

**UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA POLITÉCNICA**

Soluções estruturais não convencionais em drenagem urbana

**São Paulo
2016
TRABALHO FINAL**

Soluções estruturais não convencionais em drenagem urbana

**Carolina Maria Andrade Carrera
Catherine Ayumi Miyazaki**

**Daniel Nabhan Guerra
Guilherme Gonçalves Silva**

Orientador: Prof. Dr. Pedro Wellington Gonçalves do Nascimento Teixeira

São Paulo

2016

**Trabalho final apresentado à Escola Politécnica da
Universidade de São Paulo para a obtenção do título
de bacharel em engenharia civil.**

Aprovado em:

Banca Examinadora

Prof. Dr. _____ **Instituição** _____

Julgamento _____ **Assinatura** _____

Prof. Dr. _____ **Instituição** _____

Julgamento _____ **Assinatura** _____

Prof. Dr. _____ **Instituição** _____

Julgamento _____ **Assinatura** _____

Prof. Dr. _____ **Instituição** _____

Julgamento _____ **Assinatura** _____

Sumário

1. Introdução.....	15
1.1 Descrição do Tema.....	15
1.2 Justificativa	16
1.3 Objetivos	17
1.4 Metodologia	18
2. Revisão Bibliográfica	19
3. Caracterização do Problema	22
3.1 Inundações Urbanas	22
3.1.1 Urbanização e Situação Atual.....	22
3.1.2 Medidas de Controle: Tipos de Soluções Existentes	26
3.2 Concepção Básica Do Projeto Aplicada ao Local de Estudo	29
3.3 Integração do Projeto ao entorno/ ambiente urbano	30
3.4 Análise de características da área de estudo	31
3.2.1 Divisão Bacias e Sub-bacias	31
3.2.2 Área de Estudo/ Motivação.....	32
3.2.3 Ponto Crítico - base	33
3.2.4 Solo da Região.....	38
4. Análises Hidrológicas e Hidráulicas – Determinação da Chuva de Projeto.....	53
4.1 Estudo Hidrológico	53
4.1.1 Objetivos	53
4.1.2 Metodologia.....	54
4.1.3 Parâmetros de Projeto.....	55
4.1.4 Chuva de Projeto	61
4.1.5 Modelo Chuva x Vazão	65
4.1.6 Hidrograma de Projeto	67
4.2 Visão Hidráulica do Problema.....	72
4.2.1 Análise do Sistema de Macrodrenagem	72
4.2.2 Verificação do Ponto em que o sistema apresenta capacidade insuficiente.....	76
4.2.3 Utilização da Solução – Aplicação e Necessidades Adicionais.....	77
5. Solução Proposta	79
5.1 Proposta do tipo de dispositivo.....	79
5.1.1 Formato Cilíndrico	79
5.1.2. Formato Cônico	82

5.2 Estudo de Percolação.....	83
5.2.1 Introdução	83
5.2.2 NA elevado conforme sondagem	92
5.2.3 NA a 4 m do fundo	98
5.2.3 Simulação do Experimento	101
5.2.4 Análise dos Resultados	107
5.3 Funcionamento do Reservatório	109
5.4 Detalhamento do Funcionamento do Reservatório	113
5.4.1 Vazão de Escoamento, lâmina d'água e bocas de lobo	113
5.4.2 Enchimento	115
5.4.3 Saturação Máxima	118
5.4.4 Esvaziamento do Reservatório	118
5.4.5 Reservatório Cônico – considerações	121
5.5 Descrição de elementos e dispositivos utilizados	121
6. Conceção Estrutural	123
6.1 Modelo de Viga sobre Base Elástica	123
6.1.1 Parâmetros Adotados	125
6.1.2 Modelos Elaborados	126
6.2 Análise de deformação da estrutura – SAP 2000.....	136
6.2.1 Introdução	136
6.2.2 Elaboração do Modelo	136
7. Modelagem Geotécnica	142
7.1 Empuxo do Solo	142
7.2 Estabilidade do Talude – Geoslope	151
7.2.1 Introdução	151
7.2.2 Descrição dos modelos numéricos	158
7.2.3 Análise dos Resultados	169
7.3 Modelagem de Elementos Finitos – Plaxis	170
7.3.1 Introdução	170
7.3.2 Descrição do Modelo	171
7.3.3 Considerações Adicionais	173
7.3.4 Parâmetros utilizados	173
7.3.5 Elaboração do Modelo	174
8. Experimento no Laboratório de Mecânica dos Solos	179
8.1 Introdução	179

8.2	Objetivos	180
8.3	Metodologia	181
8.4	Materiais	183
8.5	Montagem	186
8.6	Procedimentos	188
	1º Ensaio	189
	2º Ensaio	193
	3º Ensaio	195
	4º Ensaio	198
8.7	Análise	200
9.	Planejamento da Obra	219
	9.1 Detalhamento do Método Construtivo	219
	9.2 Orçamento	227
10.	Síntese do Problema e Análise dos Resultados Finais	230
11.	Referências	232
	ANEXO I	236
	ANEXO II	236
	ANEXO III	243

Índice de Figuras

Figura 1 - Gráfico qualitativo expressando o efeito da urbanização sobre a vazão (Baseado em TUCCI, 2007).....	21
Figura 2 - Tamanho populacional x Risco de enchente	23
Figura 3 - Impermeabilização x escoamento superficial.....	24
Figura 4 - Ocupação Urbana em Áreas de Várzea	25
Figura 5 - Possíveis Locais para localizar reservatórios.....	29
Figura 6 - Representação Bocas de Lobo, Sentido de Escoamento e Possíveis Locais.....	30
Figura 7 - Posicionamento do Córrego Uberabinha	32
Figura 8- Pontos avaliados do Bairro de Moema afetados pela chuva no mapa disponível no Google.....	34
Figura 9: Croqui representativo.....	35
Figura 10- Esquina da Av. Ibijaú com a Al. Jauaperi	36
Figura 11 - Encontro da Al. Jauaperi com a Av. Ibijaú	36
Figura 12 - Visão do Cruzamento da Av. Ibijaú com a Al. Jauaperi	37
Figura 13 - Outra visão do Cruzamento da Av. Ibijaú com a Al. Jauaperi	37
Figura 14 - Mapa Topográfico - Ab'Saber (1957).....	39
Figura 15 - Mapa Hipstométrico de São Paulo.....	41
Figura 16 - Relação do solo com as cargas de pré-adensamento do centro da cidade, M. Vargas (1951).....	42
Figura 17 - Postos pluviométricos mais próximos da região estudada. Autoria própria.	62
Figura 18 - Hietograma de Projeto	65
Figura 19 – Gráfico de comparação entre a chuva total de projeto e a chuva excedente gerada. 67	
Figura 20 - Hidrograma Unitário Sintético calculado para a bacia.	68
Figura 21 - Gráfico do hidrograma de projeto	71
Figura 22 - Sentido do Córrego Uberabinha.....	72
Figura 23 - Ponto de estudo: Ibijaú, Gaivota, Jauaperi, Arapanés	73
Figura 24 - Detalhamento da união dos braços do Córrego	74
Figura 25 - Bocas de Lobo e Sentido de escoamento do local de estudo	75
Figura 26 - Ponto Crítico de acordo com o Relatório da Prefeitura de São Paulo	75
Figura 27 - Vista Frontal do Reservatório Cilíndrico	81
Figura 28 - Vista Superior do Reservatório Cilíndrico	81
Figura 29 - Vista Frontal do Reservatório Cônico	82
Figura 30 - Vista Superior do Reservatório Cônico	83
Figura 31 - Caminho do Fluxo da Água	85
Figura 32 - Triângulo de Burland modificado	88
Figura 33- Gráfico Vol. Reservatório x Altura da água.....	91
Figura 34 - Gráfico Área Superficial x Altura de água	92
Figura 35 - Furo de seção geológica genérica adotado	93
Figura 36 - Nós - Reservatório Cilíndrico, Discretização da malha.....	95
Figura 37 - Resultados obtidos - Reservatório Cilíndrico	95

Figura 38 - Nós: Reservatório Cônico, Discretização da malha	96
Figura 39 - Gráfico do fluxo de água na interface solo- reservatório	97
Figura 40 - Resultados obtidos - Reservatório Cônico	97
Figura 41 - Nós: Reservatório Cilíndrico, Discretização da malha	98
Figura 42 - Gráfico do fluxo de água na interface solo-reservatório	100
Figura 43 - Resultados obtidos - Reservatório cônico	100
Figura 44 - Nós: Reservatório cilíndrico, discretização de malha	103
Figura 45 - Gráfico do fluxo de água na interface solo- reservatório	104
Figura 46 - Gráfico Representativo com vazão resultante.....	104
Figura 47 - Nós: Reservatório Cônico, Discretização da malha	105
Figura 48- Gráfico fluxo de água na interface solo - reservatório	106
Figura 49 - Gráfico representativo com vazão resultante	106
Figura 50 - Rede de Fluxo - Reservatório Cônico	108
Figura 51 - Rede de Fluxo - Reservatório Cilíndrico	109
Figura 52 - Esquema geral do Funcionamento do Reservatório	110
Figura 53 - Funcionamento do Reservatório - Parte 1.....	110
Figura 54 - Funcionamento do Reservatório - Parte 2.....	111
Figura 55 - Funcionamento do Reservatório - Parte 3.....	111
Figura 56 - Funcionamento do Reservatório - Parte 4.....	111
Figura 57 - Funcionamento do Reservatório - Parte 5.....	112
Figura 58 - Funcionamento do Reservatório - Parte 6.....	112
Figura 59 - Funcionamento do Reservatório - Parte 7.....	113
Figura 60 - Funcionamento do Reservatório - Parte 8.....	113
Figura 61 - Válvula de Controle de Nível Altimétrica.....	122
Figura 62 - Utilização da Manta, Artigo Lúcia Helena – 2008 (1)	122
Figura 63 - Utilização da Manta, Artigo Lúcia Helena – 2008 (2)	123
Figura 64 - Tubo PVC Tigre (Branco), 400 mm de diâmetro e até 6 metros de comprimento..	123
Figura 65: Modelo da primeira etapa construtiva.	127
Figura 66: Modelo da segunda etapa construtivo.	127
Figura 67: Modelo da terceira etapa construtiva.....	128
Figura 68: Modelo da quarta etapa construtiva.....	128
Figura 69: Modelo da última etapa do método construtivo.	129
Figura 70: Diagrama de My da estrutura final, em função do método construtivo.	134
<i>Figura 71: Diagrama de V da estrutura final, em função do método construtivo.</i>	<i>134</i>
Figura 72: Diagrama de força normal $N\theta$ da estrutura final.	135
Figura 73 - Diagrama de deformações da estrutura final	135
Figura 74 - Modelo da casca em elementos de barra equivalentes.	138
Figura 75 - Orientação e disposição de vigas e pilares	139
Figura 76 - Uso de molas como condição de contorno da base do reservatório.....	140
Figura 77 - Deformada da estrutura S1.	141
Figura 78 - Deformada da estrutura diante da sobrecarga S2.....	141
Figura 79 - Gráfico: Tensões verticais no solo estimadas pela Equação de Boussinesq	150
Figura 80 - Gráfico: Tensões horizontais do solo pela profundidade	151
Figura 81 - Representação da atuação das forças	152
Figura 82 - Fator de Segurança em Função do Lambda.....	155

Figura 83 - Força e Momento em função do λ	156
Figura 84 - Equilíbrio de Forças – Superfície Plana	157
Figura 85 - Equilíbrio de Forças - Superfície Composta	158
Figura 86 - Modelo com Coeficiente de Segurança e Superfície de Ruptura Crítica (1a escavação) – Reservatório Cilíndrico	160
Figura 87 - Gráfico: Fator de Segurança e λ (1a escavação) - Reservatório Cilíndrico	161
Figura 88 - Modelo com Coeficiente de Segurança e Superfície de Ruptura Crítica (1a escavação) – Reservatório Cônico	161
Figura 89 - Gráfico: Fator de Segurança e λ (1a escavação) - Reservatório Cônico	162
Figura 90 - Modelo com Coeficiente de Segurança e Superfície de Ruptura Crítica (2a escavação) – Reservatório Cilíndrico	163
Figura 91 - Gráfico: Fator de Segurança e λ (2a escavação) - Reservatório Cilíndrico	163
Figura 92 - Modelo com Coeficiente de Segurança e Superfície de Ruptura Crítica (2a escavação) – Reservatório Cônico	164
Figura 93 - Gráfico: Fator de Segurança e λ (2a escavação) - Reservatório Cônico	164
Figura 94 - Modelo com Coeficiente de Segurança e Superfície de Ruptura Crítica (3a escavação) – Reservatório Cilíndrico	165
Figura 95 - Gráfico: Fator de Segurança e λ (3a escavação) - Reservatório Cilíndrico	165
Figura 96 - Modelo com Coeficiente de Segurança e Superfície de Ruptura Crítica (3a escavação) – Reservatório Cônico	166
Figura 97 - Gráfico: Fator de Segurança e λ (3a escavação) - Reservatório Cônico	166
Figura 98 - Modelo com Coeficiente de Segurança e Superfície de Ruptura Crítica (4a escavação) – Reservatório Cilíndrico	167
Figura 99 - Gráfico: Fator de Segurança e λ (4a escavação) - Reservatório Cilíndrico	167
Figura 100 - Modelo com Coeficiente de Segurança e Superfície de Ruptura Crítica (4a escavação) – Reservatório Cônico	168
Figura 101 - Gráfico: Fator de Segurança e λ (4a escavação) - Reservatório Cônico	168
Figura 102 - Modelo da Etapa Construtiva 1	175
Figura 103 - Modelo da Etapa Construtiva 10	175
Figura 104 - Deformada da Etapa Construtiva 10	176
Figura 105 - Experimento elaborado no Laboratório de Mecânica dos Solos (LMS)	179
Figura 106 - Curva Granulométrica Areia Fina IPT	183
Figura 107 - Materiais Utilizados	185
Figura 108 - Caixa de areia do Experimento	186
Figura 109 - Caixa de Areia do Experimento (2)	187
Figura 110 - Máximo Nível D'água – Primeiro Ensaio	191
Figura 111 - Máximo Nível D'água – Primeiro Ensaio (2)	191
Figura 112 - Experimento após o primeiro ensaio	192
Figura 113 - Experimento após o primeiro ensaio (2)	192
Figura 114 - Experimento antes do Segundo Ensaio	193
Figura 115 - Máximo NA atingido no Segundo Ensaio	194
Figura 116 - Término do Segundo Ensaio	194
Figura 117 - Término do Segundo Ensaio (2)	195
Figura 118 - Experimento antes do Terceiro Ensaio	195
Figura 119 - NA máximo - Terceiro Ensaio	196

Figura 120 - Corante Aplicado	197
Figura 121 - Experimento Após Terceiro Ensaio	197
Figura 122 - Antes do Quarto Ensaio	198
Figura 123 - NA máximo Quarto Ensaio	199
Figura 124 - Término do Quarto Ensaio.....	199
Figura 125 - Ruptura Hidráulica.....	203
Figura 126 - Ruptura Hidráulica (2)	204
Figura 127 - Rede de Fluxo	205
Figura 128 - Altura da lâmina d'água - Ensaio 1	207
Figura 129 - Vazão Pelo Tempo - Ensaio 1.....	208
Figura 130 - Volumes de água infiltrados com o tempo - Ensaio 1.....	208
Figura 131 - Altura da lâmina d'água - Ensaio 2	210
Figura 132 - Vazões ao longo do tempo - Ensaio 2	210
Figura 133 - Volumes de água infiltrados pelo tempo - Ensaio 2	211
Figura 134- Altura da lâmina d'água - Ensaio 3	215
Figura 135 - Vazões ao longo do tempo - Ensaio 3.....	215
Figura 136 - Volumes de água infiltrados com o tempo - Ensaio 3.....	216
Figura 137 - Altura da lâmina d'água - Ensaio 4	217
Figura 138 - Vazões pelo Tempo - Ensaio 4	218
Figura 139 - Volumes de água infiltrados pelo tempo - Ensaio 4	218
Figura 140 Detalhe da borda da laje de fundo	221
Figura 141 - Deslocamentos do maciço totais em x.	243
Figura 142 - Deslocamentos do maciço totais em y.	244
Figura 143 - Direções das tensões principais do maciço.	244
Figura 144 - Pontos de plastificação do maciço na última fase.	244
Figura 145 - Deslocamentos totais da estrutura.	245
Figura 146 - Envoltória de forças cortantes da estrutura.	245
Figura 147 - Envoltória de momentos fletores da estrutura.	246
Figura 148 - Envoltória de forças axiais da estrutura.	246

