Para o âmbito do nosso estudo, no entanto, como há o objetivo de comparação entre as alternativas, chegou-se a conclusão de que seria mais interessante considerar uma seção padrão para o dique, tanto para a solução em argila compactada como para a solução em geotubes. Isso simplificaria a comparação econômica e também executiva entre as duas configurações.

Dessa forma, a partir dos projetos disponibilizados pelo Professor Orientador Fernando Marinho, que contém desenhos em corte de diversas seções do dique, escolheu-se uma que seria a seção padrão com que se iria trabalhar, e que representaria o dique como um todo. Na Figura 40, abaixo, a seção escolhida, correspondente a estaca 9 + 0,00 do projeto inicial da obra.

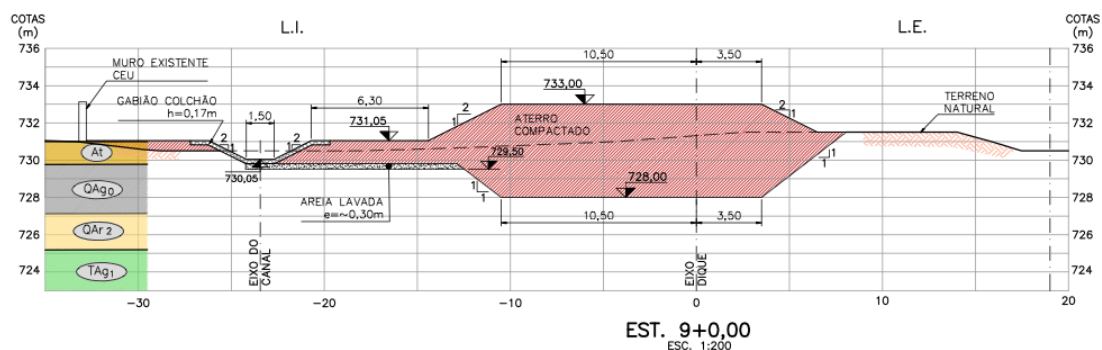


Figura 40 - Seção da estaca 9 + 0,00 do projeto executivo do dique do Jardim Romano, adotada como seção padrão. Fonte: “SEÇÕES DE PROJETO – EST. 0 a 9” (Construtora Queiroz Galvão, desenho nºSI2010.E1.JR003-1)

Diversas outras seções poderiam servir como padrão, mas escolheu-se a da estaca 9 + 0,00 pela uniformidade de material utilizado e pela geometria mais simples e correspondente com o que se pretendia para o Parque Várzea do Tietê (14 metros de crista). Nota-se, observando a Figura 40 acima, que se trata de uma estrutura relativamente simples, formada por aterro compactado, que configura a estrutura do dique em si, uma fina camada de areia lavada, que tem a função de filtro para o fluxo que percola pela seção compactada, e a canaleta de drenagem, que capta esse fluxo e o direciona para o reservatório de retenção.

Algumas considerações devem ser feitas em relação ao projeto da seção padrão a ser utilizada, sendo a primeira delas a respeito da cota atingida pelo dique. Esse parâmetro de projeto foi

determinado através do estudo hidrológico feito na região previamente ao início das obras, que determinou que a cota de projeto a ser atingida (com certeza considerando um fator de segurança) para que o dique impedisse a passagem de água para o bairro do Jardim Romano era de 733,00 metros, como indicado na Figura 40.

Também é necessário destacar a cota original do terreno, que está representada na Figura 40 pela linha pontilhada que passa pela seção do dique. Conclui-se através disso que foi necessária a escavação do solo local até a cota 728,00 metros, que é a cota de base do dique, conferindo à camada total de argila compactada uma altura de 5,0 metros. Dessa escavação se retirou volumes de argila orgânica siltosa preta muito mole, segundo a classificação à esquerda na ilustração. Devido ao fato de ser uma argila muito mole, sem resistência, sua escavação foi necessária para que se pudesse chegar a uma camada mais firme abaixo dela, aonde o dique pudesse se apoiar depois de compactado.

Para a solução com o emprego dos geotubes, aproveita-se esse solo escavado para o preenchimento dos mesmos, como será explicado mais adiante nesse estudo.

5.3. O bolsão geotêxtil – geometria e parâmetros técnicos

Foi constatado, por meio de pesquisa bibliográfica e também através de informações obtidas com fornecedores do geotube, que os bolsões podem ser dimensionados de diversas maneiras. Tanto para a finalidade de tratamento de resíduos através do adensamento do solo como para a de elemento estrutural, os bolsões são fabricados de acordo com a necessidade do cliente, ou seja, suas dimensões são variáveis e, mais do que isso, adaptáveis ao espaço no qual ele será aplicado.

Nesse contexto de caracterização do produto, tanto a respeito das dimensões como dos parâmetros técnicos dos bolsões, o contato com os especialistas na área Daniel Barreto e Thomaz Tessler, da Allonda Geossintéticos Ambientais, se fez muito útil já que são dados muito correlacionados com o mercado que o produto atende aqui, no Brasil. Por isso, torna-se importante destacar que as informações coletadas aqui e fundamentais para o andamento do estudo vieram das reuniões feitas em conjunto com tais especialistas, além de inúmeros e-mails e contatos por telefone.

Primeiramente, quanto aos parâmetros técnicos, relacionados com as características do geotêxtil que compõe os bolsões, as opções eram poucas. Há no mercado dois tipos de geotube: o GT 500 e o GT 1000. Como o próprio nome sugere, o GT 1000 trata-se de um geotube feito com um tecido de resistência maior que o GT 500. A partir do contato com os fornecedores, no entanto, deixou-se claro que para o caso do dique do Jardim Romano, em que a estrutura é solicitada apenas nos meses de cheia do Rio Tietê, durante o verão, o GT 500 atenderia com folga aos esforços da água e do solo sobre os bolsões que compusessem o dique. Com isso, adotou-se para todo o presente estudo os parâmetros técnicos que caracterizam o GT 500, que foram utilizados, principalmente, no estudo de estabilidade do talude, a ser tratado mais adiante.

Escolhido o tipo de material que comporia os bolsões geotêxteis, partiu-se para a definição da geometria de tais bolsões. Para esta definição, foi tomado como base o projeto da seção do dique com todas as suas dimensões mantidas, como já citado, em favor da futura comparação entre as concepções. Assim, precisava-se de bolsões que compusessem a seção escolhida, de forma a minimizar a quantidade de material geotêxtil aplicada (bolsões menores representam maior custo, já que a área de geotêxtil na seção seria maior) e otimizar o processo executivo de enchimento dos bolsões.

A definição da geometria dos bolsões, no entanto, foi facilitada após descobrir-se, através do contato com os profissionais da área, que apesar de ser possível solicitar bolsões de dimensões personalizadas para cada caso, haviam algumas geometrias que eram consideradas “padrão” para a aplicação dos mesmos. Assim, analisou-se duas configurações dadas como padrão, segundo informado por Thomaz Tessler¹: um bolsão com 3,80 metros de largura e 1,60 metros de altura (cheio), e o outro, maior, com 6,00 metros de largura e 1,60 metros de altura (cheio). As informações geométricas e técnicas dos dados bolsões estão ilustrados das Figura 41 e 42, que seguem.

¹ Entrevista concedida pelo profissional especializado Thomaz Tessler, da Allonda Geossintéticos Ambientais, São Paulo (SP), em 30/10/2013.

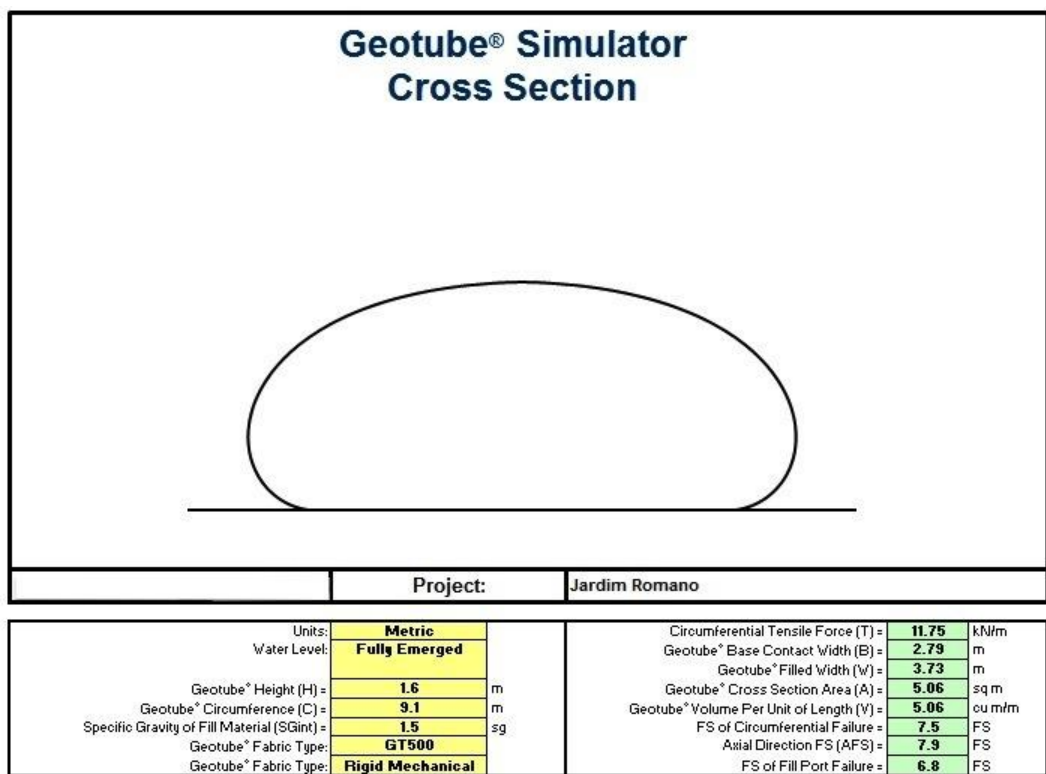


Figura 41 - Informações geométricas e técnicas do geotube de 3,80 metros de largura (cheio).
 Fonte: Allonda Geossintéticos Ambientais, enviado por e-mail em 13/11/2013.

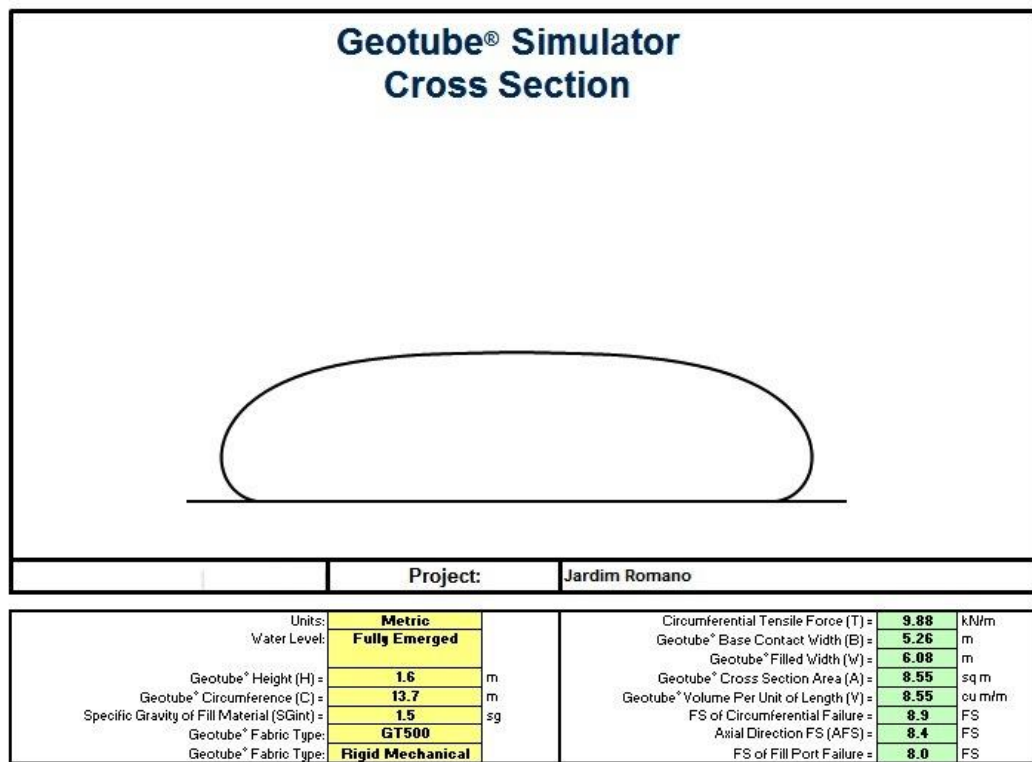


Figura 42 - Informações geométricas e técnicas do geotube de 6,00 metros de largura (cheio).
 Fonte: Allonda Geossintéticos Ambientais, enviado por e-mail em 13/11/2013.

A partir das determinadas geometrias tornaram-se possível simular a locação dos bolsões na seção padrão, de forma a se ter uma idéia aproximada do que seria a seção final. Havia a possibilidade de se elaborar uma configuração que figurasse os dois tipos simultaneamente, mas por uma questão de simplicidade durante a execução da obra, preferiu-se manter as seções com apenas um tipo de geotube. Na Figura 43, pode-se observar a distribuição dos bolsões na seção padrão escolhida.