Índice de Tabelas

Tabela 1 - Média (em mm) de chuvas entre os anos 1940 e 2003	20
Tabela 2- Tabela de parâmetros geotécnicos base para aterros e aluviões. Fonte: CMSP (1994)	43
Tabela 3- Valores de SPT na sondagem do local escolhido	47
Tabela 4 – Descrição Geral da Camada de Solo	48
Tabela 5 - Parâmetros de Solo adotados	49
Tabela 6 - Bacias dos Principais Centros Urbanos Regionais e Seus Parâmetros	56
Tabela 7 - Principais Litotipos da Região e suas Composições, PDMAT2 (2010)	58
Tabela 8 - Porcentagem dos litotipos constituintes e dos grupos de solo equivalentes. (PDMAT2 2010)	59
Tabela 9 - Porcentagem dos litotipos constituintes e dos grupos de solo equivalentes. (PDMAT2 2010)	60
Tabela 10 - Relação da Utilização do Solo com o Litotipo	61
Tabela 11 - Intensidades Máximas de Precipitação (mm/min)	63
Tabela 12 - Precipitações (mm)	63
Tabela 13 - Elaboração do Hietograma de projeto pelo Método dos Blocos Alternados.	64
Tabela 14 - Estimativa da chuva excedente associada à tormenta de projeto.	66
Tabela 15 - Coordenadas de pontos do Hidrograma Unitário	68
Tabela 16 - Cálculo de Blocos de Chuva Excedente	69
Tabela 17 - Modelo de Convolução e somatória dos blocos de chuva	70
Tabela 18 - Identificação dos pontos críticos a partir das vazões	76
Tabela 19 - Detalhamento do ponto crítico - Ponto de encontro do escoamento	77
Tabela 20 - Volume ao longo da altura	90
Tabela 21 - Área superficial ao longo da altura	91
Tabela 22- Parâmetros adotados	93
Tabela 23 - Tabela Vazão, Resultados	96
Tabela 24 - Tabela vazão, Resultados	99
Tabela 25 - Propriedades utilizadas	102
Tabela 26 - Tabela vazão, Resultados	103
Tabela 27 - Tabela Vazão, Resultados	105
Tabela 28 - Velocidade Média por Linha de Fluxo	108
Tabela 29 - Velocidade Média por Linha de Fluxo	109
Tabela 30- Volume obtido pelas bocas de lobo e sua duração	114
Tabela 31 - Vazão de Infiltração por altura média de linha de fluxo	116
Tabela 32 - Enchimento do Reservatório	117
Tabela 33 - Dados da tubulação de saída	118
Tabela 34 - Esvaziamento do Reservatório	118
Tabela 35- Parâmetros do modelo numérico	125
Tabela 36 – Esforços Solicitantes da Estrutura do Poço	130
Tabela 37 - Tensões horizontais e força produzida pelo arqueamento do solo - Condição de sobrecarga 1	145
Tabela 38 - Tensões horizontais e força produzida pelo arqueamento do solo - Condição de sobrecarga 2	147

Tabela 39 - Tabela de métodos disponíveis no Slope	152
Tabela 40 - Tabela de Parâmetros	159
Tabela 41 - Deformações Máximas em Cada Etapa Construtiva	177
Tabela 42 - Resultados Peneiras	182
Tabela 43 - Tabela do Primeiro Ensaio	189
Tabela 44 - Tempos de enchimento e esvaziamento mensurados nos ensaios.	200
Tabela 45 - Resultados estimados a partir dos ensaios	200
Tabela 46 - Análises e tendências – Ensaio 1.....	207
Tabela 47 - Análises e Tendências - Ensaio 2.....	209
Tabela 48 - Análises e Tendências - Ensaio 3.....	212
Tabela 49 - Análises e Tendências - Ensaio 4.....	216

Resumo

As inundações urbanas têm sido um problema recorrente nas grandes cidades nos últimos anos, provocando perdas humanas e prejuízos financeiros significantes. Medidas convencionais para resolver esse problema, algumas vezes, não são acessíveis, sendo necessário recorrer a medidas estruturais não convencionais como os reservatórios de detenção - que armazenam a água temporariamente para devolvê-la aos poucos aos córregos e rios. Para se aplicar essa solução, são necessários estudos hidrológicos, estruturais e de viabilidade.

A solução proposta no trabalho, em específico, apresenta tecnologias adicionais que buscam diferenciar o reservatório proposto dos demais: sua seção lateral e de fundo serão compostas por furos de infiltração de saída da água e haverá também uma manta geotêxtil no entorno da estrutura, impedindo que entre impurezas no reservatório.

Nos estudos hidrológicos, são estudados principalmente os regimes existentes para se determinar uma chuva de projeto, que será a base para a determinação do volume para reservamento. Também é necessária uma análise da situação hidráulica local, tanto relativa a micro como a macrodrenagem, buscando entender os pontos críticos. Junto a esses estudos, é importante também entender a permeabilidade do solo, com o objetivo de analisar o fluxo de percolação da água infiltrada nele.

As análises da estrutura vão desde a resistência do solo até o método construtivo utilizado. Entender as forças de reação do solo e suas implicações no dimensionamento da estrutura, além de entender também como deve ser realizado o processo construtivo tendo em vista as características do solo é fundamental para se avaliar a viabilidade do projeto.

São analisados dois cenários de reservatórios: um com formato cilíndrico e outro com formato cônico. Assim, ambos os projetos são avaliados nos aspectos mencionados, levando em conta sua eficiência e viabilidade. Os resultados, portanto, serão apresentados a partir das etapas mencionadas, almejando uma conclusão, de forma geral, para os dois reservatórios.

Abstract

Urban floods have been a recurring problem in the big cities in recent years, causing human casualties and significant financial losses. Conventional measures to solve this problem sometimes are not accessible, being necessary to resort to unconventional structural measures such as detention reservoirs - which store water temporarily to return it gradually to streams and rivers. To apply this solution, it is necessary hydrological, structural and viability studies.

The solution proposed in this paper, in particular, has additional technologies that seek to differentiate the proposed reservoir of others: the side and bottom section will consist of holes to output infiltration water and there will be a geotextile surrounding the structure also, preventing from impurities in the vessel.

In hydrologic studies, it is usually studied the existing arrangements to determine a project rain, which will be the basis for determining the volume to reserve. In addition, an analysis of the local hydraulic situation is needed, both on the micro and on the macro drainage, seeking to understand the critical points. It is also important to understand the permeability of the soil, in order to analyze the percolation flow of infiltrated water in it.

The analysis of the structure ranges from soil resistance to the construction method used. Understand the ground reaction forces and its implications in the design of the structure, and understand how it should be carried out the construction process too, with a view to soil characteristics is essential to assess the feasibility of the project.

It is analyzed two reservoirs scenarios: one with a cylindrical shape and one with conical shape. Thus, both projects are assessed on the mentioned aspects, taking into account its efficiency and viability. The results will therefore be presented from the steps mentioned, aiming for a conclusion, in general, for the two reservoirs.

1. Introdução

1.1 Descrição do Tema

O problema das cheias está relacionado a fenômenos naturais extremos e temporários, originados de precipitações moderadas e permanentes ou ainda por precipitações repentinas e de elevada intensidade. Elas vêm ocorrendo desde a antiguidade, quando cidades se desenvolveram próximas a cursos de águas. Com relação à cidade de São Paulo, “o problema das cheias é antigo e ocorre sempre a partir do aumento da intensidade das chuvas de verão, que ocorrem em seu máximo durante os meses de janeiro e fevereiro, podendo ocorrer em dezembro quando as chuvas se adiantam ou março, quando elas se atrasam.” (BETOLDI, Bianch, 1887).

Em áreas densamente urbanizadas, a chuva pode acabar gerando problemas de inundações, situação que vem se tornando cada vez mais um desafio para a população, devido às suas consequências. “Com o desenvolvimento urbano, ocorre a impermeabilização do solo através de telhados, ruas calçadas e pátios, entre outros. Dessa forma, a parcela da água que infiltrava passa a escoar pelos condutos, aumentando o escoamento superficial. O volume que escoava lentamente pela superfície do solo e ficava retido pelas plantas, com a urbanização, passa a escoar no canal, exigindo maior capacidade de escoamento das seções.” (TUCCI, Carlos E. M. T).

A Região Metropolitana de São Paulo é a 4ª maior mancha urbana do mundo e sua bacia hidrográfica principal, a Bacia do Alto Tietê, é a mais urbanizada do país. Ela apresenta 86% da área impermeabilizada pela urbanização, o que faz com que haja o aumento da vazão de deflúvio, principalmente em locais da várzea dos rios e córregos.

Os eventos de cheias vêm afetando cada vez mais a cidade, já que causam constantes riscos de perdas humanas e materiais, além de prejuízos econômicos visíveis. Para controlar essas inundações, muitas medidas já são adotadas para controle da vazão excedente. Essas medidas podem ser estruturais e não estruturais. Outra possível divisão é a de contenção à jusante e contenção na fonte.

Há um tempo, a única medida utilizada para resolver o problema da drenagem urbana era o conceito de rápido transporte da causa dos problemas, a vazão do

excedente. Apesar de eficiente, muitas vezes, essa solução acabava apenas transferindo o problema para jusante sem combater de verdade o problema.

A consequência imediata dos projetos baseados neste conceito é o aumento das inundações a jusante devido à canalização. Na medida em que a precipitação ocorre, e a água não é infiltrada, este aumento de volume, da ordem de seis vezes (7), escoar pelos condutos. Para transportar todo esse volume, é necessário ampliar a capacidade de condutos e canais ao longo de todo o seu trajeto dentro da cidade até um local onde o seu efeito de ampliação não atinge a população. A irracionalidade dos projetos leva a custos insustentáveis, podendo chegar a ser dez vezes maior do que o custo de amortecer o pico dos hidrogramas e diminuir a vazão máxima para jusante através de uma detenção. (TUCCI, Carlos E. M. T).

Neste trabalho, procura-se estudar o problema de inundações em uma região densamente urbanizada da cidade de São Paulo. A seguir, será apresentada a justificativa da escolha da área que será estudada e os objetivos e propostas específicos deste trabalho.

1.2 Justificativa

Escolheu-se a cidade de São Paulo por ser uma região de grande relevância e influência no país. Por outro lado, estudos realizados do reservatório pequeno que será proposto, podem servir como base para aplicação do mesmo em outras regiões do país.

De acordo com Eliane Santos (2013), cada ponto de alagamento causa uma perda de R\$ 1 milhão no Produto Interno Bruto nacional – portanto, a importância econômica de se desenvolver um projeto que se amenize essa situação é evidente. Além disso, de acordo com o mapeamento do Centro de Gerenciamento de Emergências (CGE) em 2008, o prejuízo anual dos alagamentos pode chegar a ser de R\$ 762 milhões (considerando 749 pontos na cidade).

A região estudada será Moema, onde, a partir de pesquisas, foi possível localizar pontos críticos como a Rua Ibiapua, entre a Rua Gaivota e a Avenida Ibirapuera – abrangendo duas quadras. Nessa região há alta ocorrência de inundações, com problemas relatados em diversas notícias e sites disponibilizados.

Mesmo com a micro e macrodrenagens existentes nessa região, o problema de inundações ainda está em evidência, se tornando a origem de problemas e transtornos. Portanto, os dispositivos e medidas adotados para a drenagem podem ser considerados insuficientes no local.

Um conceito mais recente de drenagem urbana vem sendo utilizado, e ele se baseia no princípio de armazenamento e retardamento do excedente para, assim, proporcionar uma melhor distribuição da vazão ao longo do tempo.

As principais medidas sustentáveis na fonte têm sido: a detenção de lote (pequeno reservatório), que controla apenas a vazão máxima e o uso de áreas de infiltração para receber a água de áreas impermeáveis e recuperar a capacidade de infiltração da bacia (TUCCI, Carlos E. M. T).

Com base no pensamento de TUCCI, a proposta envolve, portanto, se basear nessas duas principais medidas para criação de um dispositivo de retenção de drenagem urbana em pontos críticos.

1.3 Objetivos

Para amenizar e controlar problemas causados pelas inundações, será proposto um dispositivo de modo a amortecer os picos de vazão e aumentar o tempo médio de concentração da bacia. Esses dispositivos devem apresentar características fundamentais como a baixa necessidade de manutenção e eficiência na resolução do problema proposto.

Tendo isso em vista, o grupo estabeleceu diretrizes com as seguintes finalidades:

- Dimensionar um reservatório, estabelecendo as melhores localizações e o melhor tipo de estrutura;
- Propor métodos construtivos para o reservatório e orçar as respectivas execuções;
- Estudar a maneira como a água da chuva seria conduzida ao reservatório, dimensionando galerias ou outros elementos construtivos do reservatório.

Calcular a eficiência hidráulica da estrutura e analisar a viabilidade de sua construção no local escolhido.

1.4 Metodologia

Para a realização do projeto serão apresentadas informações de estudos feitos pelo CTH direcionados à prefeitura de São Paulo. Além disso, serão realizados estudos detalhados relativos aos aspectos técnicos do solo da região, com intuito de determinar especialmente a sua permeabilidade e resistência.

A partir de um experimento realizado no Laboratório de Mecânica dos Solos da Escola Politécnica, os parâmetros de resistência e de percolação da água serão testados e, com a determinação correta das características do solo da região, será estudada a eficiência hidráulica dos dispositivos propostos e determinada a melhor estrutura para o reservatório.

Para a modelagem da estrutura e das redes de fluxo e para a análise de estabilidade do talude serão utilizados os softwares SAP2000, Geostudio e Slope.

Por fim, para análise da viabilidade de implantação da estrutura no bairro de Moema, será apresentado um possível método construtivo junto a seu orçamento, comparando-o ao custo de implantação de um piscinão comum.

2. Revisão Bibliográfica

De acordo com Tucci (1995), as enchentes ampliadas pela urbanização ocorrem em bacias de pequeno porte. As exceções são as grandes regiões metropolitanas, como São Paulo, onde o problema abrange cerca de 800 km². A tendência da urbanização é de ocorrer no sentido de jusante para montante, na macrodrenagem urbana, devido às características de relevo. Quando a urbanização não é controlada, a ocorrência de enchentes aumenta. A combinação do impacto dos diferentes loteamentos produz aumento da ocorrência através da sobrecarga da drenagem secundária (condutos) sobre a macrodrenagem (riachos e canais) que atravessa as cidades. As áreas mais afetadas, devido à construção de novas habitações a montante, são as mais antigas, localizadas a jusante. Assim, essa falta de regulamentação e planejamento é notável e sentida em praticamente todas as cidades de médio e grande porte do país.

Para um correto planejamento da urbanização, é necessário que sejam desenvolvidos projetos consistentes. Estes, por sua vez, dependem de estudos preliminares adequados.

De acordo com o Manual de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais da Prefeitura de São Paulo (2012), os estudos preliminares podem ser subdivididos em cinco subetapas:

- Levantamento de dados

Planta da bacia hidrográfica, contribuição lateral à drenagem principal, existência de pontos baixos, interferências (luz, telefone, saneamento, etc.), condições previstas de desenvolvimento futuro, informações sobre chuvas intensas na área da bacia, análise de eventos observados, estudos hidrológicos.

- Definição de procedimentos hidrológicos e hidráulicos

Definição de procedimentos hidrológicos e hidráulicos minimamente aceitáveis na fase de estudos preliminares, para que não seja muito diferente do projeto final.

- Diagnóstico hidrológico-hidráulico da situação atual
- Programação e levantamento de dados adicionais

De acordo com Canholi (2000), o problema das inundações foi particularmente agravado nos países emergentes pela velocidade do processo de adensamento populacional e pela precariedade da infraestrutura, aliada à falta de planejamento e à carência de recursos. Essa situação ocorre quando a intensidade das chuvas nessas regiões apresentam médias consideravelmente altas, situação que, somada com o acelerado adensamento populacional, levam aos problemas de inundações.

A seguir será apresentada a média (em mm) entre os anos 1940 e 2003 da chuva mensal na região de Congonhas, próxima ao bairro de Moema, retirada do site da DAEE – o prefixo do banco de dados em questão é o E3-052. Com os valores a seguir, é possível perceber que a chuva na região apresenta elevada intensidade, principalmente nos meses de Janeiro e Fevereiro, durante o verão.

Tabela 1 - Média (em mm) de chuvas entre os anos 1940 e 2003

	Janeiro	Fevereiro	Março	Abril	Maio	Junho	Julho	Agosto	Setembro	Outubro	Novembro	Dezembro
Média:	214,98	200,45	158,4	71,6	64,8	44,94	33,62	37,83	67,48	115,22	116,94	174,19

Também de acordo com Tucci (2003), foi possível observar que o aumento relativo da vazão máxima devido à impermeabilização do solo e à ocupação da bacia-hidrográfica, pode ser superior a seis vezes a situação de pré-desenvolvimento, reforçando a gravidade do impacto causado pela urbanização.

A tendência, por parte de especialistas e governantes, de controle das cheias urbanas é que ele seja realizado, na maioria das vezes, através de canalização de trechos críticos. Esse tipo de solução segue a visão particular de um trecho da bacia, sem que as consequências sejam previstas para o restante da mesma ou dentro de horizontes de ocupação urbana. A canalização dos pontos críticos acaba apenas transferindo a inundação de um lugar para outro da bacia. Esse processo é prejudicial aos interesses públicos e representa um prejuízo extremamente alto para toda a sociedade ao longo do tempo (Tucci, 1995).

Ainda segundo Tucci (1995), existem outros impactos que podem ser elencados como decorrentes da falta de planejamento nos sistemas de drenagem urbana, que são

aqueles relacionados ao aumento da produção de sedimentos e à degradação da qualidade da água devido à disposição inadequada dos esgotos cloacais, pluviais e resíduos sólidos nas cidades.

O relevo influencia fortemente nos fatores meteorológicos e hidrológicos, sendo a velocidade de escoamento superficial determinada pela declividade do terreno, enquanto que a temperatura, precipitação, a evaporação, são funções da altitude da bacia (VILLELA e MATTOS, 1975).

Na Figura 1, está apresentado um hidrograma típico (hipotético) de uma bacia natural e um resultante da urbanização (TUCCI, Carlos E. M.).

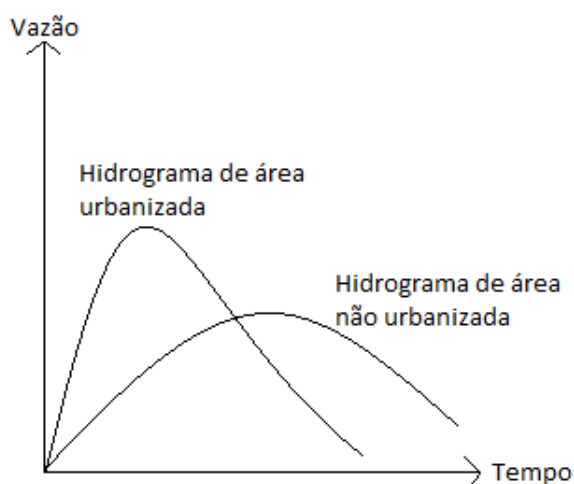


Figura 1 - Gráfico qualitativo expressando o efeito da urbanização sobre a vazão (Baseado em TUCCI, 2007)

De acordo com o Plano Diretor de Drenagem Urbana do Manual de Drenagem Urbana, (Volume IV, 2005), a microdrenagem é definida pelo sistema de condutos pluviais ou canais em um loteamento ou de rede primária urbana. Este tipo de sistema de drenagem é projetado para atender a drenagem de precipitações com risco moderado. A macrodrenagem envolve os sistemas coletores de diferentes sistemas de microdrenagem. Quando é mencionado o sistema de macrodrenagem, as áreas envolvidas são de pelo menos 2 km² ou 200 ha. Estes valores não devem ser tomados como absolutos porque a malha urbana pode possuir as mais diferentes configurações.

Inquestionáveis, quanto à sua eficácia no combate às cheias urbanas desde que corretamente projetados, implantados e operados, (WANIELISTA, 1990) e (PORTO,

1998), os reservatórios ou bacias de detenção se espalham pelas grandes cidades como uma das principais alternativas para atenuar as crescentes vazões das áreas urbanizadas ou em franco processo de urbanização (TUCCI e MARQUES, 2001).

3. Caracterização do Problema

3.1 Inundações Urbanas

3.1.1 Urbanização e Situação Atual

O ano de 2007 teve uma importância simbólica para o controle populacional, pois a partir de então, metade da população mundial passou a viver em cidades. Atualmente, 54% da população vive em áreas urbanas, índice que chegará a 66% em 2050, segundo projeções da ONU publicadas na edição de 2014 do relatório “Perspectivas da Urbanização Mundial” (World Urbanization Prospects). No Brasil, a população urbana já atingia 84% em 2010, de acordo com o Censo do IBGE publicado neste ano.

Apesar de a urbanização trazer diversas melhorias nos aspectos econômico e social, como o acesso a serviços de água e esgoto, energia elétrica, maior oferta de emprego, ela também pode trazer diversas consequências indesejadas, dentre as quais se destaca o problema das inundações. De acordo com o mesmo relatório da ONU citado anteriormente, as enchentes constituem o mais frequente e principal risco para as 633 maiores cidades de aglomerados urbanos analisadas: pelo menos 233 cidades estão localizadas em áreas com alto risco de inundações, afetando cerca de 633 milhões de habitantes. O gráfico (Figura 2) abaixo ilustra essa situação, com a distribuição de cidades por tamanho populacional em 2011 e o risco de enchente.

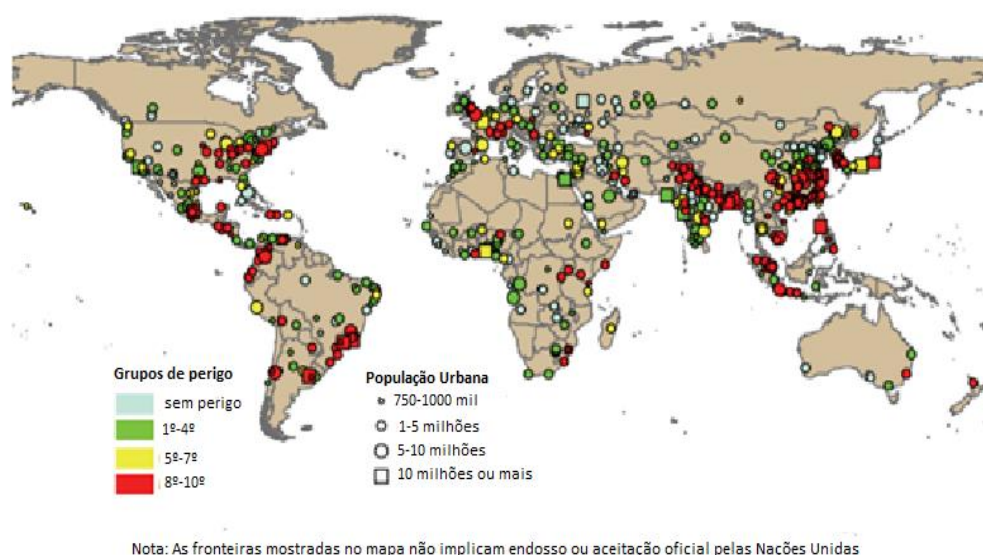


Figura 2 - Tamanho populacional x Risco de enchente

De acordo com a figura, é possível perceber uma forte correlação entre o tamanho da população e o risco de inundações. No Brasil, destaca-se a região Sudeste, que de fato sofre periodicamente com enchentes durante o verão. Esses eventos causam enormes prejuízos materiais e humanos para as cidades, sendo fonte de preocupação para os órgãos públicos, que têm agido de forma a tentar controlar tais ocorrências, mas até agora não têm obtido sucesso. Também se pode notar que as inundações se concentram em latitudes baixas, onde o clima favorece a ocorrência de chuvas mais intensas. Além disso, elas ocorrem em maior número nos continentes asiático e sul-americano, mostrando uma relação entre o desenvolvimento e o risco de enchentes.

O principal agravante dessa situação é que os desastres ambientais urbanos atingem um número cada vez maior de pessoas, devido à alta concentração de pessoas nas cidades. De acordo com o Fundo de População das Nações Unidas, a soma de todas as áreas urbanas ocupa somente 2,8% da superfície terrestre, reunindo mais da metade da população mundial. Soma-se a isto o fato de o desenvolvimento da grande maioria das cidades não ter planejamento – dados da ONU estimam que apenas 5% das cidades em expansão tem planejamento - e o resultado é a maior exposição de seus habitantes ao risco de desastres ambientais. Claramente as grandes cidades brasileiras não fogem à regra, sendo periodicamente expostas aos episódios de inundações, como mostra o mapa acima, com destaque para a região sul-sudeste do país.

Uma das principais causas dessas inundações frequentes nos meses de chuva é a alta taxa de impermeabilização do solo. O desenvolvimento urbano retira a cobertura vegetal, implantando pavimentos impermeáveis e alterando a drenagem dos terrenos. Com a impermeabilização, ocorre um aumento nos picos e volumes de vazão, já que o volume de água infiltrado no solo é consideravelmente menor na condição urbanizada. A recarga de aquíferos também diminui, o que pode prejudicar a disponibilidade futura de água e causar um desequilíbrio no ciclo hidrológico. A figura 3, abaixo, adaptada de livro norte-americano “Federal Stream Corridor Restoration Handbook” (http://www.nrcs.usda.gov/Internet/FSE_MEDIA/nrcs143_024824.jpg), mostra o aumento da impermeabilização decorrente do processo de urbanização. Além da impermeabilização, ocorre uma redução da evapotranspiração, devido à ausência de árvores, levando a um aumento significativo do escoamento superficial (runoff, em inglês).

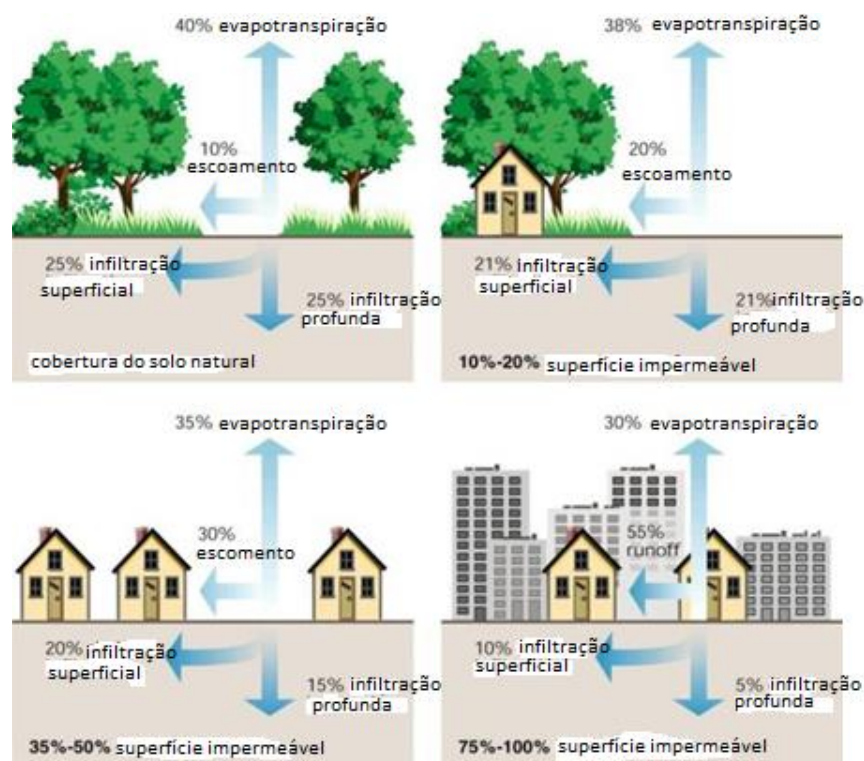


Figura 3 - Impermeabilização x escoamento superficial

Outra questão recorrente nos centros urbanos que pode estar por trás das inundações diz respeito ao uso e ocupação do solo, a saber, a ocupação irregular das várzeas dos rios, sobretudo por parte da população mais carente. Este não é o caso da

população de Moema, a região estudada neste trabalho, o que indica que a inundação urbana pode atingir principalmente os mais pobres, porém não exclui as demais classes sociais. A questão da ocupação irregular é extremamente difícil de ser tratada pelo Poder Público, pois ela está ligada a problemas maiores, como a pobreza e o déficit habitacional de cidades grandes como São Paulo. Assim, não se pode simplesmente expulsar os moradores dessas regiões, sem oferecer algo em contrapartida. Esse é um dos motivos pelos quais a gestão da água nos grandes centros deve ser integrada a outros órgãos e serviços urbanos. A figura abaixo, retirada do Fascículo 3: Inundações Urbanas- 27.08..12 (http://www.pha.poli.usp.br/default.aspx?id=5&link_uc=disciplina), apresenta a consequência da ocupação do leito de inundação nos corpos d'água.



Figura 4 - Ocupação Urbana em Áreas de Várzea

A produção excessiva de lixo nos grandes centros é outro fator que contribui para as inundações. Os sedimentos ou resíduos sólidos podem causar assoreamento nos rios e obstruir canais de drenagem, reduzindo a capacidade de escoamento dos condutos. A própria infraestrutura urbana pode causar obstrução do escoamento superficial, com suas obras e construções mal planejadas. Além disso, a presença de lixo no escoamento superficial prejudica as condições sanitárias das águas, favorecendo a transmissão de doenças. Este escoamento também apresenta maior velocidade, decorrente da impermeabilização, o que causa erosão e maior produção de sedimentos.

Diante deste quadro preocupante, cabe questionar a forma convencional de gestão das águas pluviais, já que os resultados têm sido desfavoráveis. Esta gestão se baseia no seguinte princípio: a drenagem deve retirar a água excedente o mais rápido possível do seu local de origem. Para muitos autores, este princípio é equivocado, pois gera uma série de consequências negativas, dentre as quais:

- Ilhas de calor (devido á rápida remoção da água da chuva que reduz a evapotranspiração);
- Inundações a jusante (devido ao afastamento rápido das águas pluviais);
- Poluição difusa (poluentes sem origem definida diluídos nos escoamentos até os cursos d'água);
- Erosão e assoreamento;
- Desperdício do recurso hídrico (não há reuso da água).

Assim a principal crítica a esse princípio é que ele transfere o problema para jusante, sem de fato resolvê-lo.

3.1.2 Medidas de Controle: Tipos de Soluções Existentes

Para combater as enchentes urbanas, existem diversos tipos de soluções. Estas soluções podem ser divididas segundo vários critérios, sendo mais usado o modo de intervenção. De acordo com esse critério, as soluções existentes podem ser de dois tipos: medidas estruturais e medidas não estruturais. As medidas estruturais são todas e quaisquer obras de engenharia e caracterizam-se por envolver grande quantidade de recursos e resolver problemas específicos de uma região. Já as medidas não estruturais são aquelas de natureza institucional, administrativa ou financeira e caracterizam-se por apresentar custos menores e ser aplicadas de forma difusa. Apesar da divisão, vale ressaltar que medidas estruturais e não estruturais devem ser aplicadas de forma conjunta e integrada. Geralmente as medidas estruturais têm prevalecido, pois elas são mais perceptíveis pela população e conferem maior visibilidade aos políticos que tiverem implantado.

Medidas Estruturais

As medidas estruturais podem ser classificadas em extensivas e intensivas. As medidas estruturais extensivas são aquelas que interferem em toda a bacia, modificando as relações entre precipitação e vazão (melhoria da cobertura vegetal, por exemplo) e as medidas estruturais intensivas são aquelas que agem diretamente no curso d'água.

Medidas Estruturais Extensivas

Os principais exemplos de medidas estruturais extensivas são pavimentos permeáveis, valas de infiltração, armazenamento em telhados e aumento da cobertura vegetal. Todas estas medidas visam diminuir o escoamento superficial, aumentar a capacidade de infiltração do solo e reduzir os picos de vazão.

Os pavimentos permeáveis podem ser aplicados em estacionamentos, calçadas e ruas de pouco tráfego. Estas obras têm a vantagem de reduzir o escoamento superficial e consequentemente os custos com o sistema de drenagem urbana, porém precisa de manutenção regular para que não seja prejudicada a capacidade de infiltração do material.

As valas de infiltração consistem em escavações nas quais são colocados tubos de dreno que permitem a infiltração da água no solo. Elas geralmente são paralelas a ruas, estradas, estacionamentos ou condomínios. As bacias de percolação têm funcionamento semelhante, distinguindo-se pela maior profundidade em que ocorre a infiltração. Assim, ambas as medidas promovem a recarga de aquíferos e reduzem o escoamento superficial.

O armazenamento em telhados é uma medida ainda pouco difundida no Brasil. O seu propósito é armazenar ou controlar a água da chuva que cai por toda a extensão do telhado ou laje. Isto é feito por meio de um conjunto de calhas que direcionam a água para um reservatório para uso não potável.

O aumento da cobertura vegetal diminui o escoamento superficial e aumenta a infiltração. Parte da precipitação é retida nas copas das árvores antes de chegar ao solo, promovendo a evapotranspiração. O solo com cobertura vegetal aumenta a rugosidade - propiciando maior infiltração de água do que o solo pavimentado ou de concreto. Além disso, esta alternativa tem uma vantagem estética, conferindo maior beleza visual e promovendo o bem-estar da população.

Medidas Estruturais Intensivas

Os principais exemplos de medidas estruturais intensivas são galerias e canais, diques e polders, reservatórios de retenção e detenção e canais de desvio. Todas estas obras têm o objetivo de alterar o escoamento natural de um curso d'água e atenuar os efeitos de cheias.

Historicamente, essas medidas foram as primeiras a serem adotadas para controlar inundações. Existem registros de construção de diques há mais de 2000 anos na China, para contornar problemas de enchente no entorno do Rio Amarelo. O presente trabalho pretende estudar mais a fundo um tipo de reservatório misto de retenção e infiltração, que leva ao amortecimento dos picos de vazão.

Medidas Não Estruturais

As medidas não estruturais encontram maior resistência por parte da população, que geralmente espera por uma obra, uma medida estrutural para controle de enchentes. Entretanto, sabe-se que as medidas não estruturais são tão importantes quanto as estruturais, e que elas são complementares e interdependentes. Dentre as medidas não estruturais, podem-se citar o zoneamento de áreas inundáveis, o disciplinamento do uso e ocupação do solo, seguros contra enchentes, sistemas de alerta de cheias, criação ou manutenção de áreas verdes, educação ambiental, incentivos fiscais, etc.

Um dos exemplos mais importantes de medidas não estruturais é o Plano Diretor, cuja finalidade é estabelecer diretrizes para uso e ocupação do espaço. Este Plano consiste em uma lei municipal que deve ser revisada periodicamente de acordo com as necessidades da população, ou seja, ele deve ser feito de forma coletiva e participativa. Nele estão contidas as áreas de risco de inundação e orientações de gestão dessas-áreas.

Existe também o PDMAT (Plano Diretor de Macrodrenagem do Alto Tietê), que vem sendo desenvolvido pela Fundação Universidade de São Paulo para assegurar água de boa qualidade e na quantidade adequada a toda população da RMSP. O PDMAT tem a função de orientar os Planos Diretores metropolitanos e municipais a respeito de

Abaixo, está uma representação mais geral de todos os itens analisados para escolha de locais em potencial:

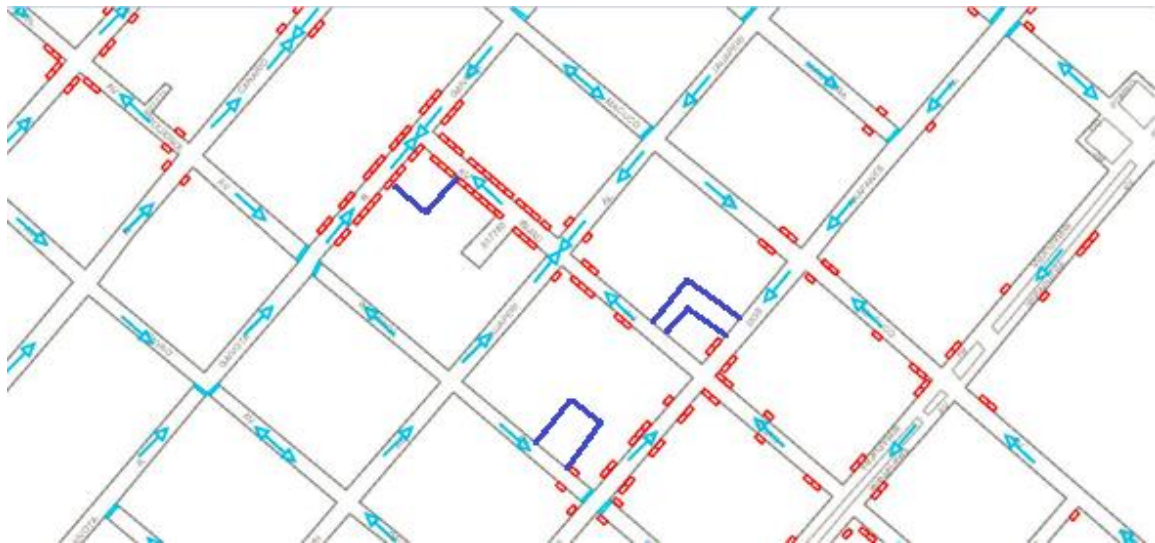


Figura 6 - Representação Bocas de Lobo, Sentido de Escoamento e Possíveis Locais

Observando os problemas iniciais, fica claro que há um problema crítico na região. Contudo, uma análise mais profunda da rede de drenagem local deve ser feita para se chegar a resultados mais conclusivos do problema e de como solucioná-lo.