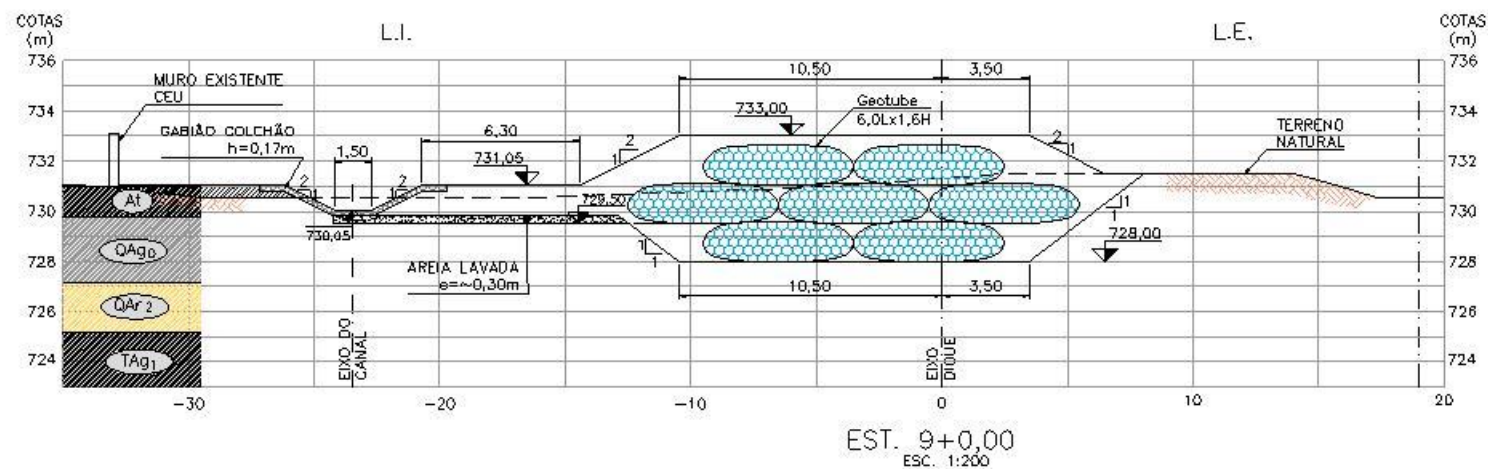
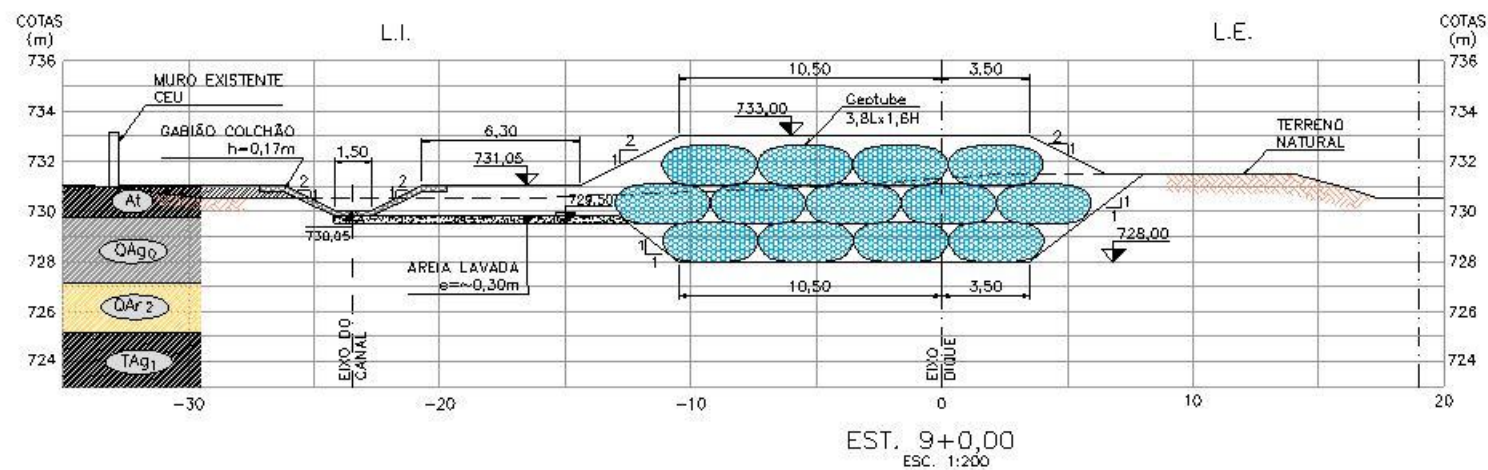


Figura 43 - Locação dos geotubes de largura 3,80 m e 6,00 m (cheios), na seção padrão escolhida. Fonte: Figura adaptada de “SEÇÕES DE PROJETO – EST. 0 a 9” (Construtora Queiroz Galvão, desenho nºSI2010.E1.JR003-1)

Finalmente, a partir das locações elaboradas, fica visualmente evidente que a configuração com os bolsões menores leva a uma área maior de tecido geotêxtil contido no dique, o que elevaria o custo da opção. Esse foi o fator principal que fez com que se escolhesse, para o andamento deste estudo, a opção com os bolsões maiores, de 6,0 metros de largura (cheios). Além disso, existe também um fator de facilidade executiva que diz respeito ao enchimento dos bolsões, que também favorece a configuração em que menos unidades de bolsões são preenchidos, confirmando a escolha pelo bolsão maior.

Um último detalhe, no entanto, determinou a escolha final das dimensões dos bolsões utilizados. Como já citado, a base do dique está localizada na cota 728,00 metros, enquanto sua crista está na cota 733,00 metros, o que leva a uma altura total de 5 metros. Até a cota 733,00 metros, que é a cota de projeto do dique, este deve ser de material impermeável (permeabilidade muito baixa) para que cumpra sua função de proteção do bairro do Jardim Romano, seja com a argila compactada de alta qualidade utilizada no dique existente, seja com a argila de má qualidade compactada através do geotube, nesta concepção alternativa.

Notou-se, no entanto, que com a locação de três camadas verticais de geotubes com 1,60 metros de altura cada (cheios), se atingiria a cota 732,80 metros (ou uma altura impermeabilizada de 4,8 metros), ou seja, 20 centímetros a menos que a cota desejada. Essa constatação não seria um grande problema, porém demandaria a aplicação de argila compactada de qualidade para cobrir esses 20 centímetros de altura faltantes, em toda a extensão do dique.

Visto que um dos objetivos desse estudo é o de se evitar o custo com a compra e transporte de argila de qualidade (e sim se aproveitar a argila disponível no local através dos bolsões), decidiu-se por alterar a altura do geotube padrão escolhido, chegando a 1,70 metros, ao invés de 1,60 metros (um aumento de 6,25%). Dessa forma, apenas as três camadas verticais de geotube já seriam suficientes para atender aos 5 metros mínimos de altura impermeabilizada de projeto (chegou-se a uma altura de 5,10 metros, atingindo a cota 733,10 metros).

É interessante destacar que essa alteração na altura do bolsão geotêxtil é feita em obra, no momento de enchimento dos bolsões. Não há alterações no geotêxtil fabricado (as dimensões de fábrica continuam sendo 6,00 metros de largura por 1,60 de altura), e sim uma variação no volume de material bombeado para o geotube, de tal forma que este atinja a altura desejada. Portanto, desde que essa mudança de dimensão não seja grande demais (de forma a chegar a um Fator de Segurança insatisfatório), é uma adaptação que se pode fazer em obra, não demandando alteração na fabricação dos bolsões.

5.4. A configuração da nova seção

A Figura 44 contém um resumo das características técnicas e dimensionais do tipo de geotube escolhido para compor o dique do Jardim Romano (GT 500, com 6,00 metros de largura por 1,70 metros de altura). Uma vez definido o tipo de bolsão a ser empregado, tornou-se possível a locação final dos mesmos na seção padrão, o que levou a criação da nova seção padrão, caracterizada na Figura 44. Foram utilizados um total de sete bolsões para compor o núcleo do dique, dispostos em três camadas verticais, sendo dois bolsões locados na base, seguidos da camada intermediária com três bolsões, e a superior, com mais dois bolsões.

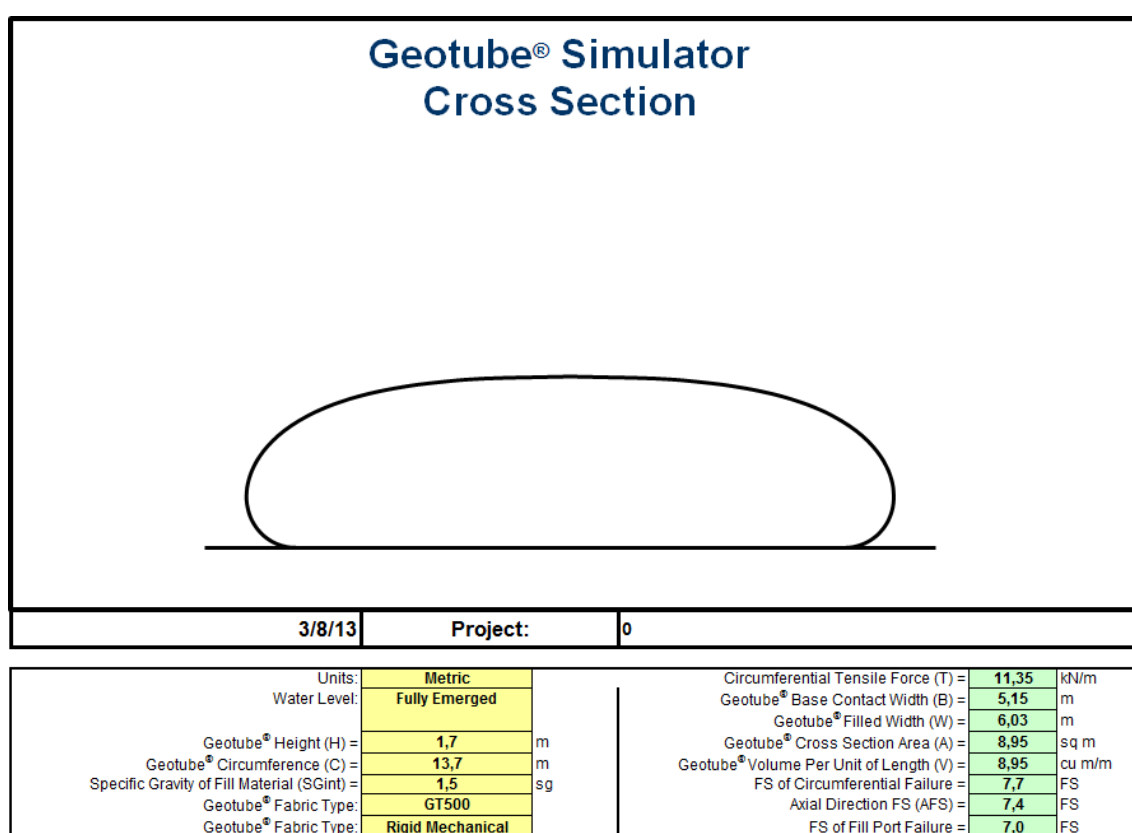


Figura 44 - Informações geométricas e técnicas do geotube de 6,00 metros de largura por 1,70 metros de altura (cheio). Fonte: Allonda Geossintéticos Ambientais, enviado por e-mail em 03/12/2013.

Nota-se na Figura 45 que os bolsões, cujos cortes estão representados em azul, estão se sobrepondo uns aos outros, numa espécie de transpasse transversal. O motivo dessa representação é o fato de que os bolsões serão locados pressionados uns contra os outros, de forma a eliminar ao máximo os vazios que ficam entre eles. Assim, as laterais que estiverem em contato com outro bolsão serão “amassadas” umas pelas outras, tornando a face de contato plana. Essa deformação dos bolsões, possibilitada pela sua flexibilidade, será um fator

muito importante para garantir a impermeabilidade do dique, devido à colmatação que ocorre entre as faces, segundo Daniel Barreto², fenômeno esse assumido como uma premissa para o andamento do presente estudo.

²Entrevista concedida pelo profissional especializado Daniel Barreto, da Allonda Geossintéticos Ambientais, São Paulo (SP), em 26/08/2013.

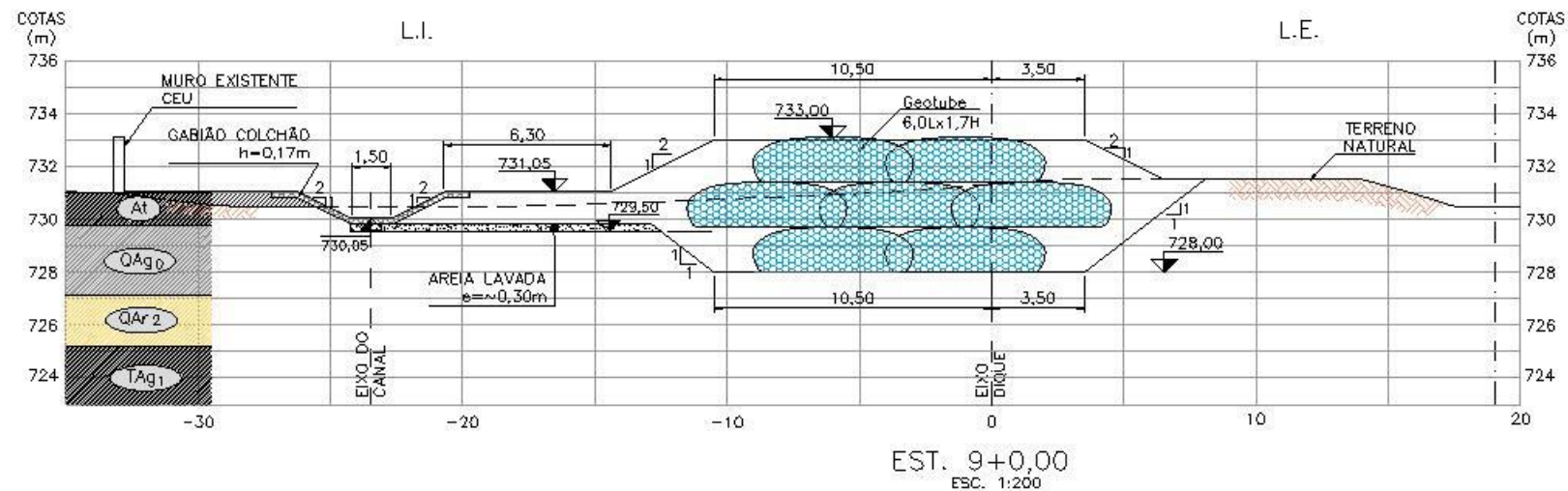


Figura 45 - Localização dos geotubes de 6,0 metros de largura por 1,70 metros de altura na seção padrão, considerando o transpasse transversal. Fonte: Figura adaptada de “SEÇÕES DE PROJETO – EST. 0 a 9” (Construtora Queiroz Galvão, desenho n°SI2010.E1.JR003-1)

Dado que um “amassamento” entre os bolsões foi previsto, foi elaborado um esquema da seção padrão em que se destaca a área total ocupada pelos bolsões, desprezando-se os vazios entre eles, na configuração final que melhor representa o que seria a realidade. Tal configuração está caracterizada na Figura 46 que segue.

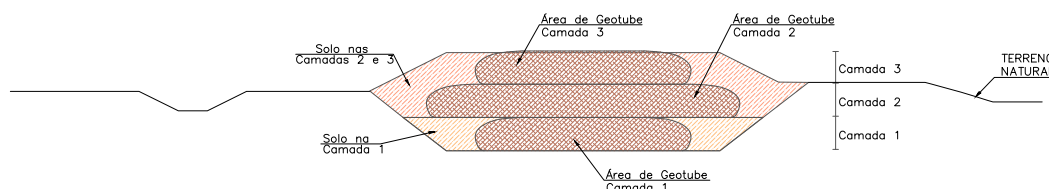


Figura 46 - Esquema representativo da área ocupada pelos geotubes na seção padrão do dique, em sua configuração final. Fonte: Figura adaptada de “SEÇÕES DE PROJETO – EST. 0 a 9” (Construtora Queiroz Galvão, desenho n°SI2010.E1.JR003-1).

O esquema da Figura 46 acima também foi necessário para o levantamento de quantidades, uma vez que se pode visualizar com maior precisão qual era o tamanho da área coberta pelos geotubes (preenchidos com solo local) e qual área representava a quantidade de solo que deveria ser trazida e compactada para o cobrimento dos bolsões.

Como a cota de projeto de 733,00 metros é atingida pelos próprios bolsões empilhados, o solo de cobrimento dos bolsões não tem a função de garantir a impermeabilização do dique (já que esta função fica com os geotubes). Portanto, chega-se a conclusão de que o solo de cobrimento dos bolsões não precisa ter a qualidade da argila utilizada no dique existente, podendo ser um insumo de menor custo, porém bem compactado e tratado (com o plantio de grama) para diminuir a erosão em épocas de cheia e também melhorar o aspecto visual do dique.