Devido à dimensão do problema e ao tamanho da área crítica do estudo, os reservatórios que serão propostos serão apenas uma pequena parcela do total que precisa ser construído de fato. Esse problema será tratado nos tópicos a seguir.

3.3 Integração do Projeto ao entorno/ ambiente urbano

Os reservatórios de retenção, quando subterrâneos, geralmente apresentam uma cobertura que, normalmente, possibilita a utilização do espaço para atividades públicas ou privadas. (Soluções Para Cidades, ABCP, Erika Mota).

As três possibilidades de localização em questão são possibilidades cujo a utilização do espaço posteriormente seria permitida.

Em duas delas, é proposta a construção em uma área de estacionamento, onde o processo de construção do reservatório inclui uma cobertura de laje e uma camada de solo acima da estrutura – essas condições fornecem maior resistência ao solo, que pode, então, continuar a ser utilizado como estacionamento. Além disso, essa cobertura e essa camada de solo também protegeriam o reservatório de possíveis danos causados pela utilização do terreno.

Um outra opção de local citado foi uma pequena área, similar a uma praça, onde a ideia de utilização do local para atividades públicas seria, também, possível.

3.4 Análise de características da área de estudo

3.2.1 Divisão Bacias e Sub-bacias

Uma bacia hidrográfica é toda a área que contribui por gravidade para que as águas cheguem a uma determinada seção de um rio. Ou seja, cada seção de um rio possui uma bacia hidrográfica, que é definida pela topografia do terreno (Tucci e Mendes – Avaliação ambiental integrada de uma bacia hidrográfica).

No estado de São Paulo as sub-bacias foram delimitadas com base na rede de drenagem extraída do Modelo Digital de Elevação – representação matemática computacional da distribuição de um fenômeno espacial – a partir de curvas de nível das cartas 1:50000 do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), Instituto Geográfico e Geológico (IGG) e Departamento de Serviços Geográficos do Exército e foram considerados os principais rios de cada Unidade Hidrográfica de Gerenciamento de Recursos Hídricos.

No caso particular de Moema, o córrego Uberabinha passa embaixo do bairro. Esse por sua vez, deságua no Córrego Uberaba, que é afluente do rio Pinheiros. Ambos são canalizados atualmente.

Na figura a seguir podemos observar o posicionamento do Córrego Uberabinha que contribui para a sub bacia de Moema, e toda a bacia nos arredores, que contribui para com o Rio Pinheiros.

Em algumas cidades brasileiras, o problema de enchentes se tornou uma coisa comum com a qual a população local tem que conviver. Entre 2008 e 2012 as enchentes deixaram 2,1 milhões de pessoas desabrigadas ou desalojadas, sendo a maioria dos municípios atingidos pertencente à região Sul e Sudeste (IBGE). Na cidade de São Paulo, por exemplo, é muito comum ouvir sobre o “estado de alerta” para enchentes em épocas de chuva.

Pela proximidade, conhecimento e facilidade de acesso do grupo ao local, o bairro de Moema foi escolhido para estudo. Esse bairro passou por intensas transformações e por uma verticalização num período de tempo muito curto. Na década de 30 era um bairro de operários devido à quantidade de fábricas instaladas. Atualmente, é um bairro de classe média alta onde são frequentemente lançados edifícios de alto padrão.

Quando surgiu, o bairro de Moema era delimitado pelos Córregos Uberaba, Uberabinha e Traição. Hoje, é delimitado pelas Avenidas República do Líbano, Indianópolis, Moreira Guimarães, Bandeirantes, Santo Amaro, Hélio Pellegrino e pela Rua Inhabú. É um dos bairros com maior qualidade de vida na cidade de São Paulo, possuindo baixos índices de violência e altos índices de escolaridade. Na mesma medida que o bairro verticaliza, a densidade demográfica aumenta, especialmente com a grande oferta de escolas, faculdades e comércios que o local oferece.

Tal crescimento exige uma melhora na gestão da drenagem urbana local, pois quanto maior o número de construções, mais impermeável torna-se o bairro, de modo que mais volume de água escoar rapidamente pelas ruas. Assim como no resto da cidade, a drenagem de águas pluviais não melhora linearmente com o crescimento dos bairros. Ao contrário, ela se desenvolve muito pouco perto do quanto a cidade cresce e se moderniza. Isso gera um déficit que aumenta a ocorrência de enchentes e as faz acontecer com chuvas cada vez menos intensas.

3.2.3 Ponto Crítico - base

Foram avaliados alguns pontos do bairro que são mais afetados pelas chuvas. Para isso, utilizou-se um mapa disponível no Google, no qual as pessoas reportam instantaneamente pontos alagados da cidade de São Paulo, notícias de jornais, além da

experiência e conhecimento dos integrantes do grupo que moram em Moema. Esse mapa é atualizado com frequência.

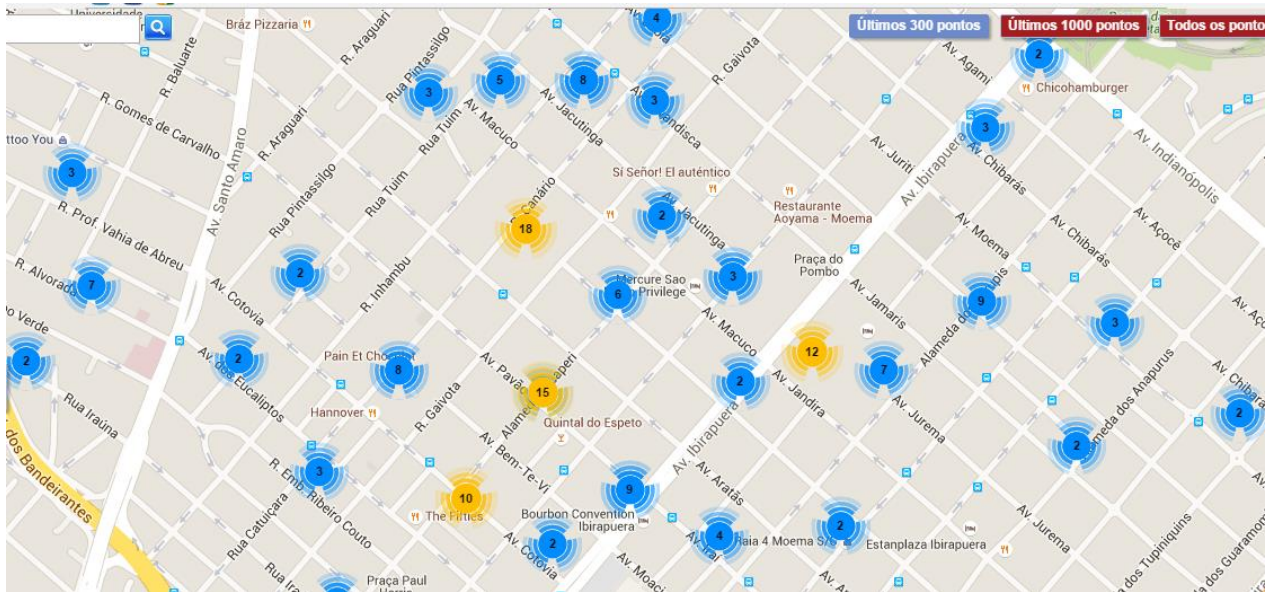


Figura 8- Pontos avaliados do Bairro de Moema afetados pela chuva no mapa disponível no Google

Três pontos do bairro receberam destaque:

- Av. Ibiçuaú x Alameda Jauaperi
- Av. Ibirapuera x Av. Jamaris
- Rua Gaivota x Av. Ibiçuaú

Devido ao número de ocorrências e à gravidade dos problemas que as enchentes geram no lugar, o grupo optou por estudar com mais detalhes o cruzamento da Avenida Ibiçuaú com a Alameda Jauaperi. As duas ruas formam um vale nesse cruzamento, que acaba recebendo toda a água escoada de ambas as vias quando chove. Segundo reportagens do Estadão e da Folha de São Paulo, algumas vezes a água ultrapassa um metro de altura, destruindo casas e lojas e invadindo garagens de prédios. O grupo foi ao local de estudo para tirar as medidas e tentou representá-lo em um croqui em escala, conforme figura abaixo:

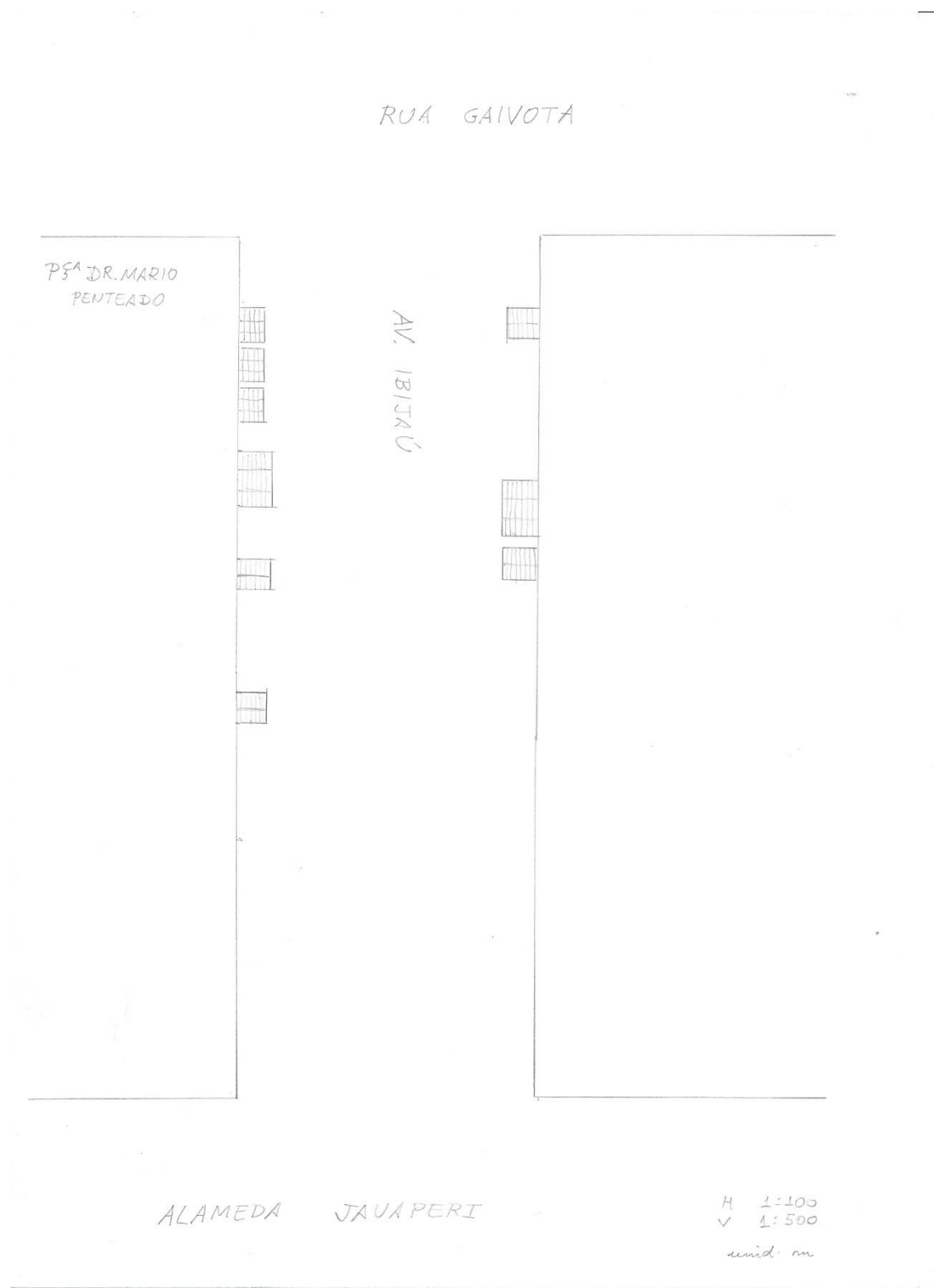


Figura 9: Croqui representativo.

No cruzamento, estão presentes comércios e prédios que são extremamente prejudicados pelas enchentes (esquinas indicadas nas figuras 8-11 a seguir). Por ser uma

região de ruas predominantemente residenciais, o fluxo de veículos em ambas as ruas não é muito intenso, o que facilitaria a implantação de uma solução no cruzamento.



Figura 10- Esquina da Av. Ibijau com a Al. Jauaperi



Figura 11 - Encontro da Al. Jauaperi com a Av. Ibijau



Figura 12 - Visão do Cruzamento da Av. Ibijaú com a Al. Jauaperi



Figura 13 - Outra visão do Cruzamento da Av. Ibijaú com a Al. Jauaperi

3.2.4 Solo da Região

3.2.4.1 Visão geral do solo da região

Uma porção significativa da cidade de São Paulo tem seus substratos mais rasos, até as profundidades que usualmente interessam aos problemas rotineiros de engenharia, constituídos por sedimentos terciários. O conhecimento do modelo hidrogeológico da bacia abrangendo a cidade de São Paulo é bastante precário. Levantamentos feitos através de sondagens convencionais, portanto valendo para as camadas superficiais, indicam que há mais de um nível d'água (mais frequentemente dois níveis) nas camadas mais altas (espigões), decorrentes das intercalações de camadas de areia com argila. Já nas regiões baixas, próximas aos leitos dos principais rios da cidade, a camada arenosa se espessa e usualmente encontra-se apenas um nível, convencionado pelo nível do rio. (YASSUDA, Carmo; HORI, Kenzo; ROCHA, Hugo).

De acordo com a carta geotécnica da cidade de São Paulo, a região em estudo (Av. Ibiapuí) está localizada em uma região geotecnicamente classificada como Planície Aluvial, que são terrenos baixos e planos junto aos cursos de água e formadas pela deposição de materiais aluviais resultante da erosão de montante, constituídos por silte, areia e argila. As planícies aluviais ocorrem geralmente no médio e baixo curso de um rio ou outro curso de água. No caso específico, esse curso de água é o Córrego Uberabinha, afluente do Córrego Uberaba.

A partir do mapa a seguir (Figura 14), apud Ab'Saber (1957), foi possível também determinar que a região estudada situa-se em terraços interfluviais de nível intermediário, entre as cotas 745 m e 750 m (3).

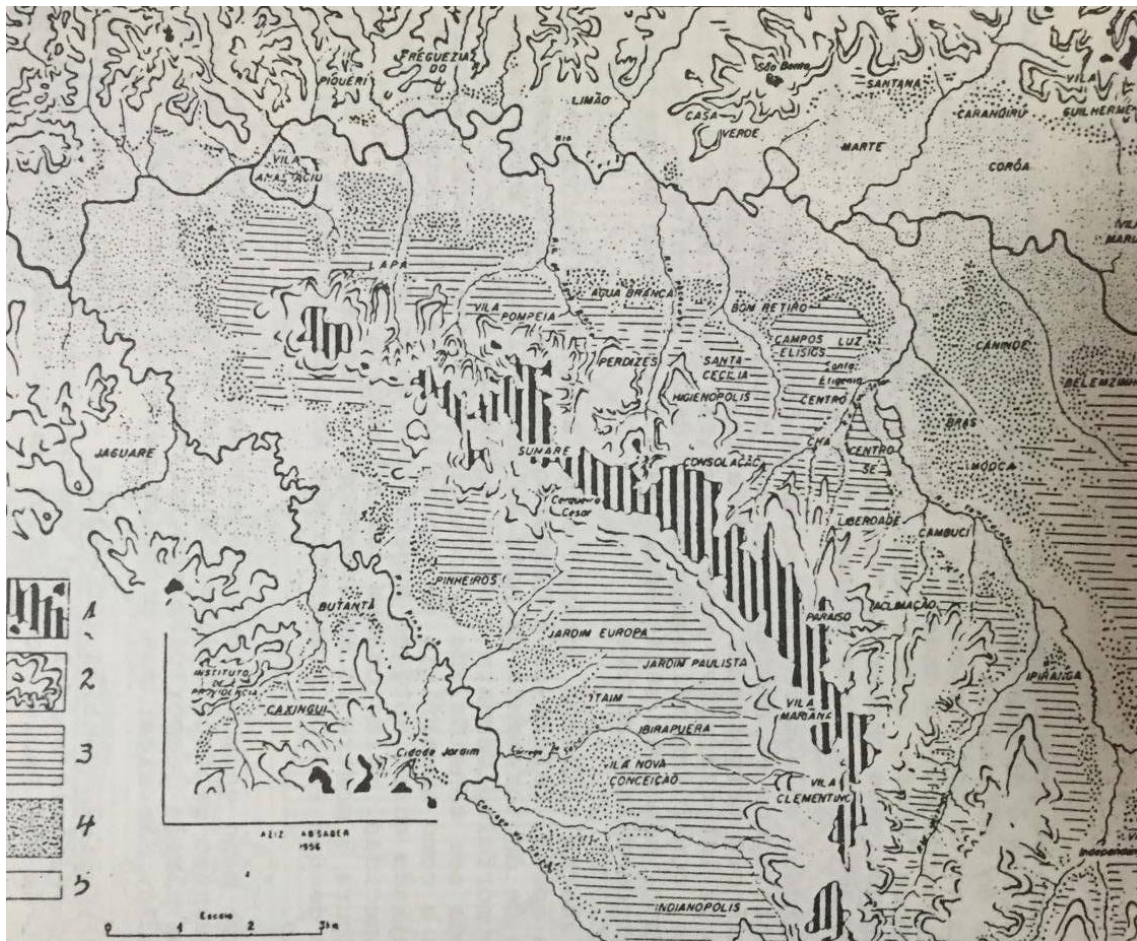


Figura 14 - Mapa Topográfico - Ab'Saber (1957)

Legenda da Figura:

- 1- Espigão Central (800 - 820). Plataforma Interfluvial.
- 2- Altas Colinas e Espigões Secundários, esculpidos nas abas das primitivas plataformas interfluviais (750 - 795).
- 3- Terraços Interfluviais de nível intermediário (745 - 750).
- 4- Baixos terraços fluviais dos vales do Pinheiros e do Tietê (725 - 730).
- 5- Planícies aluviais dotadas de dois níveis aluviais: um baixo e submersível outra menos encharcada, sujeito a cheias periódicas (720 - 722).

Além disso, a partir do mapa hipsométrico apresentado na figura 15 do município de São Paulo feito em 2008 (Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano – SMDU/ Departamento de Produção e Análise de Informação – DEINFO), pode-se concluir que, de fato, o bairro de Moema está localizado entre as cotas 740 m e 760 m, como já indicado anteriormente.

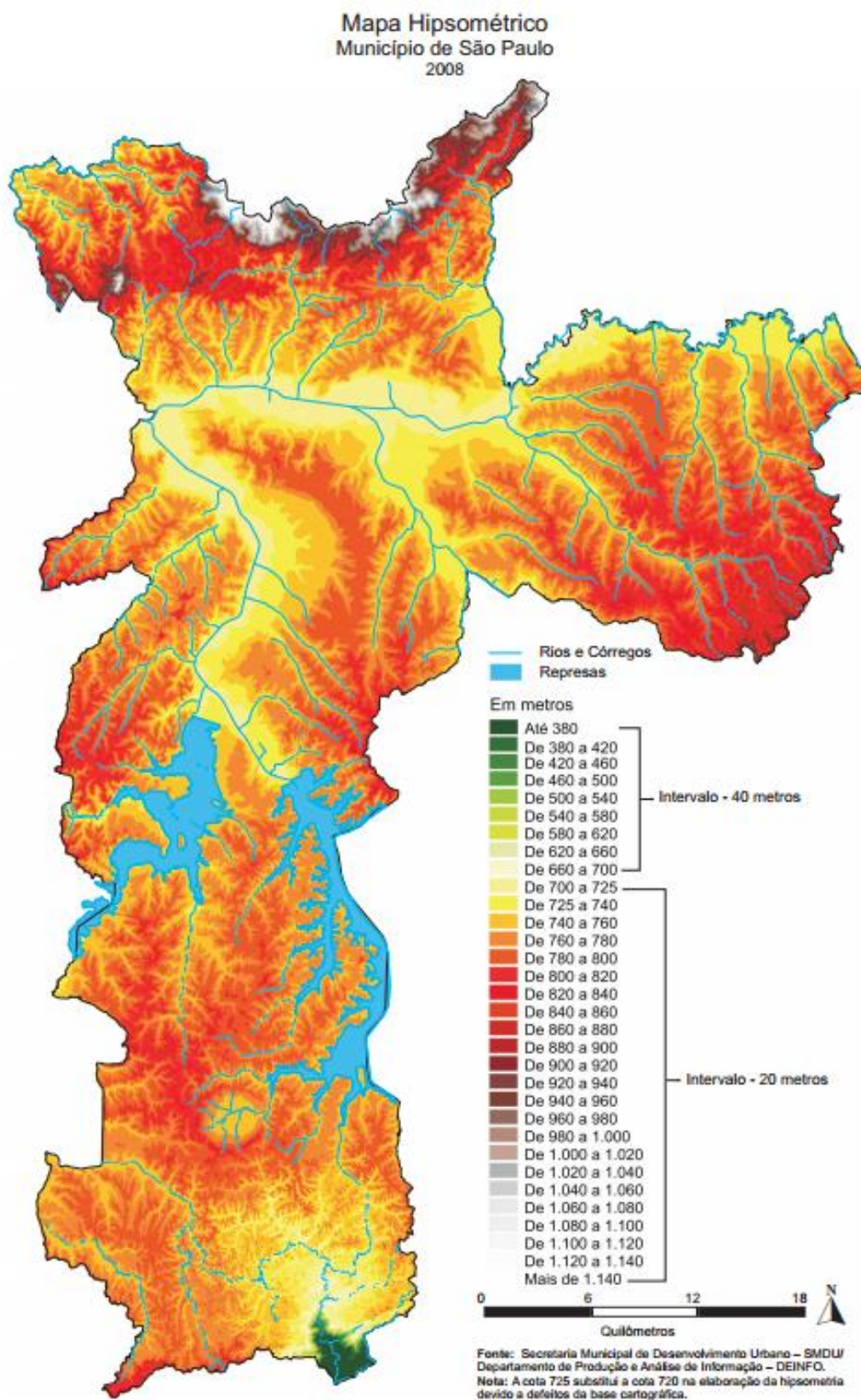


Figura 15 - Mapa Hipsométrico de São Paulo

Na mesma década da realização do estudo por Ab’Saber, anos 1950, foram realizadas novas investigações a partir das atividades do I.P.T. Assim, foi possível

relacionar esses dois estudos e chegou-se a conclusão que os “Terraços Fluviais de Nível Intermediário” correspondiam às argilas rijas variegadas, cuja carga de pré-adensamento faz supor que seus sedimentos nunca ultrapassem a cota aproximada de 750 m – que é a cota média das colinas do centro da cidade. (Solos da Cidade de São Paulo, 1992).

Para os resultados analisados acima, há um gráfico que relaciona o solo com as cargas de pré-adensamento do centro da cidade, mostrado a seguir, apud M. Vargas (1951).

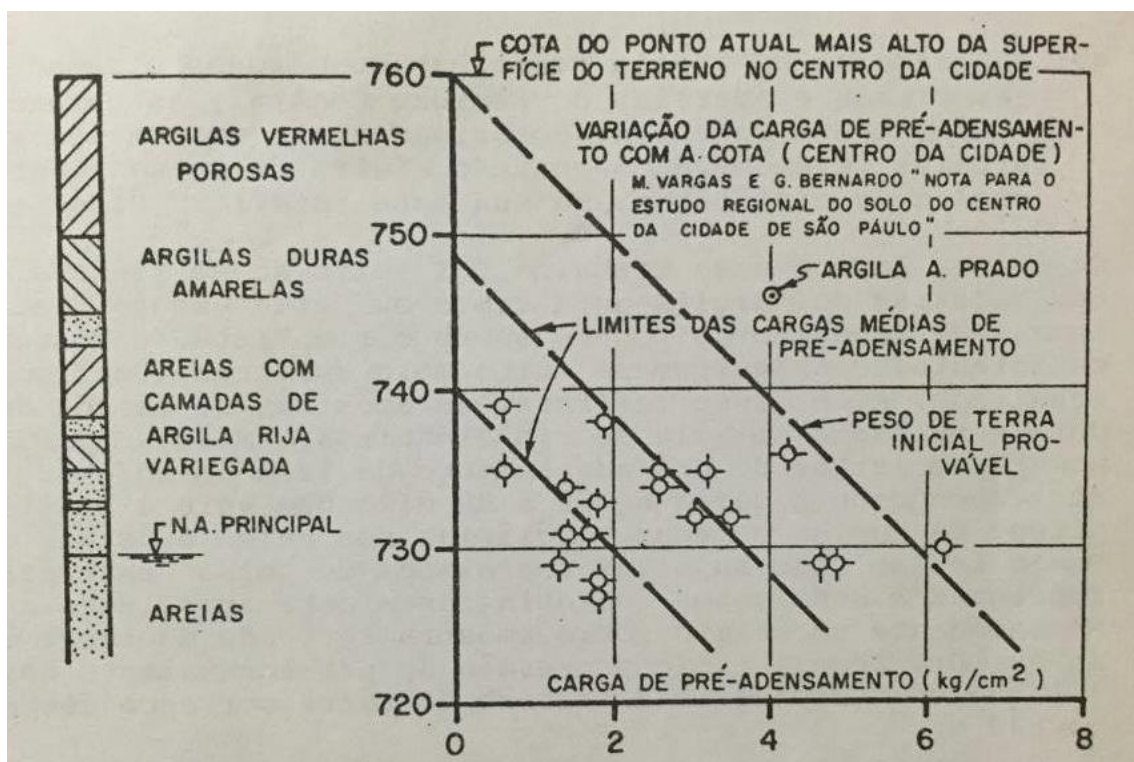


Figura 16 - Relação do solo com as cargas de pré-adensamento do centro da cidade, M. Vargas (1951)

A partir desse gráfico, sabemos também que o nível d'água (N.A.) principal da região central da cidade de São Paulo é de aproximadamente 730 m. Contudo, sabe-se que a região de Moema está na verdade localizada próxima à várzea do rio Pinheiros, portanto, seu lençol freático é, provavelmente, mais alto – está próximo a superfície. A essa situação acrescenta-se que foram construídas cada vez mais edificações com o passar dos anos, impermeabilizando o solo e, então, influenciando também no nível

d'água. Desse modo, como o local apresenta cota entre 740 m e 760 m, pode-se dizer que o nível d'água está em um nível próximo a cota de 735 m.

Os coeficientes de permeabilidade dos sedimentos arenosos de São Paulo apresentam variações extremas, sendo praticamente impossível estabelecer valores típicos para formações típicas (YASSUDA, Carmo; HORI Kenso; ROCHA, Hugo). As variações são decorrentes da variação no teor de finos das areias e do sobreadensamento.

Tabela 2- Tabela de parâmetros geotécnicos base para aterros e aluviões. Fonte: CMSP (1994)

Propriedades (Unidades)	1 Aterro	2Tf	2Ag1	2Ag2	2Ag3	2Ar1	2Ar2 e 2Ar3
Descrição	Argila silto arenosa	Turfa muito mole	Argila siltosa com matéria orgânica	Argila arenosa com matéria orgânica	Argila areno- siltosa com matéria orgânica	Areia fina argilosa	Areia média e grossa, argilosa e com pedregulhos
SPT	2 a 7	0	0 a 4	0 a 4	0 a 4	1 a 9	2 a 13
γ (kN/m ³)	16	14	16	16	16	17	17
ϕ (°)	20	15	20	20	20	28	28
c' (kPa)	10	5	8	8	8	5	5
$Cc / (1+e_0)$	0,07	0,3	0,15	0,10	0,08	0,05	0,05
K (cm/s)	10^{-5}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-5}	10^{-5}	10^{-3}	5×10^{-3}
E_0 (MPa)	8 a 28	1	1 a 16	1 a 16	1 a 16	4 a 36	8 a 52
Cv (cm ² /s)		10^{-3}	5×10^{-3}	5×10^{-3}	5×10^{-3}		
K_0	0.83	0.88	0.83	0.83	0.83	0.73	0.73
E estático = $2 \times E_0 / 5$							
Poisson = 0,15 a 0,25							

Legenda da tabela 2:

SPT: Índice de resistência à penetração;

γ (kN/m³): Peso específico;

ϕ (°): Ângulo de atrito interno;

c' (kPa): Coesão;

K (cm/s): Coeficiente de permeabilidade;

E (Mpa): Módulo de elasticidade;

E_o (Mpa): Módulo de deformabilidade tangente inicial;

K_o : Coeficiente de empuxo em repouso;

C_c : Índice de compressão;

C_v (cm²/s): Coeficiente de adensamento;

K_h : Coeficiente de apoio elástico horizontal;

ν : Coeficiente de Poisson.

Sabe-se que solos próximos a córregos podem ser classificados como aluviais, cuja característica geralmente inclui camadas compressíveis de argilas orgânicas moles e areias fofas. Além disso, muitas vezes esse tipo de solo ocorre em formato lenticular, com valores geralmente muito baixos de N_{spt} (inferior a 4) com espessura de até 6m de argilas e lamais ricas em matéria orgânica e com espessura de até 5m de areias e cascalhos. Vale ressaltar que valores e resultados mais assertivos dependem do nível d'água, que não está representado na tabela.

3.2.4.2 Descrição do Solo do Terreno

Como já dito anteriormente, faz parte do escopo do presente trabalho a concepção e estudo de soluções para ampliação da capacidade e eficiência de reservatórios para drenagem urbana e a amortização das vazões escoadas pelo sistema.

Por ser uma obra subterrânea, o reservatório está sujeito à grande variabilidade geológica e geotécnica, de modo que diferentes aspectos do solo de regiões distintas influenciarão sob formas também distintas a estabilidade e viabilidade dos projetos. O trabalho, de caráter generalista e que busca uma aplicabilidade abrangente, visa a implantação do reservatório em qualquer local ou situação, desde que sua existência seja solicitada pela rede de drenagem face ao escoamento superficial direto local e a atual capacidade de escoamento deste.

Contudo, para a realização do estudo de viabilidade do reservatório, trabalha-se com o solo da região de Moema, cujos problemas em drenagem urbana motivaram a elaboração deste trabalho. Para isto, serão utilizadas principalmente as Sondagens a Percussão Simples (SPT) disponibilizadas pela Secretaria Municipal de Infraestrutura Urbana e Obras e referentes à região de encontro entre os córregos Paraguai e Éguas, ambos pertencentes à sub-bacia hidrográfica de estudo. Trata-se ainda da região relativa ao entorno do Tribunal de Contas da União, e em um local onde já há atualmente em andamento um estudo de viabilidade de implantação de um conjunto de reservatórios para drenagem urbana.

Além do modelo alimentado pelos dados das sondagens obtidas, denominado "Cenário A", elabora-se um segundo modelo, secundário e de caráter simplificado, de nome "Cenário B". Seu objetivo refere-se ao estudo da percolação proporcionada pelo reservatório analisado quando construído em meio a solos arenosos. Devido ao caráter argiloso do solo real da região, sabe-se que a infiltração será lenta e pouco eficiente, o que não aconteceria em solos arenosos devido à sua maior permeabilidade. As condições de contorno serão estimadas por meio de hipóteses simplificadoras: assume-se que o nível freático seja plano e esteja a 4 metros abaixo do fundo do reservatório.

As modelagens numéricas elaboradas para a concepção da estrutura e de seu estudo de viabilidade de implantação tomarão como base o Cenário A, afim de avaliar a níveis mais aprofundados suas características e pormenores. Quanto ao Cenário B, o

principal método de análise das condições de percolação nele envolvidas - assim como do reservatório em si - é a elaboração de um experimento no Laboratório de Mecânica dos Solos (LMS), que será abordado com maior profundidade adiante.

Cenário A

No ANEXO I, pode-se observar a planta geral de sondagens executadas, e o perfil geológico adotado como representativo para o reservatório e seu estudo de viabilidade.

A análise do terreno e seus arredores leva à proposição de implantação do reservatório em área próxima ao ponto de sondagem à percussão SP-2010. A representação do subsolo nas modelagens e análises do presente trabalho serão então definidas pela Seção Geológica 2, formada pelos pontos de sondagem 2004, 2009, 2010, 2011 e 2012.

Trata-se de um solo de caráter variegado, composto de sedimentos intemperizados dispostos em camadas alternadas de areias e argilas. Segundo Massad (2005), “(...) esses solos são sobreadensados, mas a pressão de pré-adensamento não guarda relação com o peso - atual ou passado - de terra erodida. Há indícios de que o sobreadensamento destes solos é ditado por fenômenos associados à fração argila, tais como cimentação de partículas de solos laterizados no caso das argilas vermelhas, ou secamento, no caso das argilas variegadas. Os valores da pressão de pré-adensamento variam (...) de 200 a 1500 para os solos variegados”. Na profundidade correspondente ao projeto, não existem camadas arenosas de solos.

A camada superficial consiste em um aterro executado provavelmente para a construção do Tribunal de Contas da União (TCU). Trata-se de uma argila siltosa, pouco arenosa, de consistência muito mole a média, de colorações marrom, amarela e cinza e que conta com a existência de entulho. Embora sua espessura varie de acordo com o ponto de sondagem, o local escolhido possui espessura de aproximadamente 1,5 metros.

Abaixo, tem-se uma camada de espessura aproximada de 5 metros de argila quaternária, dividida em três subcamadas: acima, tem-se uma argila orgânica, turfosa, arenosa, de consistência muito mole e mole e de colorações preta e cinza. Em seguida,

tem-se uma argila siltosa, pouco arenosa, muito mole e mole e de cor cinza. Por fim, tem-se uma argila arenosa, muito mole e mole, cinza e ocasionalmente com detritos vegetais.

Além destas, foram encontradas outras 7 camadas de solo em profundidades inferiores, mas considera-se que seus parâmetros e aspectos não sejam relevantes na estabilidade dos cortes verticais e da percolação, e não serão portanto considerados nas modelagens.

Nas tabelas abaixo, tem-se os valores de SPT encontrados a cada metro de sondagem e um panorama geral dos tipos e espessuras de camadas que compõem o subsolo do terreno.

Tabela 3- Valores de SPT na sondagem do local escolhido

Camada	Profundidade (m)	SPT
1	0	-
	1	4/30
2	2	2/51
	3	2/47
	4	0/47
	5	0/60
	6	0/50
3	7	3/32
	8	3/31
4	9	8
5	10	17
	11	15
6	12	11
7	13	10
	14	13
	15	14
8	16	30/10
	17	50
9	18	41

Tabela 4 – Descrição Geral da Camada de Solo

Camada	Espessura (m)			Tipo		Período de formação	Descrição
1	0	-	1.5	At	Aterro	-	Argilas siltosas, pouco arenosas, muito moles a médias, marrom, amarelo e cinza, com entulho
2	1.5	-	6.5	QAg0 / 2	Sedimentos aluviais	Quaternário	Argilas orgânicas / arenosas, muito moles e moles, preto e cinza, ocasionalmente com detritos vegetais.
3	6.5	-	8.5	QAr1	Sedimentos aluviais	Quaternário	Areias finas, argilosas, fofas a compactas, cinza, ocasionalmente com pedregulhos
4	8.5	-	9.5	TAr1	Estratos sedimentares	Terciário	Areias finas, argilo-siltosas, pouco e medianamente compactas, amarelo, cinza e roxo, ocasionalmente com pedregulhos
5	9.5	-	11.5	TAg1	Estratos sedimentares	Terciário	Argilas siltosas, moles a duras, amarelo, cinza, amarelo e roxo, ocasionalmente laterizadas
6	11.5	-	12.5	TAr1	Estratos sedimentares	Terciário	Areias finas, argilo-siltosas, pouco e medianamente compactas, amarelo, cinza e roxo, ocasionalmente com pedregulhos
7	12.5	-	15.5	TAr2	Estratos sedimentares	Terciário	Areias médias e finas, argilo-siltosas, medianamente compactas e compactas, amarelo, cinza e roxo, ocasionalmente com pedregulhos
8	15.5	-	17	TAr1	Estratos sedimentares	Terciário	Areias finas, argilo-siltosas, pouco e medianamente compactas, amarelo, cinza e roxo, ocasionalmente com pedregulhos
9	17	-	18.45	TAg1	Estratos sedimentares	Terciário	Argilas siltosas, moles a duras, amarelo, cinza, amarelo e roxo, ocasionalmente laterizadas

Os parâmetros das camadas de solo - particularmente as duas superiores, por serem as de maior relevância por estarem no mesmo nível que o reservatório - podem ser estimados via comparação com solos já estudados em artigos, livros e bibliografia técnica de referência em geral.