5.5. Estudos geotécnicos – recalque, estabilidade de talude e fluxo de percolação

A partir do perfil geológico do subsolo na região onde foi implantado o dique, obtido através do projeto executivo “SEÇÕES DE PROJETO - EST. 0 A 9”, elaborado pela empresa Hidrostudio, observa-se que o perfil é composto por uma camada de aterro de aproximadamente 2 metros de espessura, apoiado sobre uma camada de argila orgânica muito mole de aproximadamente 3 metros de espessura, sobrejacente a uma camada de areia de 2 metros de profundidade,

sobrejacente a uma camada de argila de 3 m de profundidade. O nível d'água foi considerado na cota da superfície.

5.5.1. Capacidade de carga e deslocamentos verticais

Foram empreendidas análises através de modelagem numérica com a utilização do software de elementos finitos PLAXIS 8.6. Já o comportamento do solo foi analisado por um processo evolutivo, cujo objetivo é avaliar as tensões e os recalques produzidos pelo dique.

Por falta de maiores informações sobre as propriedades do subsolo em questão, foram utilizados para a modelagem parâmetros geotécnicos obtidos através de bibliografia técnica especializada (*Foundation Analysis and Designs - 1982*) para materiais de mesma gênese. Em virtude da ausência de resultados de investigação de simples reconhecimento do subsolo ou de ensaios laboratoriais, foram considerados, a favor da segurança, valores conservadores para os parâmetros.

Apresenta-se, na Tabela 04 a seguir, os parâmetros adotados.

Parâmetros geotécnicos						
Solo	γ (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (°)	E_s (Mpa)	ν	k (m/s)
Aterro (dique)	18	10	20	15,0	0,35	10^{-7}
Aterro	18	10	20	15,0	0,35	10^{-7}
Argila Orgânica	16	5	15	5,0	0,35	10^{-9}
Areia	18	5	28	15,0	0,25	10^{-5}
Argila	18	20	20	10,0	0,35	10^{-9}

Tabela 04 - Parâmetros geotécnicos adotados através de estudos em bibliografia técnica. Fonte: Bowles (1982).

O cálculo foi elaborado com base na teoria de Mohr-Coulomb. Admitimos que o solo sofresse um carregamento rápido e, considerando a baixa permeabilidade da argila, no primeiro momento foi considerado no modelo o comportamento não drenado para se avaliar o excesso de poropressão. Em uma etapa posterior, foi utilizado o comportamento drenado para simular os recalques.

Além disso, um carregamento distribuído de 10 kN/m² foi considerado sobre a crista do dique, levando em conta o tráfego de máquinas durante sua execução ou a posterior utilização para tráfego de automóveis. Não foram considerados os geotubos na seção de análise pois não representariam variação significativa dos resultados.

Apresentam-se, nas Figuras 47,48 e 49 a seguir, os resultados das análises.

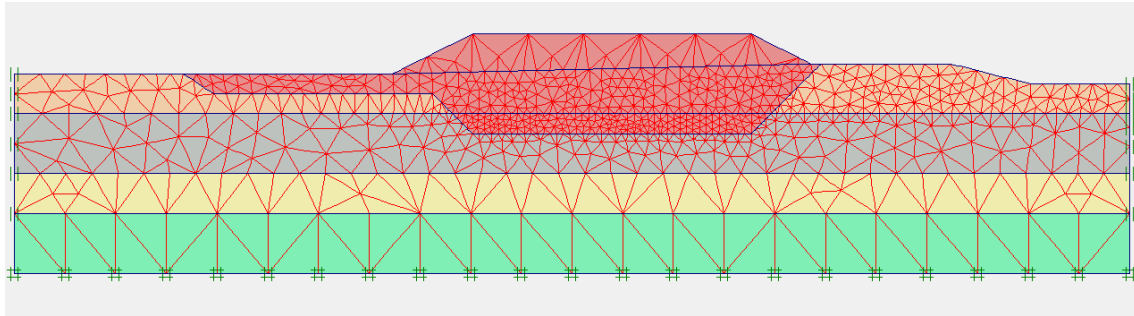


Figura 47 - Modelagem da seção do dique, evidenciando a malha dos elementos finitos.

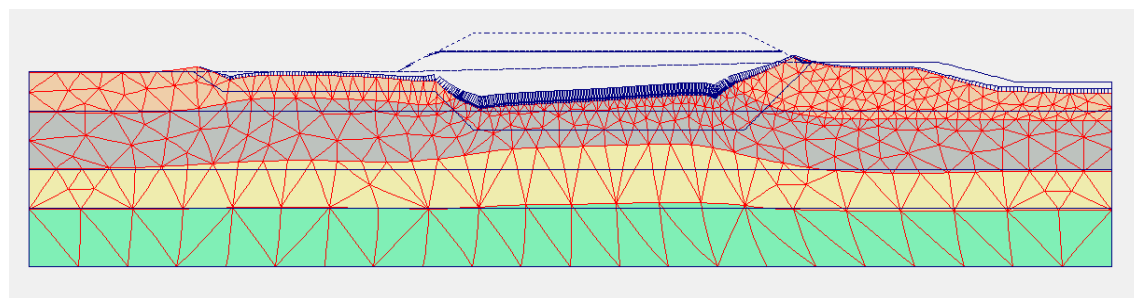


Figura 48 - Malha deformada após a etapa de escavação (análise pelo método evolutivo).

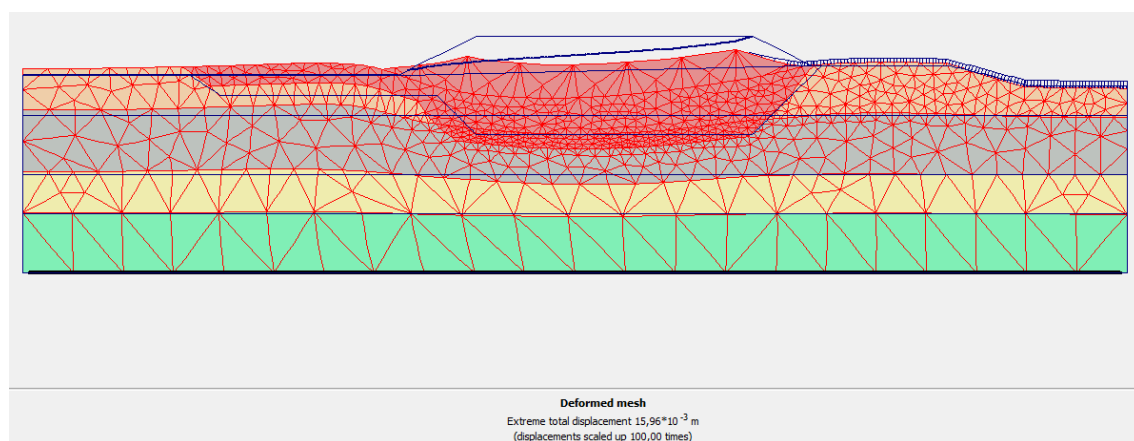


Figura 49 - Malha deformada após o dique concluído (primeira avaliação de recalque considerando as argilas com comportamento não drenado).

Para a etapa representada na Figura 49, o valor do recalque estimado foi de 1,5 cm.

Os recalques apresentados para um comportamento não drenado são inferiores ao recalque final. Isto se deve à baixa permeabilidade da argila, que não consegue expulsar a água de seu interior na mesma velocidade em que é solicitada. Tal situação leva a pressão neutra a absorver parte do carregamento.

Com o passar do tempo, o excesso de pressão neutra vai se dissipando e os recalques aumentando até o momento em que não houver excesso de poropressão (Figuras 50 e 51).

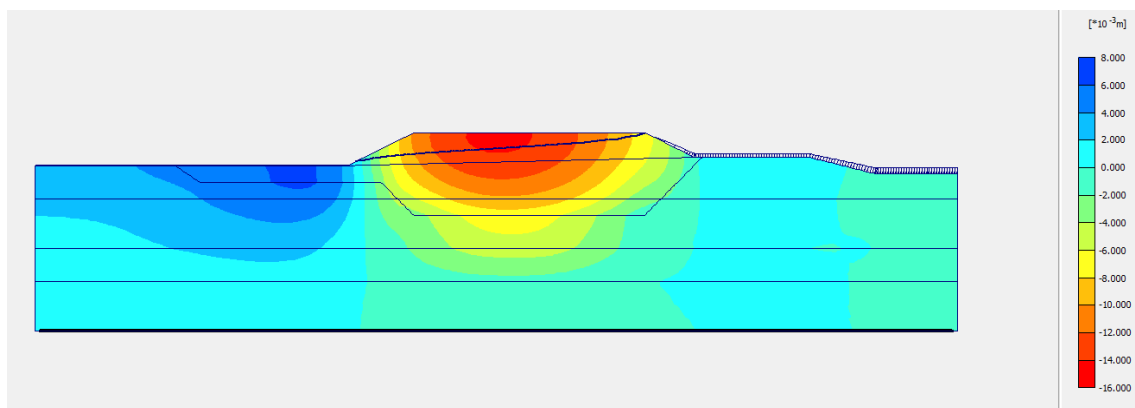


Figura 50 - Imagem indicando as regiões de maiores deslocamentos (cores mais quentes representam deslocamentos maiores).

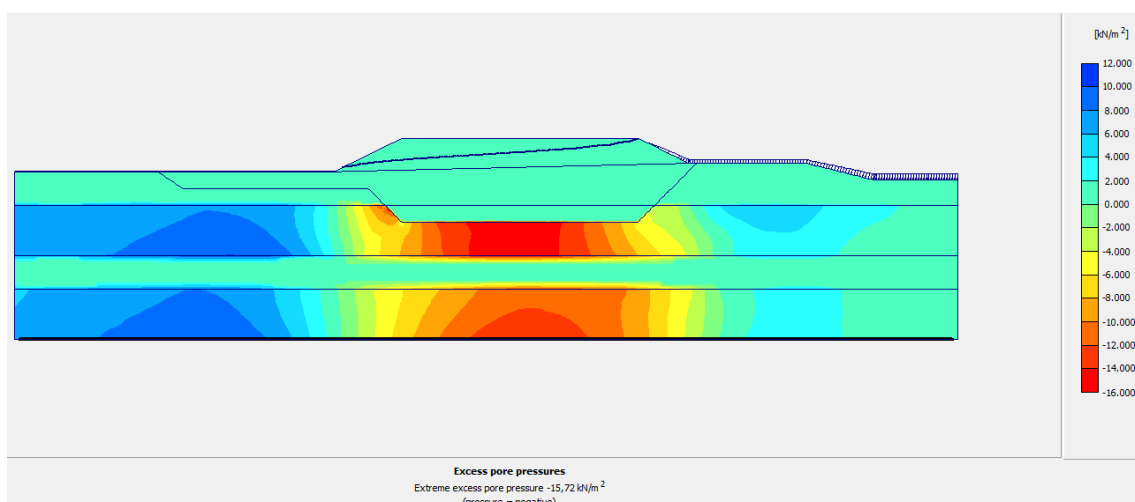


Figura 51 - Excesso de poropressão.

As regiões de maior valor de excesso de poropressão apresentadas corroboram os resultados apresentados para o recalque. O excesso de poropressão está localizado logo abaixo do dique, onde houve carregamento, e apenas onde o solo é argiloso. Na camada onde o solo é arenoso não ocorre excesso de poropressão devido à alta permeabilidade.

Nas Figuras 52 e 53, apresenta-se a situação das tensões efetivas antes e depois da dissipação da poropressão.

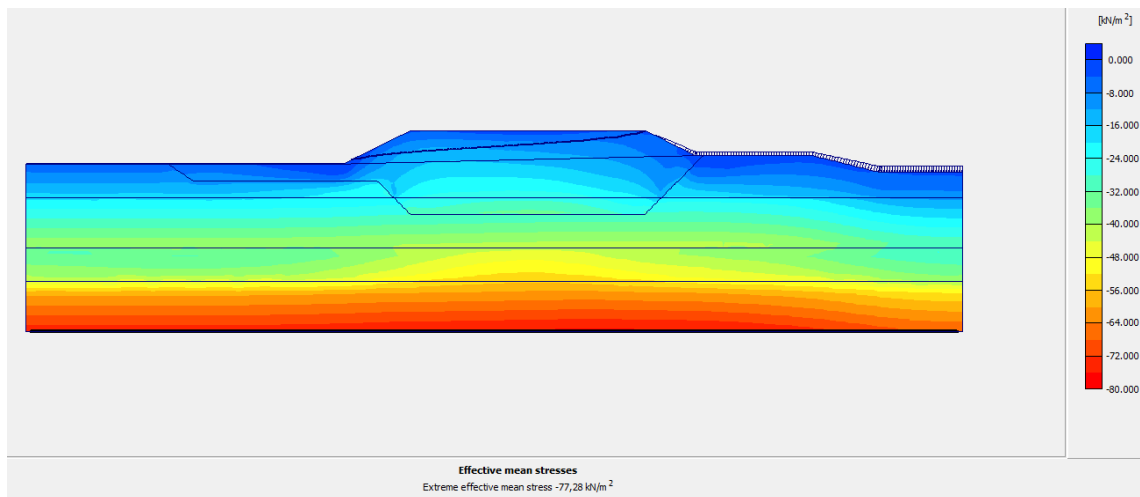


Figura 52 - Tensões efetivas antes da dissipação da poropressão.

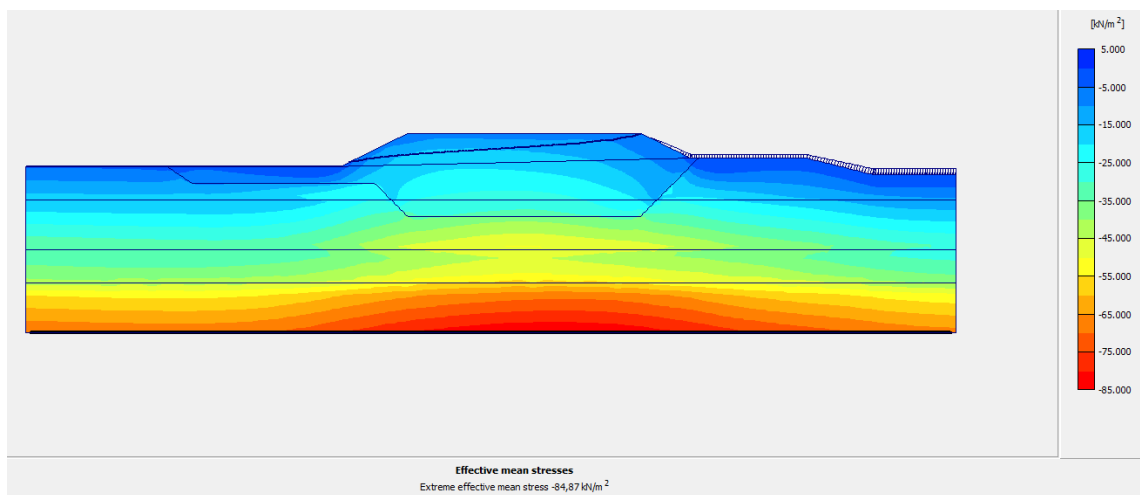


Figura 53 - Tensões efetivas após da dissipação da poropressão.