A observação da Tabela de parâmetros geotécnicos base para aterros e aluviões, indicada na seção anterior, permite a constatação de que os solos de ambas as camadas relevantes para o problema estão nela representados. A camada de aterro, uma argila siltosa pouco arenosa, assemelha-se ao solo 2Ag1, ao passo que a camada 2 de solo do

terreno assemelha-se muito ao solo definido como 2Ag2. Os parâmetros nela indicados estão ainda dentro da faixa de valores indicada como usual para estes tipos de solos.

Assim, serão adotados os seguintes parâmetros para as camadas 1 e 2:

Tabela 5 - Parâmetros de Solo adotados

Camada	Parâmetros						
	C (kPa)	ϕ (°)	Su (kPa)	γ (kN/m ³)	K (m/s)	ν	E (kPa)
1	10	20	20	16	10 ⁻⁸	0,35	10 ⁴
2	8	20	20	16	10 ⁻⁷	0,4	10 ⁴

Utiliza-se o módulo de elasticidade do solo com uma ressalva: trata-se de um valor médio e que representa a deformabilidade do solo especificamente junto à faixa de profundidades envolvidas na escavação. Na realidade, cada ponto do maciço possui um módulo de elasticidade distinto e influenciado por inúmeras características, como a profundidade e índice de vazios.

Outros parâmetros serão calculados com base nos dados coletados quando for necessário.

Cenário B

Neste cenário, tem-se predominantemente a existência de solos sedimentares e de camadas compostas por areias finas junto aos taludes verticais executados (de 0 a 4 metros). O nível d'água encontra-se abaixo do leito de escavação, visto que as areias, mesmo que com granulometria fina, possuem alta permeabilidade e possibilitam escoamento mais rápido do lençol em direção a cotas inferiores da bacia hidrográfica. Adota-se, no caso, o nível freático a uma cota de 4 metros abaixo do leito da escavação e conseqüentemente a 8 metros da superfície do terreno.

Esta proposta de variação das condições do subsolo proposta se dá não por meio de dados coletados em ensaios de campo e/ou de laboratório, mas sim corresponde ao modelo simplificado elaborado para o estudo da capacidade de infiltração proporcionada pelo projeto quando este for aplicado a terrenos arenosos e portanto de

alta permeabilidade, condição ideal para seu funcionamento. Baseando-se ainda no modelo simplificado, desenvolveu-se um modelo reduzido experimental no Laboratório de Mecânica dos Solos (LMS) da Escola Politécnica da USP, com o objetivo de estudar aspectos qualitativos envolvidos na percolação nas ditas condições ideais de aplicação da solução proposta.

O experimento foi planejado e desenvolvido a fim de estudar a percolação promovida pelo reservatório por um terreno equivalente ao descrito e definido pelo cenário B. Visando imitar as condições deste, adotou-se no modelo um solo com alto coeficiente de permeabilidade (k), equivalente a $2 \cdot 10^{-2}$ cm/s.

Em camadas inferiores, pode-se encontrar camadas de solo residual argiloso e, junto ao leito de rocha sã, uma pequena camada de solo saprolítico argiloso. Devido à grande distância da escavação, estas camadas não se encontram dentro dos bulbos de tensões de sobrecargas aplicadas na superfície e durante a execução do reservatório. Seus parâmetros de resistência e de permeabilidade não possuem grandes influência sobre a estabilidade dos taludes executados ou sobre a rede de percolação estudada.

A topografia do terreno foi considerada plana.

3.2.4.2 Condicionantes do Projeto

Os problemas que podem dificultar a execução do projeto estão relacionados, por exemplo, às características geotécnicas do solo ou ao nível d'água, e os principais serão apontados a seguir.

Um solo classificado como aluvial apresenta, usualmente, baixa permeabilidade - o que atrapalharia em um aspecto importante do dispositivo proposto: a infiltração do poço. A adição de caráter de infiltração a reservatórios de retenção, um dos pontos-chaves do presente trabalho, tem sua eficiência posta em cheque frente aos solos e coeficientes de permeabilidade adotados. Por mais que os ganhos do reservatório em tempo de esvaziamento (em comparação à configuração totalmente impermeável) sejam muito reduzidos neste caso, procede-se com a análise utilizando os dados coletados.

Idealmente, o reservatório proposto seria melhor aplicado quando construído em meio a solos arenosos. Entretanto, mesmo em solos siltosos ou argilosos, a presença de

furos contribuirá com ganhos na drenagem urbana, por menores que sejam. Seu estudo de viabilidade é o objetivo do trabalho, mas considera-se de antemão que, caso sejam mantidos os custos envolvidos em sua construção, em comparação ao modelo impermeável, a configuração que apresenta ganhos torna-se interessante do ponto de vista de aplicação prática.

Solos dos tipos encontrados no terreno também apresentam, geralmente, baixa resistência – que pode ser observada no baixo valor do SPT encontrado (entre 0 e 4). Contudo, esse problema pode ser considerado menor que o da permeabilidade, já que uma escavação adequada já poderia ajudar a resolver essa situação, a partir de aspectos como baixo tempo de espera entre a escavação e a execução da estrutura e uma redistribuição de tensões no solo.

O nível do lençol freático estimado foi de 735 m, próximo à superfície que foi considerada na cota de 740 m e o reservatório apresentará uma altura em torno de 4 metros.

Outro aspecto a ser considerado é a de que se o solo for arenoso e/ou altamente deformável, tal como no Cenário B, as paredes da escavação cederão logo após a escavação, pois a resistência de solos arenosos depende da tensão confinante aplicada a seus grãos e a escavação implica em desconfinamento da areia. Neste caso, é obrigatória a utilização de contenção provisória para estabilização do terreno frente ao corte executado.

3.2.4.3 Soluções e Tecnologias Aplicáveis

Algumas soluções possíveis permitem otimizar e tornar mais viável o projeto do dispositivo proposto.

Primeiro, o poço deve ser de baixa profundidade na medida do possível, já que, nessa situação, ele demoraria menos para atingir a alta cota de nível d'água e alto gradiente hidráulico – ou seja, demora menos para ser eficiente em um evento de chuva. Com relação à profundidade do poço, ela está relacionada aos parâmetros do solo, a escavação e também ao nível d'água.

A profundidade máxima do poço escavado para estrutura pode ser obtida de modo aproximado a partir da avaliação do nível do terreno, do nível d'água e dos parâmetros do solo. Sua coesão, de 8 kPa, está ligada a sua resistência de cisalhamento assim como o ângulo de atrito, formado com o eixo das tensões normais pela tangente ao círculo de Mohr.

Os taludes de escavações devem ser protegidos para evitar tanto a ação erosiva de águas de chuva quanto o ressecamento do solo exposto. A incidência ou contato de água com o corte é uma das principais causas de instabilidade de escavações, sendo que deve-se providenciar sistema de drenagem eficiente. Durante a execução dos lances de escavação, o poço será recoberto por lona impermeável no caso de ocorrência de chuvas para preservação de sua estabilidade e integridade. Na superfície, em área próxima da obra, serão instaladas canaletas provisórias de modo a dificultar o caminhamento do escoamento superficial da água da chuva para dentro do poço. Além disso, o canteiro contará com uma bomba de pequena escala e capacidade, que poderá ser posicionada no leito da escavação para a drenagem no caso de ocorrência de chuvas durante o período da obra ou quando da percolação e entrada de água acentuada no poço, apesar da baixa permeabilidade do solo argiloso local.

O processo construtivo deve se desenvolver de modo que cada etapa de escavação seja precedida rapidamente pela concretagem da estrutura nos respectivos lances. O tempo que o poço permanece sem escoramento - no caso, a própria estrutura age como escoramento do maciço - está intimamente ligado à estabilidade da escavação. Segundo Massad (2005), "Quanto aos recalques nas imediações das valas, tudo leva a crer que dependem muito mais do método construtivo (sequência de escavação, tempo de espera para instalação do sistema de escoramento, entre outros detalhes) e da rigidez do sistema de escoramento do que da natureza do solo escorado, seja ele sedimentar ou tropical."

4. Análises Hidrológicas e Hidráulicas – Determinação da Chuva de Projeto

4.1 Estudo Hidrológico

4.1.1 Objetivos

Antes de tudo, em qualquer que seja a obra hidráulica a ser executada, deve-se ter em mente o nível de proteção que se deseja atingir com o projeto em função de precipitações e ocorrência de fenômenos hídricos. Para que este nível de proteção seja quantificado, é utilizado o conceito de Período de Retorno.

O Período de Retorno, dado em anos, é o período de tempo que se espera que ocorra entre a ocorrência de duas precipitações de intensidade igual ou superior à chuva de projeto. É definido como o inverso da probabilidade de ocorrência da chuva – portanto, espera-se proteger a região do sobrecarregamento do sistema de drenagem por uma chuva que possui 10% de chance de ocorrência a cada ano.

$$T_R = \frac{1}{p(t)}$$

Segundo recomendações do manual de manejo de águas pluviais da prefeitura de São Paulo, adota-se período de retorno igual a 10 anos para projetos de microdrenagem e elementos constituintes – sarjetas, bocas de lobo e galerias – do município. Embora o projeto abordado por este trabalho não seja exatamente uma estrutura de microdrenagem, mas sim referente a um conceito misto entre micro e macrodrenagem e, portanto, de média capacidade, é adotado o período de retorno de 10 anos para o reservatório. Tal decisão foi tomada por, apesar de se tratar de um reservatório, a tomada d'água na superfície apresenta capacidade de vazão da mesma ordem de grandeza que bocas de lobo e grelhas.

O tipo de dispositivo estudado é definido, basicamente, como relativo a reservatórios de atuação mista - detenção do escoamento e infiltração das águas no solo - de pequenas dimensões e de controle na fonte, aproximando-se mais à microdrenagem do que à macrodrenagem propriamente dita.

Assim, tem-se que o principal objetivo do poço é a redução gradual do risco de inundações a que está submetida a cidade. Ao invés de criar estruturas de grandes proporções - de tempo de retorno igual ou superior a 100 anos - estuda-se a viabilidade como uma melhora na eficiência do combate à poluição difusa, mas serão melhor definidos no capítulo correspondente à concepção das soluções do trabalho.

Cabe aqui uma importante observação: assim como em outros tópicos, é latente a falta de maiores dados e informações ligadas aos estudos hidráulico-hidrológicos. O que idealmente se desejava era a obtenção de séries históricas de precipitações para a execução de um modelo mais fiel da realidade, além da rede de microdrenagem existente no local para averiguação dos pontos críticos causadores de alagamento e da capacidade de drenagem já instalada. Não se sabe, por exemplo, se o que caracteriza a ineficiência da drenagem no cruzamento das ruas Ibijaú e Gaivota é a falta de capacidade hidráulica de engolimento das águas superficiais - mesmo com a elevada quantidade de dispositivos de captação - ou a falta de capacidade no escoamento das águas pelas galerias. Sabe-se que a galeria utilizada para a canalização do Córrego Uberabinha passa exatamente abaixo da Rua Ibijaú, e que ela possui grandes dimensões e recebe as contribuições das bocas de lobo e grelhas da rua. A existência de um córrego ali, então, poderia já acometer boa parte da vazão potencial instalada.

Frente a este panorama, o grupo adotou a seguinte medida: elaboração de modelos de caráter mais abrangente e mais genéricos, com dados médios e/ou estimados, promover o levantamento de todos os dados durante o período referente ao TF1 para assim realizar modelos muito mais sofisticados na segunda parte do trabalho.

4.1.2 Metodologia

O primeiro passo a ser tomado é a definição de todos os parâmetros envolvidos na modelagem hidrológica, sejam eles ligados às características da bacia, ao clima da região e do risco que se queira cobrir. Esta fase de caracterização deve então ser precedida pela elaboração do hietograma, gráfico onde são representadas as intensidades de precipitação segundo uma estimativa de distribuição temporal da chuva

de projeto, com diferentes volumes precipitados em cada um dos períodos de tempo da discretização adotada.

Em seguida, constrói-se um modelo Chuva x Deflúvio, onde são estimadas a parcela das águas precipitadas que infiltram em áreas permeáveis superficiais e a parcela das águas destinadas ao Escoamento Superficial Direto (ESD) ou deflúvio. Assim, são determinadas as precipitações, em mm, de chuva excedente durante a chuva de projeto. Depois, utiliza-se a técnica do hidrograma unitário sintético para geração do hidrograma da chuva de projeto e análise da vazão e volume de águas a que os poços estarão sujeitos. Por fim, pode-se estimar o volume necessário às estruturas de projeto para que operem de forma satisfatória.

Como trata-se de uma seção mais prática e de cálculos do relatório, não haverá uma explicação em pormenores a respeito de cada etapa e cada procedimento realizado. Considera-se que os próprios gráficos e tabelas indicarão com clareza o que está sendo realizado.

4.1.3 Parâmetros de Projeto

- Período de Retorno

Como já dito, adota-se um Período de Retorno igual a 10 anos para a chuva de projeto.

- Duração da chuva de projeto

Em relação à duração da tormenta a ser adotada no projeto, duas considerações devem ser apontadas: O porte do reservatório leva intuitivamente à adoção de durações ligeiramente maiores do que as adotadas em estruturas usuais de microdrenagem, ou seja, de até uma hora de duração. Porém, devido ao anseio pela possibilidade de utilização da área superficial acima do poço, a tomada d'água será reduzida e o preenchimento do reservatório, lento. Considera-se, então, uma chuva de projeto com duração maior, de 2,5 horas, para que o poço possa operar com a eficiência esperada.

Além disso, segundo o Plano de Macrodrenagem da Bacia do Alto Tietê, 3ª edição - PDMAT3 - a bacia Águas Espraiadas apresenta duração da tormenta crítica igual a 2,5 horas, valor obtido por modelagem estatística apropriada.

- Declividade da Bacia e Comprimento do Talvegue Principal

Apesar de ter proposto uma nova divisão hidrográfica do município em sub bacias, o Plano de Manejo de Águas Pluviais não determinou parâmetro algum dessas sub bacias. Neste caso, busca-se o comprimento do talvegue e declividade da bacia Águas Espraiadas, definida pelo PDMAT e que possui muito mais referências. Abaixo, observam-se algumas bacias dos principais centros urbanos regionais e alguns parâmetros a ela relacionados:

Tabela 6 - Bacias dos Principais Centros Urbanos Regionais e Seus Parâmetros

Bacia	Cidade	Nº de eventos	Área (km ²)	Perímetro (km)	Talvegue (km)	Decliv %	IMP %	LCG (km)
Casa de Portugal	Porto Alegre	5	6,7	12,7	3,8	4,1	1	1,6
Saint Hilaire	Porto Alegre	5	6,4	11,3	3,8	1,6	0	*
Bela Vista	Porto Alegre	6	2,5	7,1	2,4	1,9	53	1,2
Arroio Meio	Porto Alegre	8	5,2	9,3	4,0	5,3	10	*
Beco do Carvalho	Porto Alegre	5	3,5	7,8	2,4	5,2	18	1,1
Cascatinha I	Porto Alegre	8	8,0	*	4,9	4,0	27	*
Cascatinha II	Porto Alegre	5	4,0	*	1,3	4,0	25	*
Mathias	Joinville	9	1,9	6,5	2,5	1,8	16	1,1
Jaguarão	Joinville	4	6,5	11,8	4,0	0,7	8	2,3
Prado Velho	Curitiba	13	42,0	22,3	11,3	0,9	40	4,2
Afonso Camargo	Curitiba	3	112,3	*	29,5	*	15	*
Gregório	São Carlos	4	15,6	23,5	8,4	2,0	29	4,4
Carapicuíba	São Carlos	2	23,1	22,0	8,9	0,1	19	3,0
Cabuçu de Cima	São Paulo	3	106,8	52,5	22,4	0,1	10	5,5
Tiquatira	São Paulo	4	17,3	22,2	8,4	0,6	62	3,2
Jaguaré	São Paulo	2	13,9	18,5	7,7	0,6	32	3,2
Ipiranga	São Paulo	2	27,1	26,0	10,1	0,2	50	4,2
Águas Espraiadas	São Paulo	3	12,0	22,7	7,8	0,6	60	4,6
Vermelho	São Paulo	2	14,4	19,2	6,3	0,8	30	4,7
Pirajussara	São Paulo	4	57,9	38,2	19,8	0,1	35	9,0
Meninos	São Paulo	8	106,7	37,5	16,4	0,1	40	8,7
Tamanduatei	São Paulo	2	137,4	44,2	23,4	0,1	28	11,5
Mandaqui	São Paulo	3	19,0	17,7	6,1	0,6	58	3,3
Jacaré	Rio de Janeiro	2	7,0	*	6,4	11,3	22,5	*
Faria	Rio de Janeiro	3	20,6	*	7,5	5,3	30,9	*
Timbo	Rio de Janeiro	5	10,6	*	9,2	4,4	29,6	*
Sarapuí	Rio de Janeiro	4	103,0	*	23,3	3,6	16,3	*
Saracuruna	Rio de Janeiro	7	91,3	*	24,8	5,8	1	*

*informação não disponível.