Com a diminuição da poropressão o valor da tensão efetiva aumenta, pois o solo passa a receber a parcela da carga que a água estava suportando.

Na Figura 9, está ilustrada a rede de fluxo de água, que se estabelece quase integralmente na camada arenosa. Isto ocorre devida a alta permeabilidade da areia.

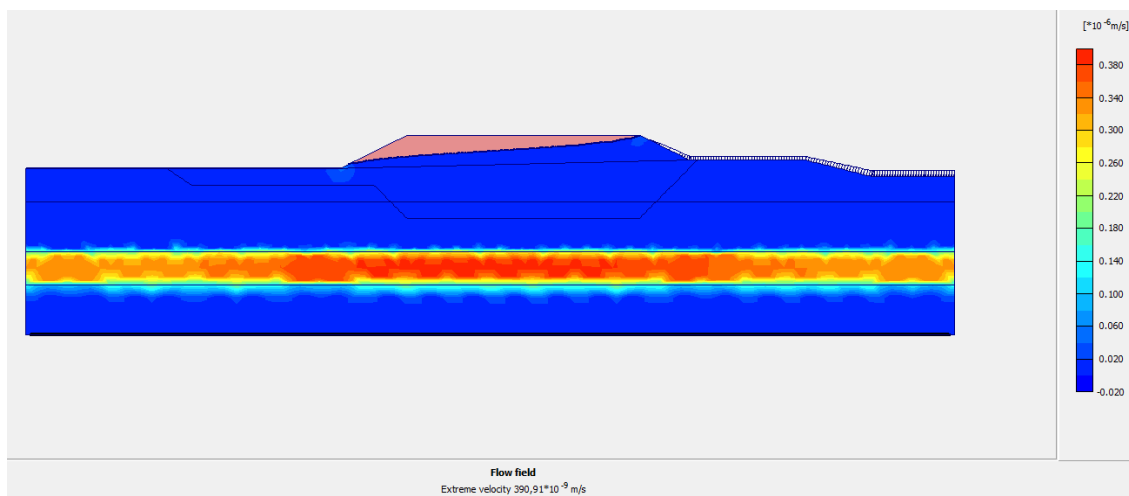


Figura 54 - - Rede de fluxo.

5.5.2. Análise da estabilidade do talude

As análises de estabilidade local dos taludes foram efetuadas utilizando-se o programa computacional Slide versão 6.0, da Rocscience Inc. (University of Toronto – Dr. Evert Hoek), que destaca a superfície crítica de ruptura entre as diversas superfícies potenciais, calculadas através do método do equilíbrio limite.

Os parâmetros utilizados para a verificação da estabilidade são os mesmos apresentados no item anterior. Além desses parâmetros, também foi considerada uma sobrecarga de 10 kN/m², simulando a passagem de equipamentos na fase de construção ou utilização futura para o tráfego de automóveis.

Além da seção do dique existente, também foi analisada a estabilidade do talude da seção com os geotubes, com o objetivo de avaliar sua colaboração para tal requisito. Dessa forma, tornou-se possível a comparação entre os resultados.

Os fatores de segurança foram analisados pelo método de Bishop simplificado.

Apresentam-se, nas Figuras 55 e 56 a seguir, os resultados da análise.

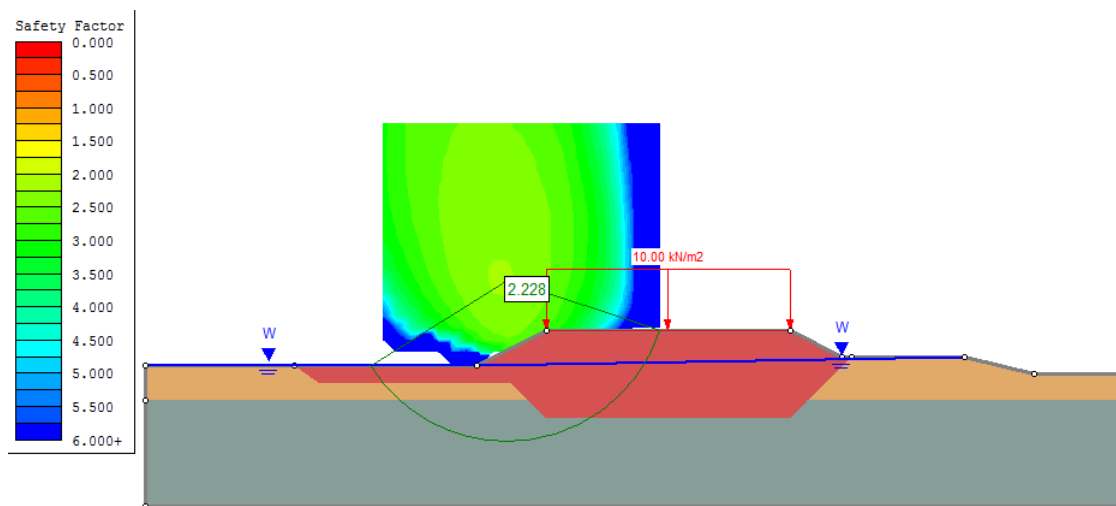


Figura 55 - Resultado da análise da estabilidade local (seção sem geotube) do talude a jusante da seção, indicando o círculo de ruptura de menor coeficiente de segurança. O fator de segurança mínimo para este talude é de 2,2.

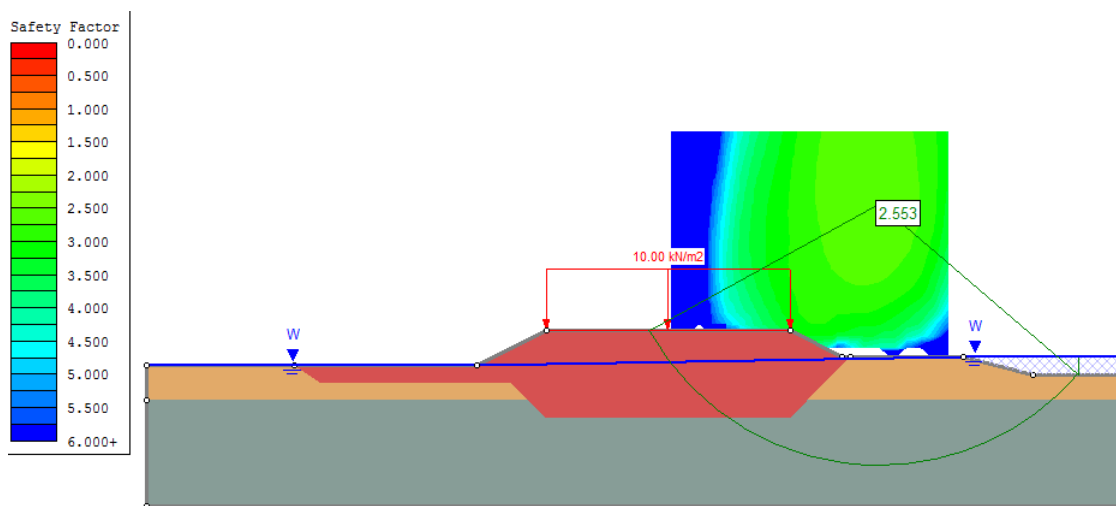


Figura 56 - – Resultado da análise da estabilidade local (seção sem geotube) do talude a montante da seção, indicando o círculo de ruptura de menor coeficiente de segurança. O fator de segurança mínimo para este talude é de 2,6.

Apresenta-se, nas Figuras 12, 13 e 14 a seguir, a análise realizada considerando a influência do geotube na estabilidade do aterro. As propriedades do material de preenchimento dos bolsões foram consideradas as mesmas que a da argila orgânica (camada de cor cinza), pois será este o material utilizado para preenchê-los.

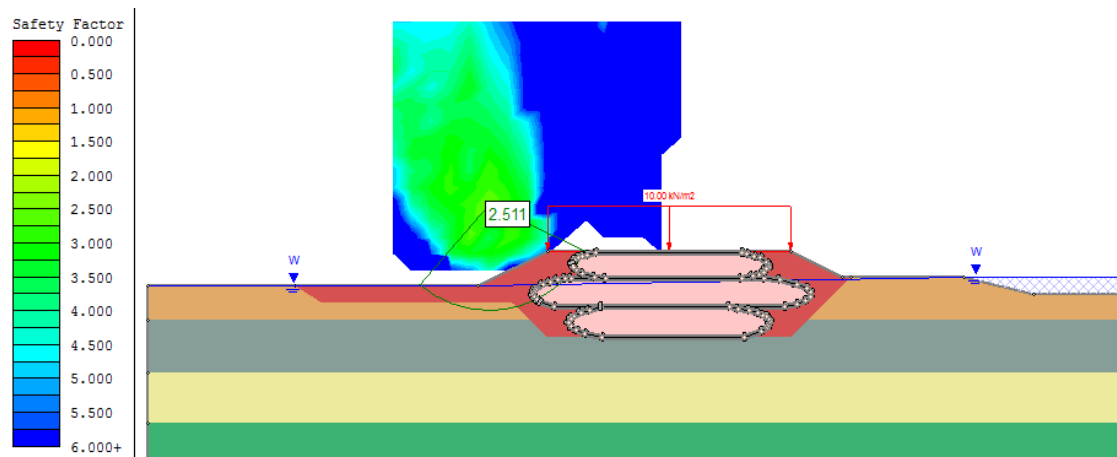


Figura 57 - Estabilidade local do talude (com Geotube) a jusante. Fator de segurança igual 2,5.

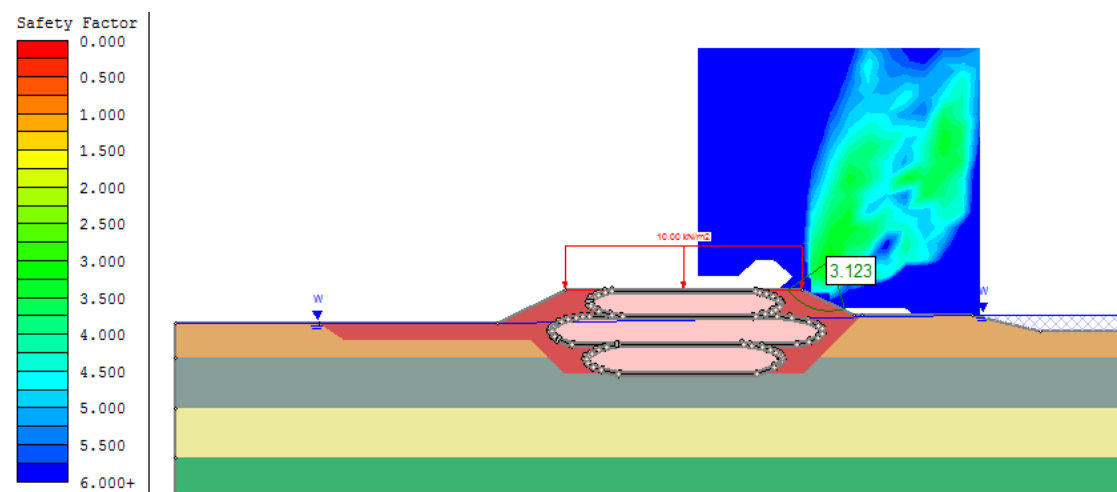


Figura 58 - Estabilidade local do talude (com Geotube) a montante. Fator de segurança igual 3,1.

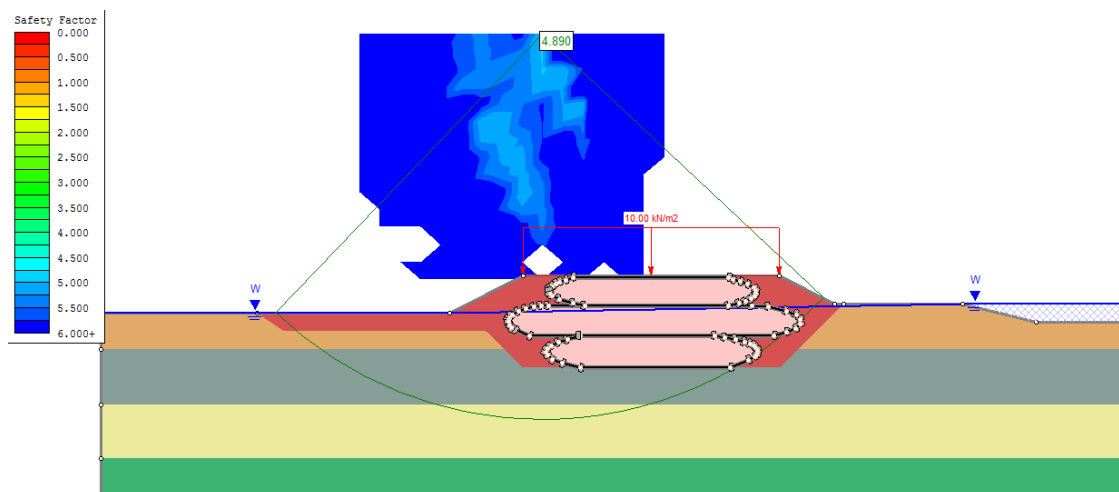


Figura 59 - - Resultado da análise de estabilidade global. Fator de segurança igual a 4,9.

Todos os fatores de segurança obtidos atenderam o mínimo de 1,5 estipulado pela norma brasileira NBR-11682 : 2009 – Estabilidade de encostas.

Observando os resultados é possível concluir que a contribuição à estabilidade que o geotube proporciona ao aterro (dique) se restringe às superfícies de ruptura que passam pelos bolsões. A camada de solo utilizada para cobrir o bolsão não apresentou melhorias significativas em seus fatores de segurança. Apesar disso, apresentaram fatores de segurança satisfatórios.

As análises realizadas mostram que, mesmo preenchidos com materiais de baixa resistência, o geotube é capaz de conferir estabilidade ao aterro, já que a resistência mobilizada é a do geotêxtil componente do geotube (GT 500), e não a do solo.

5.6. Considerações adicionais

Na fase inicial deste estudo, foram previstos alguns problemas que poderiam vir a ocorrer na execução da obra e também influenciar no desempenho técnico do dique em geotube.

A primeira dificuldade prevista foi a superação das curvas presentes no trajeto do dique em questão. Os geotubes são estruturas que, apesar de flexíveis, são feitas para trechos retilíneos, e, por isso, tendo um comprimento máximo assumido de 30 metros (segundo contato com especialistas) teriam dificuldade em superar as curvas. No entanto, verificou-se que esse simples problema poderia ser contornado com geotubes de menores dimensões, que seriam locados de forma a superar as referidas curvas. Para efeito de levantamento de quantidades,

no entanto, a utilização de geotubes de menores comprimentos não foi levada em consideração.

A outra dificuldade prevista na fase inicial desse estudo diz respeito à argila que seria utilizada para preencher os bolsões. Foi observado, através de estudos realizados pelo nosso professor orientador Fernando Marinho, que argilas contidas em bolsões geossintéticos podem vir a sofrer trincas depois de expostas por muito tempo ao sol, em consequência de processo de secagem. No entanto, após diversas reuniões em que o assunto foi discutido com o professor orientador deste estudo, se considerou que tais trincas não viriam a ocorrer nesse caso já que os bolsões estariam submetidos a uma sobrecarga constante vinda dos próprios bolsões das camadas superiores.

6. Comparativo entre Alternativas de Construção

Nesta etapa do trabalho, as duas alternativas de construção do dique; a alternativa original com solo compactado e a solução conceitual proposta com Geotubes serão comparadas para testar a viabilidade econômica da solução com Geotubes. Para isso, foram propostos dois cronogramas, um para cada solução, a fim de produzir um orçamento do custo das obras civis de construção do dique.

6.1. Levantamento dos Quantitativos

Para a elaboração do cronograma e posterior dimensionamento dos equipamentos e orçamento, foi necessário realizar o levantamento de volumes de materiais para cada serviço. Como o escopo deste trabalho é a comparação apenas da construção do dique, foram levantados os volumes de escavação obrigatória, assim como o de solo compactado necessário para a construção do dique. As estruturas de concreto e os acabamentos não fazem parte deste estudo e, portanto, não foram levantadas.

Com as curvas de nível obtidas do local da obra, foi realizada a modelagem do terreno natural utilizando o software AutoCAD Civil 3D (figura 39). Com o eixo do dique já definido, assim como as seções de escavação e aterro do dique, foram gerados sólidos no software AutoCAD 2013 para essas duas estruturas.

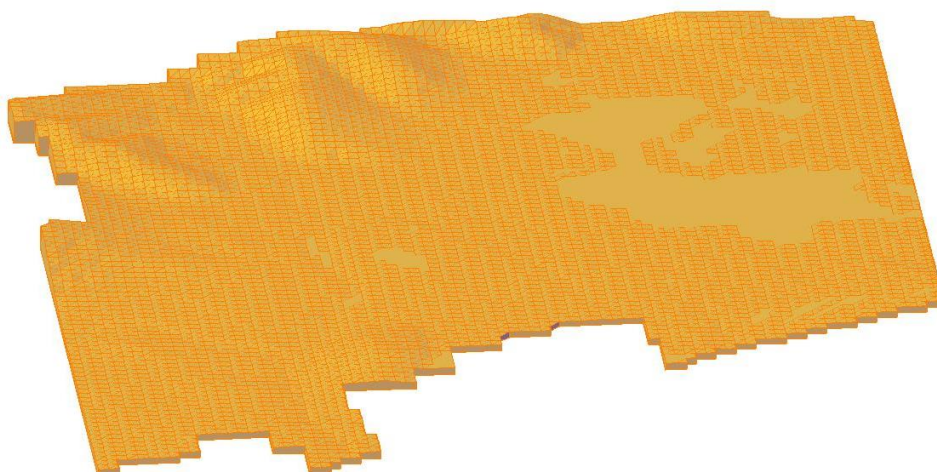


Figura 60 - Modelo 3D do terreno da região da obra. AutoCAD 2013.

Com a modelagem 3D de todas as estruturas, bem como do terreno natural, foi possível calcular a intersecção dos sólidos(figuras 61 e 62 e 63), determinando seus volumes de uma maneira bastante confiável. Esta metodologia é utilizada por muitas empresas de construção civil para levantamentos de volumes de estruturas.



Figura 61 - Modelagem 3D das escavações obrigatórias para levantamento de volumes.

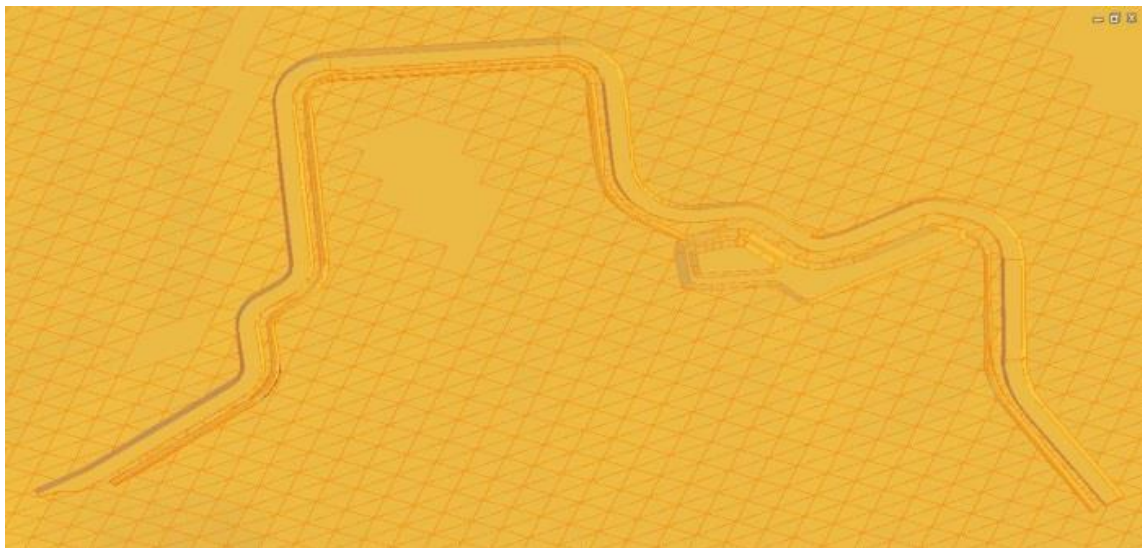


Figura 62 - Modelagem em 3D do terreno com as escavações obrigatórias executadas.

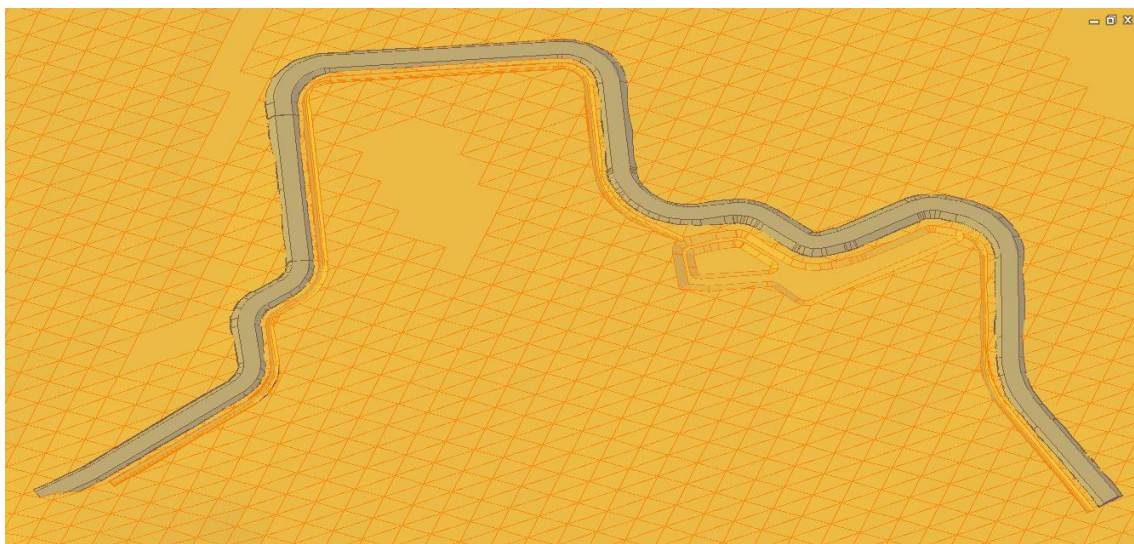


Figura 63 - Modelagem 3D do dique sobre o terreno escavado para a determinação de seu volume.

Como as escavações são as mesmas, tanto para o caso da solução adotada como para a solução conceitual com Geotubes, o volume de escavação determinado nesta etapa foi adotado para ambas as soluções.

Entretanto, para os levantamentos de solo de aterro para a solução em Geotubes, foi utilizado o esquema da seção transversal do dique com a locação dos bolsões. A figura 64 mostra como a seção do dique foi dividida em partes; consistindo de três camadas de geotube (a primeira com dois bolsões, a segunda com três e a última novamente com dois), a região com solo compactado na camada 1 e, por fim, o revestimento em solo do dique nas camadas 2 e 3. Foram calculadas as áreas de cada região (AutoCAD 2013), que foram multiplicadas pelo comprimento do dique (1.640 metros) obtendo-se os volumes dos materiais que fazem parte da solução conceitual.

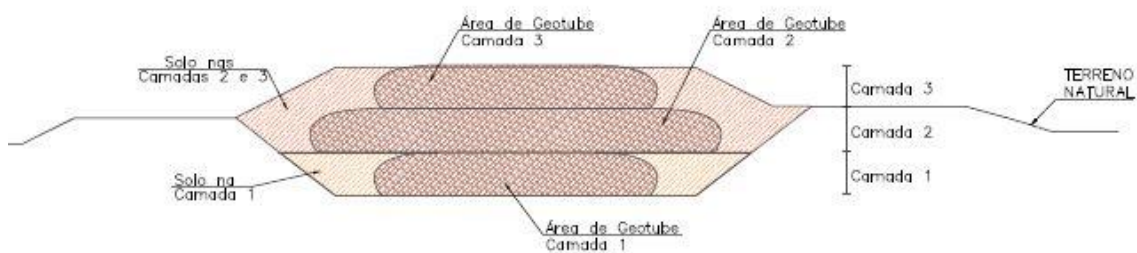


Figura 64 - Seção transversal do dique com as diferentes camadas de materiais.

6.2. Cronograma da Obra

Para a obtenção de um orçamento aproximado das obras civis para a solução original e para a solução conceitual proposta nesse trabalho, foi necessário a elaboração de um cronograma de obra. Desta forma foi possível dimensionar equipamentos e mão de obra, tendo em vista que o tempo máximo para a realização de todas as atividades é de seis meses, por se tratar de uma obra emergencial.

6.2.1. Critérios Gerais Adotados

6.2.1.1. Cálculo da Praticabilidade

Para o cálculo dos dias de trabalho, foi levada em conta a interferência da chuva na produtividade dos serviços de compactação de solo. Chuvas diárias iguais ou acima de 5 mm causam uma queda drástica na produção (Ricardo, 1990), dessa forma, tais dias foram desconsiderados na elaboração do cronograma.

Utilizando os dados pluviométricos divulgados pelo DAEE (Sistema de Informação para o Gerenciamento de Recursos Hídricos do Estado de São Paulo – SigRH - 2013), foi escolhido o posto pluviométrico de prefixo DAEE E3-003 e nome Água Branca, localizado no município de São Paulo. Nele, constam os dados de chuvas diárias do período compreendido entre os anos 1937 e 2004.

Com estes dados, foi realizado o cálculo para determinar quantos dias ocorrem chuvas de intensidades maiores ou iguais a 5 mm, em média, em cada mês do ano. Obtendo-se, assim, a praticabilidade para o serviço de compactação de solo.

6.2.1.2. Dias úteis de trabalho por mês

A partir da praticabilidade condicionada pelas chuvas foi possível determinar a quantidade de dias úteis de trabalho para cada serviço em cada mês. Para as atividades de escavação e enchimento dos geotubes, foi admitido que nos meses de execução da obra, não ocorreriam chuvas com intensidade suficiente para paralisar os serviços. Assim, de cada mês, foram deduzidos apenas os domingos.

No entanto, para o caso da compactação de solo, a determinação dos dias trabalháveis por mês, levou em conta a praticabilidade pela chuva. Como existe a possibilidade dos dias de

chuva com intensidades acima de 5 mm acontecerem no domingo, foram deduzidos apenas dois dias referentes aos domingos. Por exemplo, o mês de julho possui 31 dias, porém, foi calculado pela praticabilidade pela chuva que os dias trabalháveis seriam apenas 29. Com a redução de mais dois dias, representando os domingos, chega-se a 27 dias úteis de trabalho para o mês de julho.

A tabela 05 apresenta a quantidade de dias úteis de trabalho por mês calculado para a elaboração dos cronogramas. Em verde estão os meses considerados para a realização da obra.

	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
Compactação de Solo	19	16	21	24	26	26	27	27	24	23	22	20
Escavação de Solo	27	26	27	26	27	26	27	27	26	27	26	27
Enchimento de Geotube	27	26	27	26	27	26	27	27	26	27	26	27

Tabela 05 - Dias úteis de trabalho por mês para os diferentes serviços.

6.2.1.3. Fatores de Eficiência dos Equipamentos

A produtividade nominal de cada equipamento foi obtida no Manual de Custos Rodoviários do DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes). Para o cálculo da produtividade efetiva, foram considerados três fatores que irão compor a eficiência de cada equipamento. Os três fatores são descritos a seguir (DNIT - 2003):

Fator de Eficiência. É a relação entre o tempo de produção efetiva do equipamento em obra e o tempo de produção nominal. Muitas empreiteiras possuem um histórico com as horas trabalhadas de cada equipamento para cada obra já realizada. Para o cálculo deste trabalho, foi adotada uma produção efetiva de 50 minutos para cada 60 minutos de produção nominal, resultando em um Fator de Eficiência igual a 0,83.

Fator de Conversão. É a relação entre o volume do corte e o volume do material solto. O material escavado, no caso é uma Argila Orgânica Siltosa preta muito mole, que neste caso foi comparada com uma terra orgânica, obtendo-se os valores de peso específico aparente de 1370 kgf/m³ no corte e 950 kgf/m³ solto (Greco, ca. 2010). Desta forma, foi utilizado um fator de conversão igual a 0,7.

Fator de Carga. É a relação entre a capacidade efetiva do equipamento e a capacidade nominal do mesmo. O valor adotado de 0,9 foi aquele recomendado pelos fabricantes em catálogos para os materiais de 1ª categoria (DNIT - 2003).

6.2.2. Solução Original

Foi considerado como data de início da obra o primeiro dia útil do mês de Abril, após os meses de chuva. Assim, a obra foi dividida nas seguintes etapas:

Serviços Preliminares. Nessa etapa estão englobados os serviços que antecedem as obras civis. Estes serviços correspondem a desapropriação (figura 44) e demolição das casas, a instalação do canteiro administrativo e de obra, além da mobilização dos equipamentos necessários.

Foi considerada a duração de um mês para essa etapa.



Figura 65 - Imagem de satélite do Jardim Romano com destaque para área que seria desapropriada. Fonte: Figura adaptada (Google Earth)

Serviços de Terra e Rocha. Esta etapa engloba as tarefas de Escavação e de Aterro e é a etapa mais importante da obra. Assim sendo, será o foco principal do estudo para a elaboração do orçamento.

Para a etapa de Escavação, foram considerados os dados divulgados no Manual de Custos Rodoviários de 2003 do DNIT (DNIT – 2003). Nele, foi possível obter a produtividade dos

equipamentos que serão utilizados para esta etapa da obra. A escavação foi dividida em escavação do dique, da canaleta e do reservatório.

Para a etapa de Aterro, que é a obra de construção do dique, foi também utilizado o manual do DNIT para a determinação da produtividade dos equipamentos, além de levar em conta a praticabilidade pela chuva.

Estruturas de Concreto. Nesta etapa estão todos os serviços de construção das estruturas de concreto, que são: a canaleta, o reservatório, a galeria de bombeamento e a estrutura de alocação das bombas.