- Área de Drenagem

Devido à atual escassez de dados enfrentada pelo grupo, a área de drenagem a ser adotada pelo projeto se torna um processo mais abstrato, uma vez que ainda não se

obteve acesso às redes de microdrenagem da bacia para verificação dos pontos críticos e, assim, ajustar a área de drenagem do reservatório de modo a mitigá-los.

A princípio, estima-se uma área de contribuição direta do Córrego Uberabinha - em suas condições pré-canalização. Medida em base cartográfica, tal área apresentava 1,2 km de largura por 1,9 km de espessura. Adotou-se, assim, uma área de drenagem igual a 2,2 km².

- Número de Manning

Coeficiente que representa a rugosidade de uma dada superfície, o número de manning influencia no desenvolvimento de deflúvios, dado que quanto mais rugosa é a superfície de cada um dos elementos pelos quais passa o escoamento superficial direto, menor será sua vazão. No modelo a ser executado, adota-se n igual a 0,014 para a rugosidade média da bacia.

- Coeficiente CN

Utilizado no modelo para a estimação da capacidade de infiltração superficial da bacia, o Curve Number (Número de Curva, em inglês) consiste em um ou um conjunto de índices propostos pelo USSCS - U. S. Soil Conservation Service, obtidos através de análise de mais de 3 mil tipos de solos e coberturas da superfície e englobando diferentes tipologias de uso e ocupação de solo. Os CN são utilizados em um método capaz de modelar a precipitação excedente decorrente da chuva de projeto, e será o método utilizado adiante.

A determinação do CN do modelo será feita com base no método proposto pelo PDMAT2 (2010). Embora defasado, o método prima pela simplicidade ao se basear na constituição geológica da bacia. Segundo PDMAT (2010): " Através das Cartas Geológicas da RMSP, em escala 1:100.000, foram identificados os litotipos mais significativos, sob o ponto de vista do comportamento hidráulico-hidrológico, ocorrentes em cada uma destas sub-bacias."

Além dos litotipos, trabalha-se também com sistemas de classificação que descrevem qualitativamente os solos a serem encontrados na região, mas estes não serão utilizados de forma direta. Abaixo, observa-se uma tabela em que são descritos os

principais litotipos da região e suas composições de acordo com o sistema do Soil Conservation Service para avaliação quantitativa.

Tabela 7 - Principais Litotipos da Região e suas Composições, PDMAT2 (2010)

LITOTIPO	SOLOS			
	A	B	C	D
1- Grupo dos Sedimentos Aluvionares (Qa)	15	25	30	30
2- Grupo dos Sedimentos Terciários (TQa)	10	15	40	35
3- Grupo das Intrusões Graníticas (pC Agg)	15	45	15	25
4- Grupo dos Micaxistos (pC Amx)	5	10	35	50
5- Grupo dos Filitos (pC Afm)	-	-	50	50
6- Grupo dos Migmatitos e Gnaisses (pC Amg)	15	35	25	25

Fonte: PDMAT2 (2010).

Segundo a divisão de sub-bacias proposta pelo plano, a área de estudo está inserida na bacia 6.3.8.4. Com esta informação, pode-se consultar a tabela a seguir, onde são indicadas as constituições percentuais de cada tipo de litossolo em cada uma das sub-bacias do plano:

Tabela 8 - Porcentagem dos litotipos constituintes e dos grupos de solo equivalentes. (PDMAT2 2010)

Nº Sub-bacia	% dos litotipos constituintes						% dos grupos de solo equivalentes			
	1	2	3	4	5	6	A	B	C	D
6.1.1.1	8,2	-	17,5	-	-	74,3	15	35,9	23,7	25,4
6.1.1.2	4,4	-	-	-	-	95,6	15	34,6	25,2	25,2
6.1.1.3	3,4	-	40,4	-	-	56,2	15	38,6	21,2	25,2
6.1.2.1	11,1	2,9	25,1	10	-	50,9	13,8	33,4	24,5	28,3
6.1.2.2	11,1	2,9	25,1	10	-	50,9	13,8	33,4	24,5	28,3
6.1.2.3	26,6	11,5	25,3	9,9	-	26,7	13,4	30,1	26,5	30
6.1.3.1	29,8	8,6	12,4	1,4	-	47,8	14,4	31,2	26,7	27,7
6.1.3.2	37,8	1,6	13,6	-	2,3	44,7	14,6	31,4	26,4	27,6
6.1.3.3	33,2	7,1	6,3	44,1	0,4	8,9	10,2	19,7	31,6	38,5
6.1.3.4	35,1	25,5	36,6	2,8	-	-	13,4	29,4	27,2	30
6.1.3.5	30,5	28,4	4,7	34,8	-	1,6	10,1	18	33,8	38,1
6.1.3.6	26,7	27,9	-	3,6	-	41,8	13,2	25,9	30,9	30
6.1.3.7	31,5	23,9	-	38,1	-	6,5	10	17,5	34	38,5
6.1.4.1	18,1	3,2	38,5	1,3	-	38,9	14,7	36	22,7	26,6
6.1.4.2	36,7	2,3	-	30,5	2,8	27,7	11,4	22,3	30,9	35,4
6.1.5	23,9	9,9	37	26,8	-	2,4	11,8	27,6	26,7	33,9
6.1.6.1	23,2	6	32,3	11,3	3,6	23,6	13	30,6	25,9	30,5
6.1.6.2	30,2	14,9	-	37,5	-	17,4	10,5	19,6	32,5	37,4
6.1.7.1	23,9	14,1	-	31,8	0,5	29,7	11	21,7	31,6	35,7
6.1.7.2	84,8	11,1	4,1	-	-	-	14,5	24,7	30,4	30,4
6.1.8	20,6	2,7	19,2	55,9	-	1,6	9,3	20,3	30,1	40,3
6.1.9	25,4	50,4	3	11,7	4	5,5	10,7	18,4	35,7	35,2
6.1.10	24,9	35,5	0,7	25,6	-	13,3	10,7	19,1	34,1	36,1
6.2.1	8,8	7,7	11	38,8	1	32,7	10,3	22,4	30,2	37,1
6.2.2.1	16,9	9,5	-	48,2	15,4	10	7,4	14	36	42,6
6.2.2.2	13,5	14,3	-	63,4	-	8,8	7,9	14,9	34,2	43
6.2.2.3	14,5	55,8	-	29,7	-	-	9,2	14,9	37,1	38,8
6.2.2.4	30,8	59,1	-	10,1	-	-	11	17,6	36,4	35
6.2.2.5	41,5	53,2	-	3,6	-	1,7	12	19,3	35,4	33,3
6.2.2.6	19,3	37,3	4	38,6	-	0,8	9,3	16,4	35	39,3
6.2.2.7	15,1	24,3	8,3	31,9	-	20,4	10,6	21,5	31,7	36,2
6.3.1.1	58,7	25,8	-	-	-	15,5	13,7	24	31,8	30,5
6.3.1.2	27	61,9	-	2,3	4,7	4,1	11	17,7	37	34,3
6.3.1.3	53,9	45,2	-	-	-	0,9	12,7	20,6	34,5	32,2
6.3.1.4	31	10,6	49,2	-	1,9	7,3	14,2	34	23,7	28,1
6.3.2.1	2,2	-	11,3	43,6	33,9	9	5,5	13	36,9	44,6
6.3.2.2	4,4	-	67,9	5,7	-	22	14,5	39,9	19	26,6
6.3.2.3	13,6	-	-	6,1	67,3	13	4,3	8,5	43,1	44,1
6.3.2.4	17	0,9	56,5	4,1	15,4	6,1	12,2	32,3	24,6	30,9
6.3.2.5	53,5	39	-	-	0,9	6,6	12,9	21,5	33,8	31,8

Tabela 9 - Porcentagem dos litotipos constituintes e dos grupos de solo equivalentes. (PDMAT2 2010)

Nº Sub-bacia	% dos litotipos constituintes						% dos grupos de solo equivalentes			
	1	2	3	4	5	6	A	B	C	D
6.3.3.1	13,9	29,6	-	52,2	-	4,3	8,3	14,7	35,4	41,6
6.3.3.2	8,5	59,6	3,4	16,1	-	12,4	10,4	18,5	35,7	35,4
6.3.4	15,1	70,5	-	1,1	-	13,3	11,4	19,1	36,4	33,1
6.3.5.1	17	51,4	-	2	-	29,6	12,2	22,5	33,8	31,5
6.3.5.2	10,9	89,1	-	-	-	-	10,6	16,1	38,8	34,5
6.3.5.3	40,9	59,1	-	-	-	-	12	19,1	35,9	33
6.3.6	30	28,8	32,8	-	6,1	2,3	12,6	27,4	29,1	30,9
6.3.7	6,7	-	78,4	1,5	11,1	2,3	13,2	37,9	20,4	28,5
6.3.8.1	23,3	22,2	-	-	-	54,5	13,9	28,2	29,5	28,4
6.3.8.2	17	1,7	-	9,5	-	71,8	14	30,6	27	28,4
6.3.8.3	35,5	47	-	-	-	17,5	12,7	22,1	33,7	31,5
6.3.8.4	15,2	80,5	4,3	-	-	-	11	17,8	37,5	33,7
6.3.8.5	18,9	66,4	1,8	-	-	12,9	11,7	20	35,7	32,7
6.3.8.6	41,1	31,2	-	17,7	8,7	1,3	10,4	17,2	35,7	36,8
6.3.8.7	17,2	10,1	1,1	32,4	1,5	37,7	11	22,7	30,9	35,4
6.3.8.8	25,1	18,4	3,9	28,5	-	24,1	11,2	22	31,5	35,3
6.4.1.1	7	1,8	-	-	-	91,2	15	33,9	25,6	25,5
6.4.1.2	7,6	-	16,7	1,5	-	74,2	14,7	35,8	23,6	25,9
6.4.1.3	13,3	1,4	25,2	0,8	-	59,3	14,8	35,7	23,4	26,1
6.4.1.4	15,6	1,4	-	-	-	83	14,9	33,2	26	25,9
6.4.2	14,5	8,9	3	28,4	-	45,2	11,7	25	29,6	33,7
6.5.1.1	4,5	-	5	21,3	46,8	22,4	5,9	13,3	38,6	42,2
6.5.1.2	3,1	0,6	13,3	42,1	25,2	15,7	7	16,6	34,4	42
6.5.1.3	1,5	0,2	74,6	7,5	14,1	2,1	11,9	35,9	21,6	30,6
6.5.1.4	7,2	2,2	4,1	24,9	58,5	3,1	3,6	7,6	42,4	46,4
6.5.1.5	8,8	0,8	23,8	47,3	19,3	-	7,3	17,8	32,7	42,2
6.5.1.6	8,5	1,2	0,8	11,1	78,4	-	2,1	3,8	46,2	47,9
6.5.1.7	8,5	1,2	0,8	11,1	78,4	-	2,1	3,8	46,2	47,9
6.6.1	8,5	6,5	38,5	32,1	8,8	5,6	10,2	25,6	27,9	36,3
6.6.2	38,2	44,6	1,1	-	-	16,1	12,8	22,4	33,4	31,4
6.6.3	25,1	2,1	54,1	3,3	14	1,4	12,5	31,8	25	30,7
6.6.4	34,1	36	7,2	-	-	22,7	13,2	25,1	31,4	30,3
6.6.5	14,4	10,7	-	-	-	74,9	14,5	31,4	27,3	26,8
6.6.6	20,7	1,3	12,9	-	-	65,1	14,9	34	24,9	26,2
6.6.7.1	17,8	11	71,2	-	-	-	14,5	38,1	20,4	27
6.6.7.2	7,5	-	92,5	-	-	-	14,6	44,2	15,8	25,4
6.6.7.3	8,5	11,1	53,5	26,9	-	-	11,7	30,6	24,4	33,3
6.6.7.4	-	-	7,8	43,2	49	-	3,3	7,7	40,9	48,1
6.6.7.5	-	6,3	4,8	17,3	71,6	-	2	4,2	45,7	48,1
6.6.8.1	11,3	0,6	46,4	-	7	34,7	13,9	35,9	22,8	27,4
6.6.8.2	11,3	0,6	46,4	-	7	34,7	13,9	35,9	22,8	27,4
6.6.9	12,4	-	57,6	16,6	13,4	-	11,3	30,7	24,9	33,1
6.6.10	12,7	-	87,3	-	-	-	15	42,5	16,9	25,6
6.6.11	4,1	-	80,5	3	12,4	-	12,9	37,8	20,3	29
6.6.12	6,4	2,6	44,2	28,2	18,6	-	9,2	24,7	29	37,1
6.6.13	5,9	0,9	25,3	-	66,6	1,3	4,7	12,8	40,1	42,4
FRR	-	6,3	4,8	17,3	71,6	-	2	4,2	45,7	48,1

Como se pode observar, a sub-bacia onde se encontra o bairro de Moema possui 15,2% de solos aluvionares, 80,5 de sedimentos terciários e 4,3 de intrusões graníticas. A associação entre ambas as tabelas apresentadas possibilita a criação da tabela seguinte, a qual, em conjunto com as proporções de litotipos presentes na bacia, determinará o coeficiente CN a ser utilizado.

Tabela 10 - Relação da Utilização do Solo com o Litotipo

TIPO	UTILIZAÇÃO OU COBERTURA/USO DO SOLO	LITOTIPO					
		1	2	3	4	5	6
1	ZONAS CULTIVADAS						
	sem conservação do solo	85	86	83	88	90	84
	com conservação do solo	75	76	73	78	80	74
	pastagens ou terrenos em más condições	82	84	81	86	88	82
2	BALDIOS/ boas condições	67	71	64	74	77	66
3	PRADOS/boas condições	64	67	61	71	75	62
4	BOSQUES OU ZONAS FLORESTAIS						
	cobertura ruim	71	74	69	77	80	70
	cobertura boa	62	66	58	70	74	60
5	ESPAÇOS						
	ABERTOS/RELVADOS/PARQUES/boas cond.						
	com relva em mais de 75% da área	67	71	64	74	77	66
	com relva de 50 a 75% da área	74	76	71	79	82	72
6	ZONAS						
	comerciais e de escritórios	93	94	93	94	95	93
	Industriais	89	90	89	91	92	89
	residenciais:						
	lotes de área						
	(m2) % impermeável						
	< 500 65	87	89	86	90	91	87
	1.000 38	79	81	77	83	85	78
	1.300 30	77	79	75	81	84	76
	2.000 25	75	78	73	80	83	74
	4.000 20	74	76	71	79	82	72
7	PARQUES						
	estacionamentos, telhados, viadutos, etc.	98	98	98	98	98	98
	arruamentos e estradas asfaltadas, com drenagem	87	88	86	89	90	86
	paralelepípedos, terra	84	85	83	87	88	84

1-Sedimentos aluvionares quaternários
2-Sedimentos terciários da Bacia de São Paulo
3-Grupo das Intrusões graníticas e granodioríticas
4-Grupo dos micaxistos
5-Grupo dos filitos
6-Grupo dos gnaisses e migmatitos

Assim:

$$CN = 0,152 * 87 + 0,805 * 89 + 0,043 * 86 = 88,567 \approx 89$$

- Outros parâmetros serão definidos adiante, conforme a necessidade.

4.1.4 Chuva de Projeto

Como já mencionado, o procedimento ideal seria reunir séries históricas de postos pluviográficos próximos à região, efetuar uma média ponderada das precipitações em função das distâncias e áreas de influência - processo denominado Polígonos de Thiessen - efetuar uma análise estatística com tais dados, aproximando-os por uma distribuição Log-normal ou Gumbel , determinar eventos críticos e por fim o hietograma de projeto. Abaixo, pode-se observar os postos da rede pluviométrica de São

enfrentada atualmente. Assim, utiliza-se a curva IDF para São Paulo/SP – Martinez e Piteri (2015):

$$i_T = \frac{32,77}{(t + 20)^{0,878}} + \frac{16,10}{(t + 30)^{0,9306}} \left[-0,4692 - 0,8474 \ln \ln \left[\frac{T}{T - 1} \right] \right]$$

Fonte: <http://www.daee.sp.gov.br/images/documentos/cth/equacao2.pdf>

Abaixo, pode-se observar as máximas intensidades e as alturas de chuva originadas a partir da curva IDF:

Tabela 11 - Intensidades Máximas de Precipitação (mm/min)

Intensidades máximas de precipitação (mm/min)									
Duração (min)	Período de Retorno (anos)								
	2	5	10	15	20	25	50	100	200
10	1,6	2,1	2,4	2,6	2,7	2,8	3,1	3,4	3,7
20	1,2	1,6	1,9	2,0	2,1	2,2	2,5	2,7	3,0
30	1,0	1,3	1,6	1,7	1,8	1,9	2,1	2,3	2,5
60	0,7	0,9	1,1	1,1	1,2	1,2	1,4	1,5	1,7
90	0,5	0,7	0,8	0,9	0,9	0,9	1,1	1,2	1,3
120	0,4	0,5	0,6	0,7	0,7	0,8	0,9	0,9	1,0
150	0,3	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6	0,7	0,8	0,9
180	0,3	0,4	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,7	0,8
360	0,2	0,2	0,3	0,3	0,3	0,3	0,4	0,4	0,4
720	0,1	0,1	0,1	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
1080	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,2	0,2
1440	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1

Tabela 12 - Precipitações (mm)

Precipitações (mm)									
Duração (min)	Período de Retorno (anos)								
	2	5	10	15	20	25	50	100	200
10	15,7	20,7	24,0	25,9	27,2	28,2	31,3	34,4	37,4
20	24,4	32,5	37,8	40,9	43,0	44,6	49,7	54,7	59,6
30	30,0	40,3	47,1	50,9	53,6	55,7	62,0	68,4	74,7
60	39,6	53,7	63,0	68,3	72,0	74,8	83,6	92,2	100,9
90	44,9	61,1	71,8	77,8	82,0	85,3	95,3	105,3	115,2
120	48,4	66,0	77,5	84,1	88,7	92,2	103,1	113,9	124,6
150	51,1	69,5	81,8	88,7	93,5	97,2	108,7	120,1	131,4
180	53,1	72,3	85,0	92,2	97,2	101,1	113,0	124,9	136,7
360	60,5	82,1	96,4	104,5	110,1	114,5	127,9	141,2	154,4
720	67,5	91,0	106,6	115,3	121,5	126,2	140,8	155,3	169,7
1080	71,6	96,0	112,2	121,4	127,8	132,7	147,9	163,0	178,0
1440	74,5	99,6	116,2	125,6	132,2	137,3	152,9	168,3	183,8

A partir dos dados de intensidade de chuva, duração de tormenta crítica e período de retorno, pode-se gerar o Hietograma de Projeto, responsável por simular a distribuição temporal de precipitação da tormenta crítica. Para isto, utiliza-se o Método dos Blocos Alternados. Os resultados podem ser vistos abaixo:

Tabela 13 - Elaboração do Hietograma de projeto pelo Método dos Blocos Alternados.