Esta etapa foi considerada de forma igual para as duas soluções de obra, e acontece simultaneamente com a construção do dique. Portanto ela não foi dimensionada e orçada, pois está além do escopo deste trabalho.

Hidromecânicos e Elétricos. Aqui estão englobados todos os serviços de instalação elétrica, além do recebimento e instalação das bombas e das grades metálicas.

Acabamento Final. Foram considerados nessa etapa, todos os serviços realizados no último mês da obra, no qual serão dados os ajustes finais da obra. São eles: a plantação de grama ou colocação de revestimento com enrocamento nos taludes do dique para proteção, instalação da faixa de rolamento sobre o dique para utilização como uma eventual ciclofaixa e passagem de carros de manutenção, entre outros.

6.2.2.1. Cronograma da Obra

Para a elaboração do cronograma da obra, foi considerado o início da obra no dia primeiro de abril com os serviços preliminares que durariam todo o mês. Com essas atividades concluídas, no mês de maio começariam as atividades de escavação obrigatória do dique e da canaleta simultaneamente. Após essa etapa concluída, dar-se-ia início à escavação do reservatório.

O serviço de escavação seria realizado em duas frentes. Uma iria iniciar os trabalhos na obreira de montante, próximo ao córrego Três Pontes, avançando para jusante. A outra frente iniciaria os trabalhos na metade do dique e encerraria na obreira de jusante. Os equipamentos que comporiam cada frente de serviço seriam: uma escavadeira hidráulica para fazer a escavação, uma motoniveladora para preparar a fundação do dique, além de caminhões basculantes que

fariam o transporte de todo o solo escavado até os bota-foras, localizados em Guarulhos e em Itaquaquecetuba.

A tabela 06 mostra o cálculo realizado para determinar a quantidade de dias de trabalho para a conclusão de cada etapa deste serviço. Com um turno de 8 horas de trabalho e a produção sendo limitada pela produção efetiva da escavadeira hidráulica, a produção diária considerada foi de 1.580 m³ de escavação de solo por dia de trabalho para cada frente de serviço (tabela 05). O resultado mostra a necessidade de 26 dias de trabalho para a conclusão das escavações do dique e canaleta, seguido de 12 dias de trabalho para a escavação do reservatório que seria realizado com uma frente única. Assim, a escavação da região do dique iria durar exatamente todo o mês de maio (Figura 66).

Escavação											
Equipamentos											
	TC (min)	Capacidade (m ³)	Produtividade Nominal (m ³ /h)	Fator de Eficiência	Fator de Conversão	Fator de Capacidade	Produtividade Efetiva (m ³ /h)	Turno (h)	Turnos por dia	Número de Unidades	Produção Diária (m ³ /dia)
Escavadeira Hidráulica	0,27	1,70	378	0,83	0,70	0,90	198	8	1	2	3.161
Caminhão Basculante	74	14,00	11	0,83	-	0,90	8	8	1	47	3.181

Tabela 06 - Determinação da produção diária do serviço de Escavação.

	Volume (m ³)	Produção Diária (m ³ /dia)	Dias de Trabalho
Dique + Canaleta	83.489	3.161	26
Reservatório - Etapa 1	17.966	1.580	12

Tabela 07 - Determinação dos dias de trabalho necessário para os serviços de Escavação.

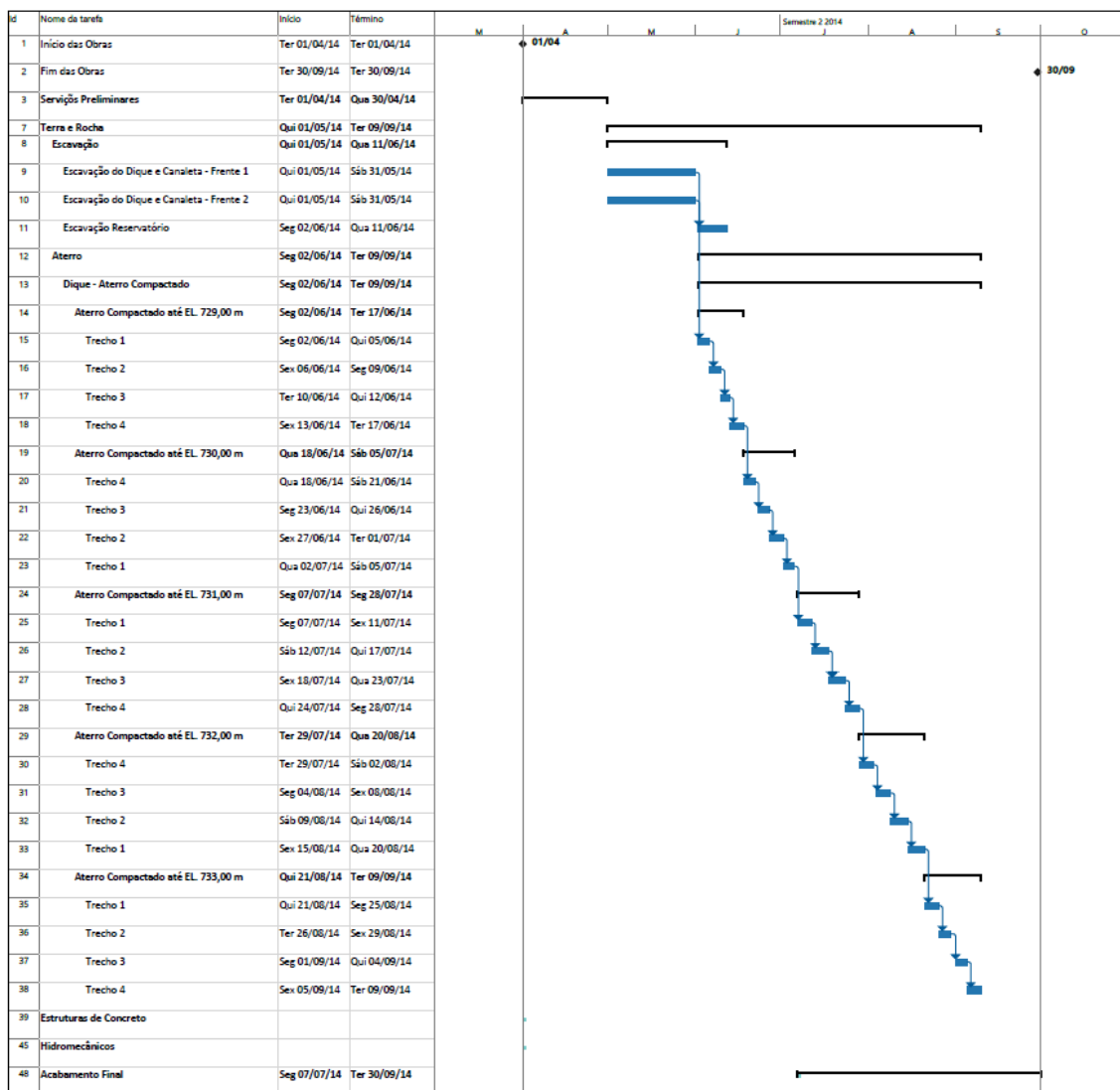


Figura 66 - Gráfico de Gantt do cronograma proposto para o dique em solo compactado.

Para o serviço de construção do dique, com solo compactado, foi considerada uma frente única de trabalho. Os equipamentos que comporiam essa frente de serviço seriam: Um caminhão tanque, para molhar a camada de solo antes da compactação para eventual ajuste da umidade, uma motoniveladora para espalhar o solo que será compactado por um rolo pé de carneiro. Além, também, de uma grade de discos que seria puxada por um trator de pneus e os caminhões basculantes que fariam o transporte do material, da jazida até o canteiro.

A tabela 09 mostra o cálculo realizado para determinar a quantidade de dias de trabalho necessários para a execução do dique. Para o cálculo, admitiu-se que a produtividade da frente seria condicionada pela produtividade efetiva do rolo compactador. Assim, com um turno de oito horas e a produtividade nominal do rolo pé de carneiro de 1.682 m³ de solo compactado

por dia de trabalho, seriam necessários 87 dias úteis de trabalho para a realização deste serviço(tabela 08).

Compactação												
Equipamentos												
	Espessura (m)	Fator de Eficiência	Largura de operação (m)	Largura de Superposição (m)	Largura Útil (m)	Número de Passadas	Velocidade (ida) Média (m/min)	Produtividade Efetiva (m³/h)	Número de Unidades	Turno (h)	Turnos por dia	Produção Diária (m³/dia)
Rolo Pé de Carneiro	0,25	0,83	2,13	0,2	1,93	8	70	210	1	8	1	1.682

Tabela 08 - Determinação da produção diária para o serviço de Compactação de Solo.

Compactação			
Trecho 1 Comprimento: 406 m			
	Volume (m³)	Produção Diária (m³/dia)	Dias de Trabalho
Trecho1 - até 729	6.017	1.676	4
Trecho1 - até 730	6.869	1.676	4
Trecho1 - até 731	8.247	1.676	5
Trecho1 - até 732	7.999	1.676	5
Trecho1 - até 733	6.418	1.676	4
Total	35.550		
Trecho 2 Comprimento: 373 m			
Trecho2 - até 729	5.694	1.676	3
Trecho2 - até 730	6.816	1.676	4
Trecho2 - até 731	8.254	1.676	5
Trecho2 - até 732	7.590	1.676	5
Trecho2 - até 733	6.073	1.676	4
Total	34.427		
Trecho 3 Comprimento: 442 m			
Trecho3 - até 729	6.385	1.676	4
Trecho3 - até 730	7.415	1.676	4
Trecho3 - até 731	8.640	1.676	5
Trecho3 - até 732	8.516	1.676	5
Trecho3 - até 733	6.880	1.676	4
Total	37.836		
Trecho 4 Comprimento: 418 m			
Trecho4 - até 729	6.094	1.676	4
Trecho4 - até 730	7.178	1.676	4
Trecho4 - até 731	8.172	1.676	5
Trecho4 - até 732	8.427	1.676	5
Trecho4 - até 733	6.763	1.676	4
Total	36.634		

Tabela 09 - Determinação dos dias de trabalho para o serviço de compactação de solo.

6.2.2.2. Método Construtivo do Dique

O dique possui uma altura total de cinco metros, e um comprimento de 1.640 metros. Para a sua execução, foi dividido em 4 trechos com os seguintes comprimentos: trecho 1 com 406 metros, trecho 2 com 373 metros, trecho 3 com 442 metros e por fim o trecho 4 com 418 metros.

Cada trecho foi dividido em cinco camadas de 1 metro cada, assim, temos uma camada até a EL. 729 m, outra até a EL. 730 m, assim até chegar à cota da crista na EL. 733 m.

A construção do dique seria realizada iniciando-se com a execução da primeira camada que chega até a EL. 729m do trecho 1, até o trecho 4. Na sequência, a execução da segunda camada, até a EL. 730 m, partido do trecho 4 até o trecho 1. Esse processo seria então repedido, para as próximas camadas até chegar à cota da crista na EL. 733 metros.

6.2.3. Solução Conceitual com Geotubes

Para a elaboração do cronograma da solução conceitual proposta neste trabalho, as etapas de Serviços Preliminares, Estruturas de Concreto, Hidromecânicos e Elétricos e Acabamento Final foram considerados idênticos aos da solução adotada. Portanto, a tarefa que gerou uma nova proposta de cronograma é a de Serviços de Terra e Rocha.

Serviço de Terra e Rocha: Como a escavação para a retirada da primeira camada de argila orgânica muito mole é uma escavação obrigatória para a obra, esta tarefa é a mesma da solução original.

A tarefa de Aterro esta dividida em três partes. A primeira é a que diz respeito ao enchimento dos bolsões Geotubes, a segunda é a compactação de solo ao lado da primeira camada de bolsões, que auxiliará no suportada segunda camada de bolsões. Por último está a camada de revestimento dos bolsões, que pode ser feito de solo compactado ou de enrocamento.

6.2.3.1. Cronograma da Obra

Com o início das escavações do dique no primeiro dia útil de trabalho de maio, foi considerada apenas uma frente de serviço composta pelos seguintes equipamentos: uma escavadeira

hidráulica, uma motoniveladora e caminhões basculantes que levariam o solo escavado para um estoque. Assim, a conclusão dos serviços esta prevista para o último dia de junho, totalizando dois meses para sua execução completa.

No primeiro dia útil do mês de Junho, com o avanço de 50% do serviço de escavação já concluído, iniciar-se-ia o enchimento dos bolsões na ombreira de jusante. Como a velocidade do avanço da camada de geotube é função do número de bombas(tabela 10),o enchimento da primeira camada seria feita com três bombas, assim, não existiria interferência entre a escavação e o enchimento da primeira camada de bolsões.

Com o término do enchimento dos bolsões e da compactação do solo na primeira camada, iniciariam os trabalhos de enchimento da segunda camada, também partindo da ombreira de montante avançando para a de jusante.Juntamente com a frente executando a segunda camada de geotubes com seis bombas, levando a uma produtividade de 1.200 m³ por dia de trabalho no enchimento dos bolsões, quatro outras bombas fariam o enchimento da terceira camada de geotube. A frente de serviço que executaria o enchimento da terceira camada é composta por quatro bombas, e deveria começar com uma defasagem de pelo menos três dias com relação à segunda camada para que não ocorresse interferência entre as duas frentes.

A figura 67 mostra em formato de Gráfico de Gantt o cronograma proposto para a solução em Geotubes.

Enchimento dos Geotubes

Equipamentos

	Produtividade Efetiva (m ³ /h)	Número de Unidades	Turno (h)	Turnos por dia	Produção Diária (m ³ /dia)
Bomba - Linha1	25	3	8	1	600
Bomba - Linha2	25	6	8	1	1.200
Bomba - Linha3	25	4	8	1	800

Tabela 10 - Determinação da produção diária para o serviço de enchimento dos Geotubes.

Enchimento dos Geotubes						
Linha 1 Nº de Geotubes: 110						
	Área (m²)	Comprimento (m)	Volume (m³)	Volume por Geotube(m³)	Produtividade (m³/dia)	Dias de Trabalho (Dias)
	18	1.640	29.077	264	600	49
Linha 2 Nº de Geotubes: 165						
	Área (m²)	Comprimento (m)	Volume (m³)	Volume por Geotube(m³)	Produtividade (m³/dia)	Dias de Trabalho (Dias)
	26	1.640	43.017	261	1.200	36
Linha 3 Nº de Geotubes: 110						
	Área (m²)	Comprimento (m)	Volume (m³)	Volume por Geotube(m³)	Produtividade (m³/dia)	Dias de Trabalho (Dias)
	18	1.640	29.077	264	800	37

Tabela 11 - Determinação dos dias de trabalho para o serviço de enchimento dos Geotubes.

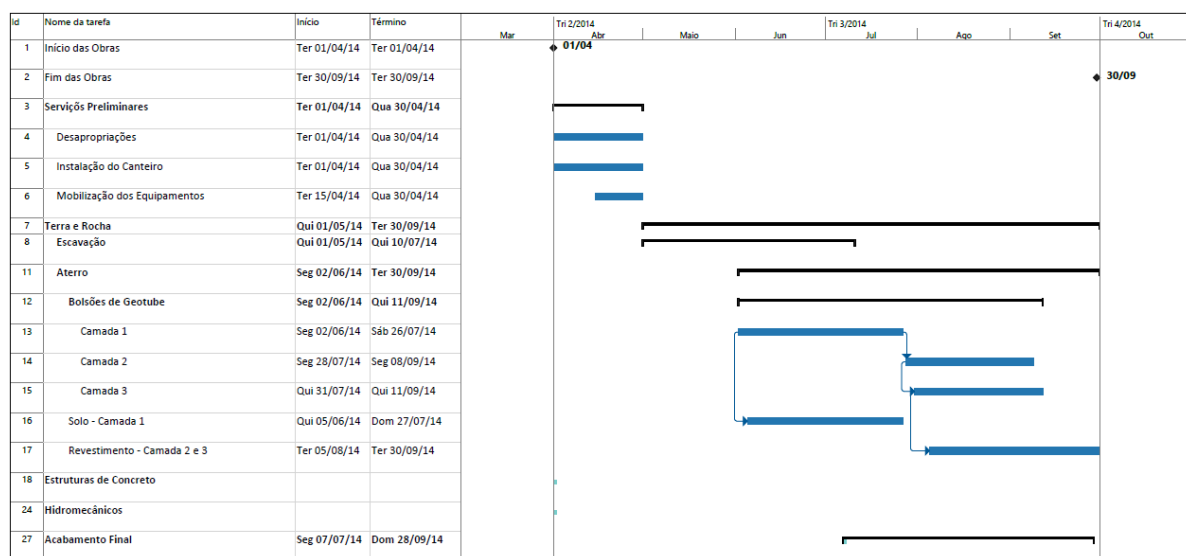


Figura 67 - Gráfico de Gantt do cronograma proposto para a construção do dique com a solução em Geotubes.

6.2.3.2. Método Construtivo do Dique

A execução do enchimento dos bolsões consiste em um processo bastante simples. Todo o solo proveniente das escavações obrigatórias da obra (dique, canaleta e reservatório) seria estocado em área específica para posterior utilização no enchimento dos geotubes. A quantidade de solo que deveria ser usada no enchimento dos bolsões além da quantidade

fornecida pelas escavações obrigatórias seria suprida pela escavação da argila orgânica do próprio local da obra, com a devida autorização dos órgãos reguladores ambientais.

Deverão ser instalados tanques de mistura, que serão usados para fazer a mistura do solo escavado com a água bombeada do rio Tietê, levando o material a uma porcentagem de sólidos adequada para seu bombeamento para dentro do geotube. Essa porcentagem deve ficar entre 5% e 15% de sólidos (Barreto – 2013).

Na tubulação que enviaria o material para os geotubes, seriam conectados tubos de injeção de polímeros floclulantes, que iriam aglutinar as partículas sólidas e acelerar o processo de adensamento do material dentro dos bolsões. Com isso, dois dias após o geotube completamente cheio, ele atingiria 51% de sólidos (Allonda - 2013), ou seja, praticamente adensado. Qualquer adensamento que ainda viria a ocorrer após os dois primeiros dias, será extremamente pequeno, e, portanto, desprezível para influenciar os estudos deste trabalho.

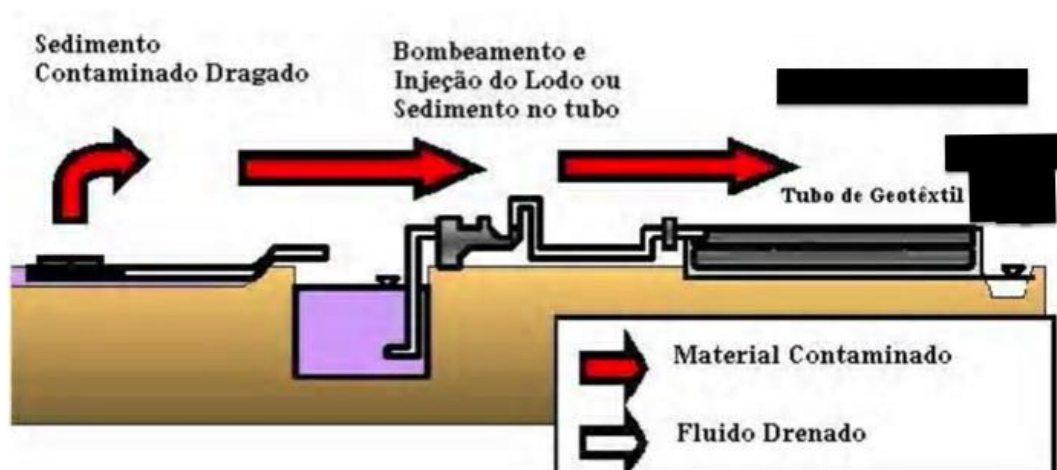


Figura 68 - Esquema genérico do processo de dragagem e bombeamento para enchimento do geotube. Fonte: Pieper (2008); Mori et al (2002)

6.3. Orçamento da Obra

Para um melhor entendimento, a confecção dos orçamentos foi dividida entre a fase de escavação e a fase de compactação tanto para a solução original quanto para a conceitual. E, dentre estas duas fases, cada uma delas é caracterizada individualmente pelos seguintes fatores:

Equipamentos. Além das quantidades e os dias necessários de aluguel dimensionados previamente no cronograma, foram também utilizados os custos horários para aluguel com data base de julho de 2013 (SEMOPI, 2013).

Equipe. As equipes foram dimensionadas a partir dos dados divulgados no Manual de Custos Rodoviários de 2003 do DNIT. Nele, foi possível obter a equipe necessária para cada uma das fases de acordo com os equipamentos escolhidos para a realização da mesma, seja ela de escavação ou de compactação. (DNIT, 2003).

Insumos. Neste quesito, foram levados em conta todos os custos relacionados aos insumos utilizados e custos extras que serão levados em conta, como o preço unitário de cada bolsão geotêxtil, preço de aceitação em cada uma das estações de bota fora ou por metro cúbico de argila. (Barreto, 2013).

A seguir são caracterizados alguns critérios gerais que são utilizados no orçamento, e em seguida o orçamento em si das 2 soluções.

6.3.1. Critérios Gerais Adotados

6.3.1.1. Bota Fora

Para o cálculo dos custos envolvidos com a dispensa do solo contaminado nos bota foras, foram adotados os parâmetros de tempo de ciclo para o transporte, e o custo próprio de aceitação de cada bota fora. Observe que, por serem consideradas 2 localidades diferentes, uma vez que a mais próxima não aceitava solos com um nível de contaminação maior do que a estação de Itaquaquecetuba era capaz de tratar, para efeito de cálculo, foi feita uma média entre os preços de aceitação e dos tempos de ciclo de cada bota fora, chegando-se aos seguintes valores.

Tempo de Ciclo (min)	Custo (R\$/m³)
71	1,78

Tabela 12 - Tempo de ciclo e custos médios das estações de bota fora.

O custo médio do bota fora foi obtido no apêndice G, da Pesquisa de Preços Unitários para Obras Civis feito para a construção do Trem de Alta Velocidade (TAV) que ligaria Rio de Janeiro, São Paulo e Campinas.

6.3.1.2. Jazida de Argila

A obtenção dos custos relacionados à jazida utilizada, parte do princípio que ela está localizada em Guarulhos, e que foi a mesma usada para ambas as soluções. Os parâmetros relevantes que foram levantados formam os custos de transporte, medidos a partir da variável do tempo de ciclo, e os custos de compra, em R\$/m³. (MME, 2009).

Tempo de Ciclo (min)	Custo (R\$/m³)
103	70,00

Tabela 13 - Tempo de ciclo e custo de obtenção da argila. Fonte: (MME, 2009)

6.3.2. Solução Original

Escavação

Equipamentos

	Código	Descrição	Aluguel (R\$/h)	Quantidade (un)	Dias de Aluguel	Custo do Aluguel (R\$)
Escavadeira Hidráulica	94.233	ESCAVADEIRA HIDRÁULICA SOBRE ESTEIRAS CAP. 1,50 M3	128,42	2	33,25	68.310,42
Caminhão Basculante	94.008	CAMINHÃO BASCULANTE - 10 M3	121,74	47	33,25	1.521.839,60
Motoniveladora	94.038	MOTONIVELADORA - 125 HP	145,77	1	33,25	38.770,02

Equipe

	Código	Descrição	Operador (Custo/h)	Quantidade (un)	Dias de Trabalho	Custo MO (R\$)
Op. Escavadeira	2.208	OPERADOR DE ESCAVADEIRA (ESTEIRA OU RODAS) (SGSP)	30,30	2	33,25	16.117,76
Op. Basculante	2.241	MOTORISTA DE CAMINHÃO BASCULANTE (SGSP)	21,43	47	33,25	267.931,65
Op. Motoniveladora	2.213	OPERADOR DE MOTONIVELADORA (SGSP)	32,81	1	33,25	8.725,57
Servente	2.099	SERVENTE (SGSP)	12,61	3	33,25	10.060,36
Engenheiro	1.128	ENGENHEIRO/ ARQUITETO JÚNIOR - ATÉ 5 ANOS DE EXPERIÊNCIA (SGSP)	77,09	1	33,25	20.503,93
Encarregado	1.113	FISCAL DE OBRAS (SGSP)	32,52	1	33,25	8.650,19

Insumos

	Volume Escavado (m³)	Custo Do Bota-Fora (R\$/m³)	Custo Total do Bota-Fora (R\$)
Solo Contaminado	105.081	R\$ 1,78	R\$ 187.044,18

Tabela 14 - Orçamento de Escavação para a Solução Original

Compactação

Equipamentos

	Código	Descrição	Aluguel (R\$/h)	Quantidade (un)	Dias de Aluguel	Custo do Aluguel (R\$)
Rolo Pé de Carneiro	94273	ROLO COMPACTADOR PÉ DE CARNEIRO DE UM CIL. 12,2 TON	124,06	1	87	86.348,96
Motoniveladora	94038	MOTONIVELADORA - 125 HP	145,77	1	87	101.453,28
Grade de Discos	94029	GRADE ARADORA DE 18 DISCOS	2,43	1	87	1.694,34
Trator de Pneus	94059	TRATOR DE TRAÇÃO AGRÍCOLA	62,43	1	87	43.448,08
Caminhão Tanque	94014	CAMINHÃO IRRIGADEIRA - 6000 L- BASCULANTE C/CABINE.	81,69	1	87	56.852,90
Caminhão Basculante	94008	CAMINHÃO BASCULANTE - 10 M3	121,74	29	87	2.457.192,09

Equipe

	Código	Descrição	Operador (Custo/h)	Quantidade (un)	Dias de Trabalho	Custo MO (R\$)
Op. Rolo Compac.	2.216	OPERADOR DE ROLO COMPACTADOR (LISO, PNEUS E PÉ-DE-CARNEIRO) (SGSP)	19,91	1	87	13.858,75
Op. Motoniveladora	2.213	OPERADOR DE MOTONIVELADORA (SGSP)	32,81	1	87	22.833,05
Op. Grade de Discos	2.099	SERVENTE (SGSP)	12,61	1	87	8.775,31
Op. Trator Agrícola	2.245	OPERADOR DE TRATOR AGRÍCOLA (SGSP)	19,42	1	87	13.517,99
Op. Irrigador	2.243	MOTORISTA DE CAMINHÃO IRRIGADOR (SGSP)	19,93	1	87	13.870,24
Op. Basculante	2.241	MOTORISTA DE CAMINHÃO BASCULANTE (SGSP)	21,43	29	87	432.607,71
Servente	2.099	SERVENTE (SGSP)	12,61	2	87	17.550,61
Engenheiro	1.128	ENGENHEIRO/ ARQUITETO JÚNIOR - ATÉ 5 ANOS DE EXPERIÊNCIA (SGSP)	77,09	1	87	53.654,64
Encarregado	1.113	FISCAL DE OBRAS (SGSP)	32,52	1	87	22.635,80

Insumos

	Volume/ Quantidade Utilizado (m³)	Custo Unitário ou por m³(R\$/m³)	Custo Total (R\$)
Geotube	385	R\$ 22.000,00	R\$ 8.470.000,00
Argila	90.036	R\$ 70,00	R\$ 6.302.485,56

Tabela 15 - Orçamento de Compactação para a Solução Original

Custos Totais por Atividade

	R\$
Escavação	R\$ 2.147.953,68
Compactação	R\$ 13.457.583,74
TOTAL	R\$ 15.605.537,41

Tabela 16 - Custos Totais por Atividades para a Solução Original

6.3.3. Solução Conceitual com Geotubes

Escavação

Equipamentos

	Código	Descrição	Aluguel (R\$/h)	Quantidade (un)	Dias de Aluguel	Custo do Aluguel (R\$)
Escavadeira Hidráulica	94.233	ESCAVADEIRA HIDRÁULICA SOBRE ESTEIRAS CAP. 1,50 M3	128,42	1	66,49	68.310,42
Caminhão Basculante	94.008	CAMINHÃO BASCULANTE - 10 M3	121,74	5	66,49	323.795,66
Motoniveladora	94.038	MOTONIVELADORA - 125 HP	145,77	1	66,49	77.540,03

Equipe

	Código	Descrição	Operador (Custo/h)	Quantidade (un)	Dias de Trabalho	Custo MO (R\$)
Op. Escavadeira	2.208	OPERADOR DE ESCAVADEIRA (ESTEIRA OU RODAS) (SGSP)	30,30	1	66,49	16.117,76
Op. Basculante	2.241	MOTORISTA DE CAMINHÃO BASCULANTE (SGSP)	21,43	5	66,49	57.006,74
Op. Motoniveladora	2.213	OPERADOR DE MOTONIVELADORA (SGSP)	32,81	1	66,49	17.451,14
Servente	2.099	SERVENTE (SGSP)	12,61	3	66,49	20.120,72
Engenheiro	1.128	ENGENHEIRO/ ARQUITETO JÚNIOR - ATÉ 5 ANOS DE EXPERIÊNCIA (SGSP)	77,09	1	66,49	41.007,87
Encarregado	1.113	FISCAL DE OBRAS (SGSP)	32,52	1	66,49	17.300,38

Tabela 17 - Orçamento de Escavação para a Solução Conceitual

É interessante observar que para a solução conceitual não há custos de insumos envolvidos.

Compactação

Equipamentos

	Código	Descrição	Aluguel (R\$/h)	Quantidade (un)	Dias de Aluguel	Custo do Aluguel (R\$)
Bomba - Linha1	94.205	BOMBA DE ARGAMASSA CAP. 30 A 120 L/MIN	R\$ 21,58	3	49	R\$ 25.382,20
Bomba - Linha2	94.205	BOMBA DE ARGAMASSA CAP. 30 A 120 L/MIN	R\$ 21,58	6	36	R\$ 37.296,29
Bomba - Linha3	94.205	BOMBA DE ARGAMASSA CAP. 30 A 120 L/MIN	R\$ 21,58	4	37	R\$ 25.554,86
Estação de Polímero	xxxxx	DADOS FORNECIDOS PELA ALLONDA	R\$ 62,50	1	122	R\$ 61.000,00
Barrilete	70.413	TUBO DE AÇO GALVANIZADO PARA CONDUÇÃO COM COSTURA 8"	R\$ 122,68	830	1	R\$ 101.824,40
Draga 8 Pol	xxxxx	DADOS FORNECIDOS PELA ALLONDA	R\$ 93,75	1	122	R\$ 91.500,00
Trator esteira pá carregadeira	94.233	ESCAVADEIRA HIDRÁULICA SOBRE ESTEIRAS CAP. 1,50 M3	R\$ 128,42	1	122	R\$ 125.333,63
Caminhão Basculante - Linha 1	94.008	CAMINHÃO BASCULANTE - 10 M3	R\$ 121,74	6	49	R\$ 267.773,23
Soquete de impacto - Linha 1	94.306	SOQUETE VIBRATÓRIO	R\$ 17,04	1	49	R\$ 6.681,21
Caminhão Basculante - Linha 3	94.008	CAMINHÃO BASCULANTE - 10 M3	R\$ 121,74	34	37	R\$ 1.225.575,09
Soquete de impacto - Linha 3	94.306	SOQUETE VIBRATÓRIO	R\$ 17,04	1	37	R\$ 5.044,99

Equipe

	Código	Descrição	Operador (Custo/h)	Quantidade (un)	Dias de Trabalho	Custo MO (R\$)
Op. Basculante Linha 1	2.241	MOTORISTA DE CAMINHÃO BASCULANTE (SGSP)	21,43	6	49	R\$ 47.136,51
Op. Basculante Linha 3	2.241	MOTORISTA DE CAMINHÃO BASCULANTE (SGSP)	21,43	34	37	R\$ 215.739,78
Operador de Draga	2.215	OPERADOR DE RETRO-ESCAVADEIRA (ESTEIRA OU RODAS) (SGSP)	24,92	1	122	R\$ 24.325,14
Mecânico	2.203	OPERADOR DE BOMBAS PARA CONCRETO (SGSP)	15,96	1	122	R\$ 15.579,40
Servente	2.099	SERVENTE (SGSP)	12,61	4	122	R\$ 49.229,44
Engenheiro	1.128	ENGENHEIRO/ ARQUITETO JÚNIOR - ATÉ 5 ANOS DE EXPERIÊNCIA (SGSP)	77,09	1	122	R\$ 75.239,84
Encarregado	1.113	FISCAL DE OBRAS (SGSP)	32,52	1	122	R\$ 31.739,52

Insumos

	Volume/ Quantidade Utilizado (m³)	Custo Unitário ou por m³ (R\$/m³)	Custo Total (R\$)
Geotube	385	R\$ 22.000,00	R\$ 8.470.000,00
Argila	90.036	R\$ 70,00	R\$ 6.302.485,56

Tabela 18 - Orçamento de Compactação para a Solução Conceitual

Custos Totais por Atividade

	R\$
Escavação	R\$ 638.650,71
Compactação	R\$ 17.204.441,09
TOTAL	R\$ 17.843.091,80

Tabela 19 - Custos Totais por Atividades para a Solução Conceitual

7. Conclusão

Este trabalho estudou a utilização de bolsões geotêxteis como técnica alternativa na construção do dique no Jardim Romano. Para isso, foi avaliada a viabilidade técnica e econômica da construção do dique utilizando bolsões geotêxteis preenchidos com o solo escavado no próprio local, comparada com a solução adotada para a obra, em argila compactada.

Deve-se ressaltar que para os cálculos deste trabalho, algumas premissas tiveram que ser adotadas. Para que os resultados sejam validados, ensaios laboratoriais e de campo devem ser feitos para comprovar cada premissa.

A partir dos resultados obtidos neste trabalho, pode-se concluir que a construção do dique utilizando os Geotubes é tecnicamente viável. Utilizando o software PLAXIS 8.6, foram estudadas as capacidades de carga e deslocamentos verticais sofridas pelas camadas de solo que compõem a fundação e irão receber as cargas do dique. As análises realizadas mostraram que, mesmo preenchidos com argila orgânica de propriedades geotécnicas inferiores, o Geotube é capaz de conferir estabilidade ao aterro, atingindo fatores de segurança satisfatórios.

Os estudos também demonstraram que está garantida a função principal do dique, que é de impedir que as águas do rio Tietê invadam o bairro Jardim Romano. A rede de fluxo formada quando o rio está em sua cota máxima na cheia, gera uma vazão extremamente pequena para jusante do dique e que será captada pela canaleta e levada ao reservatório.

Com os orçamentos gerados a partir dos cronogramas propostos e do dimensionamento de equipamentos e mão de obra, foi possível chegar a valores que indicam que a alternativa adotada com argila compactada é economicamente mais atrativa. Porém, devido à complexidade da obra e as diversas premissas que tiveram que ser adotadas no decorrer do estudo, pode-se afirmar que a diferença obtida de aproximadamente 14% não é conclusiva. Novos estudos, mais aprofundados e acompanhados por ensaios laboratoriais, devem ser feitos a fim de se chegar a um resultado mais confiável.

Como vantagem da alternativa com Geotubes destaca-se o fato de que os bolsões são preenchidos com o próprio material escavado no local da obra, o que dispensa a necessidade

de transportar o solo até um bota-fora, além de demandar um volume muito menor de argila vinda da jazida para a construção do dique. Essa vantagem leva a um dimensionamento de frota composto por cinco caminhões basculante apenas, número extremamente pequeno, quando comparado aos 47 necessários para o dique em argila compactada.

A simplicidade da técnica utilizada para o enchimento dos bolsões também é uma vantagem importante. Além, também, de não sofrer influência do regime de chuvas, o que garante o cumprimento dos prazos do cronograma maior, quando comparado com a técnica adotada, que possui sua produtividade extremamente dependente dos regimes de chuva nos meses da obra.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALLONDA GEOSINTÉTICOS AMBIENTAIS. Publicação eletrônica [mensagem pessoal]. Mensagem recebida por <lucasladeia1602@gmail.com> em 13 nov. 2013.

ALLONDA, Geossintéticos Ambientais. *Estudo de Caso, Dragagem e contenção de Sedimentos Contaminados*. Disponível em:<<http://allonda.com/index.php/estudos-de-caso/>>. Acesso em: 7 dez. 2013.

ASTM - *Standard Terminology for geosynthetics*. American Society for Testing and Materials, D 4439-01. New York, 2001.

BARRETO, Daniel Mortari. Publicação eletrônica [mensagem pessoal]. Mensagem recebida por <giancoli.fabio@gmail.com> em 5 dez. 2013.

BARTALINI, V. *Os córregos ocultos e a rede de espaços públicos urbanos*. Pós-Revista do Programa de Pós Graduação em Arquitetura e Urbanismo da FAUUSP, São Paulo, n. 16, dez. 2004.

BOWLES, J. E. *Foundation Analysis and Designs*. Mc Graw Hill Inc. 3rd ed, 1982.

CANÇADO, V. L. *Consequências Econômicas das inundações e vulnerabilidade: Desenvolvimento de metodologia para avaliação do impacto nos domicílios e na cidade*. UFMG - Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos, 2009.

CANHOLI, A. P. *Drenagem Urbana e Controle de Enchentes* – São Paulo, Oficina de Textos, 2005.

CICCO, V. *Determinação da evapotranspiração pelos métodos dos balanços hídrico e de cloreto e a quantificação da interceptação das chuvas na Mata Atlântica*. São Paulo, SP e Cunha, SP. 2009. Tese (Doutorado em Geografia Física) – Faculdade de Filosofia, Letras e Ciências Humanas, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009. Disponível em: <http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/8/8135/tde-23112009-150138/>. Acesso em: 21 junho 2013.

COLENUTT, A. *Saltmarsh management techniques: a review*. Lymington, Reino Unido, outubro 2001. Disponível em: <<http://www.rockbourne-pc.gov.uk/media/adobe/reviewofsaltmarshmanagementtechniques2001.pdf>>. Acesso em: 16 maio 2013.

CORRÊA, I. C. S. - *Topografia Aplicada à Engenharia Civil*- Porto Alegre, Departamento de Geodésia – IG/UFRGS, 2012.

DAEE - *Guia práticos para projetos de pequenas obras hidráulicas*. São Paulo, Departamento de Águas e Energia Elétrica – DAEE, 2006 13-22p.

DAEE – a – Parque Várzeas do Tietê. Departamento de Águas e Energia Elétrica. In: Combate a Enchentes. Disponível em: <http://www.daee.sp.gov.br/index.php?option=com_content&view=article&id=565:parque-varzeas-do-tiete-o-maior-parque-linear-do-mundo&catid=48:noticias&Itemid=53>. Acesso em: 26 maio 2013.

DAEE – b – Retificação e Decadência. Departamento de Águas e Energia Elétrica. Disponível em: http://www.daee.sp.gov.br/index.php?option=com_content&view=article&id=796%3Aretificacao-e-decadencia&catid=54%3Aparques&Itemid=53>. Acesso em: 01 jun. 2013.

DAEE – *Relatório Técnico do Desassoreamento do Rio Tietê: Trecho da Barragem da Penha - Córrego Três Pontes*. São Paulo, Departamento de Águas e Energia Elétrica – DAEE, 2010

DNIT – *Manual de Custos Rodoviários*. 3. Ed. – Rio de Janeiro, 2003. v.4: Composições de custos unitários de referência; obras de construção rodoviária. t.1: Terraplanagem e pavimentação.

FOWLER, J.; SPRAGUE, C. J. *Dredged Material Filled Geotextile Containers*. Symposium on Coastal and Ocean Management. (1993) Ed by Orville, T. Magoon et al. New York, N. Y. ASCE.

GLOBO. Moradores da vila Itaim sofrem com mesmas ruas alagadas todos ano. Disponível em: <<http://g1.globo.com/sao-paulo/noticia/2012/02/moradores-da-vila-itaim-sofrem-com-mesmas-ruas-alagadas-todo-ano.html>>. Publicado em 06/02/2012.

GRECO, J. A. S.. *Terraplenagem (Notas de Aula)*. Disciplina: Construção de Estradas e Vias Urbanas. Universidade Federal de Minas Gerais. ca 2010.

HADDAD, E. A.; TEIXEIRA, E.. *Economic impacts of natural disasters in megacities: the case of floods in São Paulo, Brazil*

IBGE - *Apostila de Noções Básicas de Cartografia* - São Paulo, Departamento de cartografia – DECAR, 1998

JORGE, J. *Tietê, o rio que a cidade perdeu: o tietê em São Paulo 1890 – 1940*. São Paulo: Alameda, 2006.

LÍBERO, Casper. Jardim Romano e Vila Itaim: o drama das enchentes do rio Tietê. Disponível em <<http://www.casperlibero.edu.br/noticias/index.php/,n=9131.html>>. Acesso em 20/06/2013.

MACHADO, M. L.. *Curvas de danos de inundação versus profundidade de submersão: Desenvolvimento de metodologia*. UFMG – Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos, 2005.

MENDES, H. C.; MARCO, G.; ANDRADE, J. P.; SOUZA, S. A.; MACEDO, R. *Reflexões sobre impactos das inundações e propostas de políticas de públicas mitigadoras*. EESC – Departamento de Hidráulica e Saneamento, 2004

MME (Ministério de Minas e Energia) - *Relatório Técnico 32, Perfil de Argilas para Cerâmicas Vermelhas*. Setembro 2009. Disponível em: <http://www.mme.gov.br/sgm/galerias/arquivos/plano_duo_decenal/a_mineracao_brasileira/P23_RT32_Perfil_da_Argila.pdf>

MORI, H.; MIM, H. E.; TSIINEOKA, N. *The use of geo-tube method to retard the migration of contaminants in dredge soil*. GEOSYNTHETICS - 7TH ICG, 2002, Nice. Anais... 2002. p.1017-1020.

NAKASONE, LUCIA M. *implantação de Reservatório de Detenção em Conjuntos Habitacionais: A Experiência da CDHU*. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, USP: São Paulo, 2005.

PIEPER, K.C. *Avaliação do uso de geossintético para o deságüe e geocontenção de resíduos sólidos de estação de tratamento de água*. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS: Porto Alegre, 2008.

Ramos, Vander. Após 3 anos, Jardim Romano relembra enchente que durou meses. *Folha de São Paulo*, São Paulo, 06 dez. 2012. Disponível em: <<http://mural.blogfolha.uol.com.br/2012/12/06/apos-3-anos-jardim-romano-relembra-enchente-que-durou-meses/>>. Acesso em: 04 jun. 2013.

RICARDO, H. S.; CATALANI, G. *Manual Prático de Escavação. Terraplenagem e Escavação de Rocha*. 2.ed. São Paulo: Pini, 1990

RUI, Brasil. O Projeto Várzeas do Tietê. In: Controle de Enchentes - 10 anos do Plano Diretor de Macrodrenagem da Bacia Hidrográfica do Alto Tietê, 02 a 04 dez. 2008. São Paulo. Disponível em: <<http://www.acquacon.com.br/drenagem/download.php>>. Acesso em: 12 maio 2013.

SEMOPI (Secretaria Municipal de Infraestrutura Urbana e Obras) – *Tabela de Custos* data base Julho 2013. Disponível em: http://www.prefeitura.sp.gov.br/cidade/secretarias/infraestrutura/tabelas_de_custos/

SPELT, K. *Geotubes as the Core of Guide Dams for Naviduct at Enkhuizen, The Netherlands*. [S.l.:s.n.]; [2001]. Disponível em: <<http://www.iadc-dredging.com/ul/cms/terraetagua/document/1/0/6/106/106/1/terra-et-aqua-nr83-03.pdf>>. Acesso em: 16 maio 2013.

SPELT, K. *Geotubes as the Core of Guide Dams for Naviduct at Enkhuizen*, The Netherlands. Terra Et Aqua, n.83, p.21-25, jun. 2001. Acesso em: 16 maio 2013.

SingRH – *Banco de Dados Pluviométricos do Estado de São Paulo*. Disponível em: <<http://www.sigrh.sp.gov.br/cgi-bin/bdhm.exe/plu>>. Acesso em: 26 nov. 2013.

TUCCI, C.E.M. et. al. *Hidrologia: Ciência Aplicação*. Vol 4. 1ª ed. Editora da UFRGS/ABRH/EDUSP, Porto Alegre –RS. 943p, 1993.

TUCCI, C. E. M. *Inundações Urbanas*. 1ª ed. Editora ABRH. 389p, 2007.

TUCCI ET AL. (Adriano Rolim da Paz; Walter Collischonn & Carlos E. M. Tucci) - *Simulação Hidrológica de Rios com Grandes Planícies de Inundação* — Revista Brasileira de Recursos Hídricos Volume 15 n.4 Out/Dez 2010

VAN DER TOL, JOHAN & SITTING, HELEEN. *Holanda se encolhe atrás dos diques*. 26 de junho de 2011. Disponível em: <<http://www.portugues-brasil.iede.eu/archive/421907>>, Acesso em: 20 maio 2013.

VENUTI, A. Pôlderes Holandeses. *Tudo Super Interessante*. (BLOG). Disponível em: <<http://tudosuperinteressante.blogspot.com.br/2011/05/polderes-holandezes.html>>. Acesso em: 8 junho 2013.

WORLD METEOROLOGICAL ORGANIZATION. *Guide to Hydrological Practices*. 5ª ed. 1994.