CHUVAS - BLOCOS ALTERNADOS								
CURVA IDF			CÁLCULO PARA TRANSFORMAÇÃO			Duração - 2,5h		
t (min)	i (mm/min)	i (mm/h)	P = i*t (mm)	ΔP (mm)	ΔP/t (mm/h)	t (min)	P (mm)	
10	2,4	144,1	24,0	24,0	144,1	0 - 10	0,84	
20	1,9	113,5	37,8	13,8	83,0	10 - 20	0,95	
30	1,6	94,1	47,1	9,2	55,3	20 - 30	1,09	
40	1,3	80,6	53,8	6,7	40,2	30 - 40	1,28	
50	1,2	70,7	58,9	5,2	30,9	40 - 50	1,54	
60	1,1	63,0	63,0	4,1	24,7	50 - 60	1,91	
70	0,9	56,9	66,4	3,4	20,4	60 - 70	2,47	
80	0,9	52,0	69,3	2,9	17,2	70 - 80	3,40	
90	0,8	47,9	71,8	2,5	14,8	80 - 90	5,15	
100	0,7	44,4	73,9	2,2	12,9	90 - 100	9,22	
110	0,7	41,4	75,8	1,9	11,4	100 - 110	24,02	
120	0,6	38,8	77,5	1,7	10,2	110 - 120	13,83	
130	0,6	36,5	79,1	1,5	9,2	120 - 130	6,70	
140	0,6	34,5	80,5	1,4	8,4	130 - 140	4,12	
150	0,5	32,7	81,8	1,3	7,7	140 - 150	2,87	
160	0,5	31,1	82,9	1,2	7,1	150 - 160	2,16	
170	0,5	29,7	84,0	1,1	6,5	160 - 170	1,71	
180	0,5	28,3	85,0	1,0	6,1	170 - 180	1,40	
190	0,5	27,2	86,0	0,9	5,7	180 - 190	1,18	
200	0,4	26,1	86,9	0,9	5,3	190 - 200	1,01	
210	0,4	25,1	87,7	0,8	5,0	200 - 210	0,89	

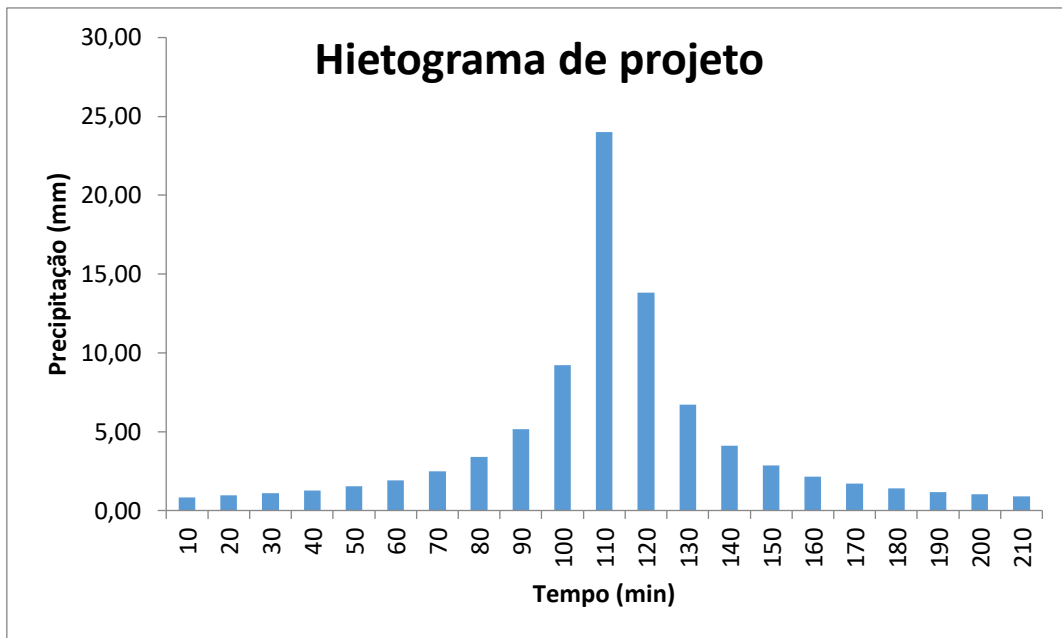


Figura 18 - Hietograma de Projeto

4.1.5 Modelo Chuva x Vazão

Simulando a capacidade de infiltração superficial da bacia, o modelo chuva x vazão é elaborado para que se obtenha uma estimativa razoável acerca da chuva excedente, isto é, a altura de chuva que não é infiltrada e escoar superficialmente pelo meio urbano. Para sua elaboração, o método escolhido foi o CN - SCS, sendo que o CN da bacia já foi estimado na seção relativa a parâmetros acessórios dos modelos hidrológicos.

No método, as precipitações excedentes são estimadas a partir da precipitação efetiva e do número de curva. A chuva excedente é definida por:

$$R = \frac{(P - Ia)^2}{(P - Ia + Sd)}$$

$$Sd = \frac{25400 - 254CN}{CN}$$

Onde:

- Sd é o armazenamento máximo (mm);
- P é a precipitação (mm);

- Ia é a abstração inicial, que segundo Canholi (2005) "(...) compreende a água precipitada interceptada pela vegetação, ou retida em depressões do terreno, infiltrada ou evaporada antes do início do deflúvio."
- R é a precipitação excedente (mm).

A partir destas relações, é gerada a chuva excedente representada a seguir:

Tabela 14 - Estimativa da chuva excedente associada à tormenta de projeto.

Modelo - Chuva excedente				
Tempo (min)	Precipitação (mm)	Precipitação acumulada (mm)	Chuva excedente acumulada (mm)	ΔR
10	0,84	0,84	0,00	0,00
20	0,95	1,78	0,00	0,00
30	1,09	2,87	0,00	0,00
40	1,28	4,15	0,00	0,00
50	1,54	5,69	0,00	0,00
60	1,91	7,60	0,03	0,03
70	2,47	10,07	0,34	0,31
80	3,40	13,47	1,21	0,87
90	5,15	18,62	3,26	2,05
100	9,22	27,84	8,41	5,15
110	24,02	51,86	26,33	17,92
120	13,83	65,68	38,10	11,77
130	6,70	72,38	44,01	5,91
140	4,12	76,51	47,69	3,69
150	2,87	79,38	50,28	2,59
160	2,16	81,53	52,23	1,95
170	1,71	83,24	53,79	1,55
180	1,40	84,64	55,06	1,28
190	1,18	85,82	56,14	1,08
200	1,01	86,83	57,07	0,93
210	0,89	87,72	57,88	0,81

A precipitação acumulada só ultrapassou a abstração inicial após os 50 min iniciais de chuva. É por esta razão que a chuva excedente começa a ser originada no instante seguinte, aos 60 min.

Abaixo, pode-se observar a comparação, em cada período de tempo, entre as precipitações total e excedente, isto é, que não foram infiltradas devido à alta taxa de impermeabilização do solo:

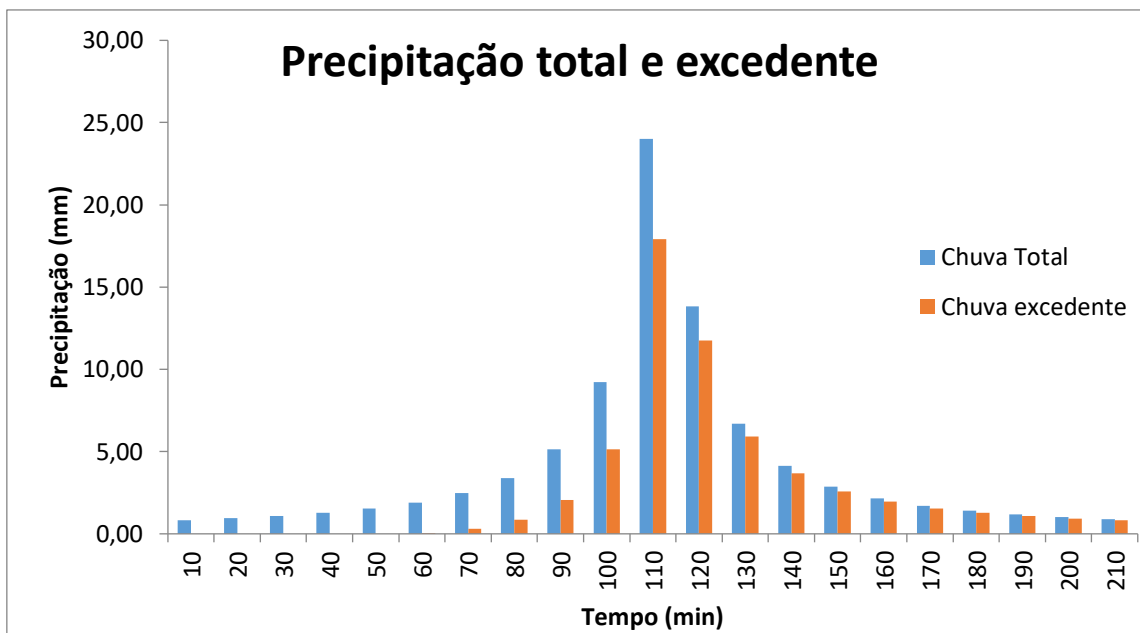


Figura 19 – Gráfico de comparação entre a chuva total de projeto e a chuva excedente gerada.

4.1.6 Hidrograma de Projeto

Para a definição do hidrograma de projeto, segundo Canholi (2005), "deve-se obter o hidrograma unitário e proceder ao cálculo do hidrograma final, resultado da soma de cada hidrograma unitário proporcional à chuva excedente em cada intervalo."

Ainda segundo Canholi (2005), o conceito de hidrograma unitário baseia-se na hipótese de que, se uma bacia ideal comporta-se como um reservatório linear, pode-se demonstrar que chuvas efetivas de intensidades constantes e mesmas durações geram hidrogramas com tempos de picos e durações iguais. Os deflúvios gerados estarão na mesma proporção das chuvas efetivas.

Abaixo, indica-se o Hidrograma Unitário calculado:

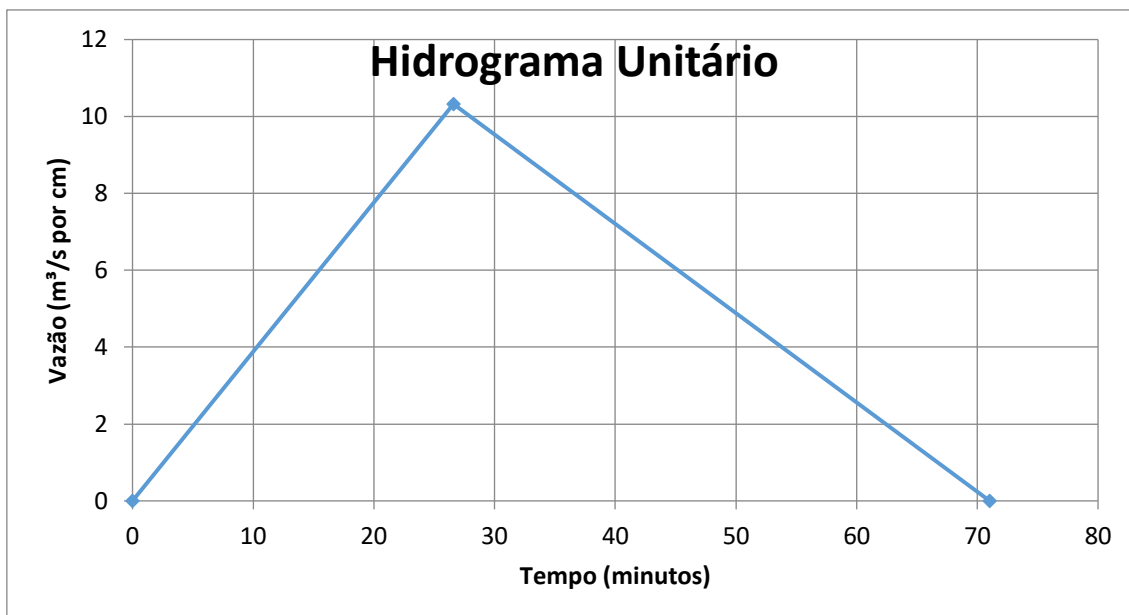


Figura 20 - Hidrograma Unitário Sintético calculado para a bacia.

Com as coordenadas dos três pontos notáveis do Hidrograma Unitário, foram geradas equações de reta e, a partir disto, obtiveram-se valores de vazão para diferentes períodos de tempo ao longo do evento. Pode-se observar abaixo uma relação destes valores, os quais serão úteis para a elaboração dos blocos de chuva excedente.

Tabela 15 - Coordenadas de pontos do Hidrograma Unitário

Tempo (min)	Vazão (m³/s.cm)
0	0,00
10	3,88
20	7,76
30	9,53
40	7,21
50	4,88
60	2,56
70	0,24

Além do coeficiente CN, outro conceito fundamental é o do período de retorno. Criado para representar a resposta da bacia a uma determinada precipitação, consiste no período de tempo que a gota mais distante da bacia demora para chegar até o local estudado. Para calculá-lo, pode-se utilizar o método da onda cinemática:

$$tc = 6,92 * \left(\frac{n^{0,6} * L^{0,6}}{I^{0,4} * S^{0,3}} \right)$$

Onde:

- n é o número de Manning;
- L é o comprimento do talvegue principal (m)
- I é a intensidade média de chuva (mm/h)
- S é a declividade do talvegue principal

A partir dos dados listados anteriormente, chega-se a um valor próximo de 36 minutos ou 0,6h.

Cada intervalo de discretização da chuva corresponde a um bloco de chuva excedente unitária, com tempos de base e pico e vazão próprios. Abaixo, indica-se os valores calculados para o modelo em questão:

Tabela 16 - Cálculo de Blocos de Chuva Excedente

CÁLCULO DE BLOCOS DE CHUVA EXCEDENTE					
BLOCO	t (min)	t(h)	tp'	TB'	Qu,p (m³/s)
1	60	1,00	1,44	2,18	0,03
2	70	1,17	1,61	2,35	0,32
3	80	1,33	1,78	2,52	0,90
4	90	1,50	1,94	2,68	2,11
5	100	1,67	2,11	2,85	5,31
6	110	1,83	2,28	3,02	18,50
7	120	2,00	2,44	3,18	12,15
8	130	2,17	2,61	3,35	6,10
9	140	2,33	2,78	3,52	3,81
10	150	2,50	2,94	3,68	2,67
11	160	2,67	3,11	3,85	2,02
12	170	2,83	3,28	4,02	1,60
13	180	3,00	3,44	4,18	1,32
14	190	3,17	3,61	4,35	1,11
15	200	3,33	3,78	4,52	0,96
16	210	3,50	3,94	4,68	0,84

Por fim, procede-se ao cálculo do hidrograma final através da soma dos hidrogramas de cada bloco de chuva, respeitadas suas disposições temporais. A tabela e gráfico abaixo revelam o hidrograma de projeto final:

Tabela 17 - Modelo de Convolução e somatória dos blocos de chuva

Tempo (min)	CÁLCULO DO HIDROGRAMA FINAL																
	Q (m³/s)																
	Bloco 1	Bloco 2	Bloco 3	Bloco 4	Bloco 5	Bloco 6	Bloco 7	Bloco 8	Bloco 9	Bloco 10	Bloco 11	Bloco 12	Bloco 13	Bloco 14	Bloco 15	Bloco 16	Total
10																	
20																	
30																	
40																	
50																	
60	0,00																0,00
70	0,01	0,00															0,01
80	0,03	0,12	0,00														0,15
90	0,03	0,24	0,34	0,00													0,61
100	0,02	0,30	0,67	0,79	0,00												1,79
110	0,02	0,22	0,83	1,59	2,00	0,00											4,65
120	0,01	0,15	0,63	1,95	3,99	6,96	0,00										13,69
130	0,00	0,08	0,42	1,48	4,90	13,91	4,57	0,00									25,36
140	0,00	0,01	0,22	1,00	3,71	17,09	9,13	2,29	0,00								33,45
150		0,00	0,02	0,52	2,51	12,92	11,22	4,59	1,43	0,00							33,21
160			0,00	0,05	1,32	8,76	8,48	5,63	2,86	1,00	0,00						28,10
170				0,00	0,12	4,59	5,75	4,26	3,51	2,01	0,76	0,00					21,00
180					0,00	0,43	3,01	2,89	2,66	2,47	1,52	0,60	0,00				13,57
190						0,00	0,28	1,51	1,80	1,87	1,86	1,20	0,49	0,00			9,02
200							0,00	0,14	0,94	1,26	1,41	1,48	0,99	0,42	0,00		6,64
210								0,00	0,09	0,66	0,95	1,12	1,22	0,84	0,36	0,00	5,23
220									0,00	0,06	0,50	0,76	0,92	1,03	0,72	0,32	4,30
230										0,00	0,05	0,40	0,62	0,78	0,89	0,63	3,36
240											0,00	0,04	0,33	0,53	0,67	0,78	2,33
250												0,00	0,03	0,28	0,45	0,59	1,35
260													0,00	0,03	0,24	0,40	0,66
270														0,00	0,02	0,21	0,23
280															0,00	0,02	0,02
290																0	0

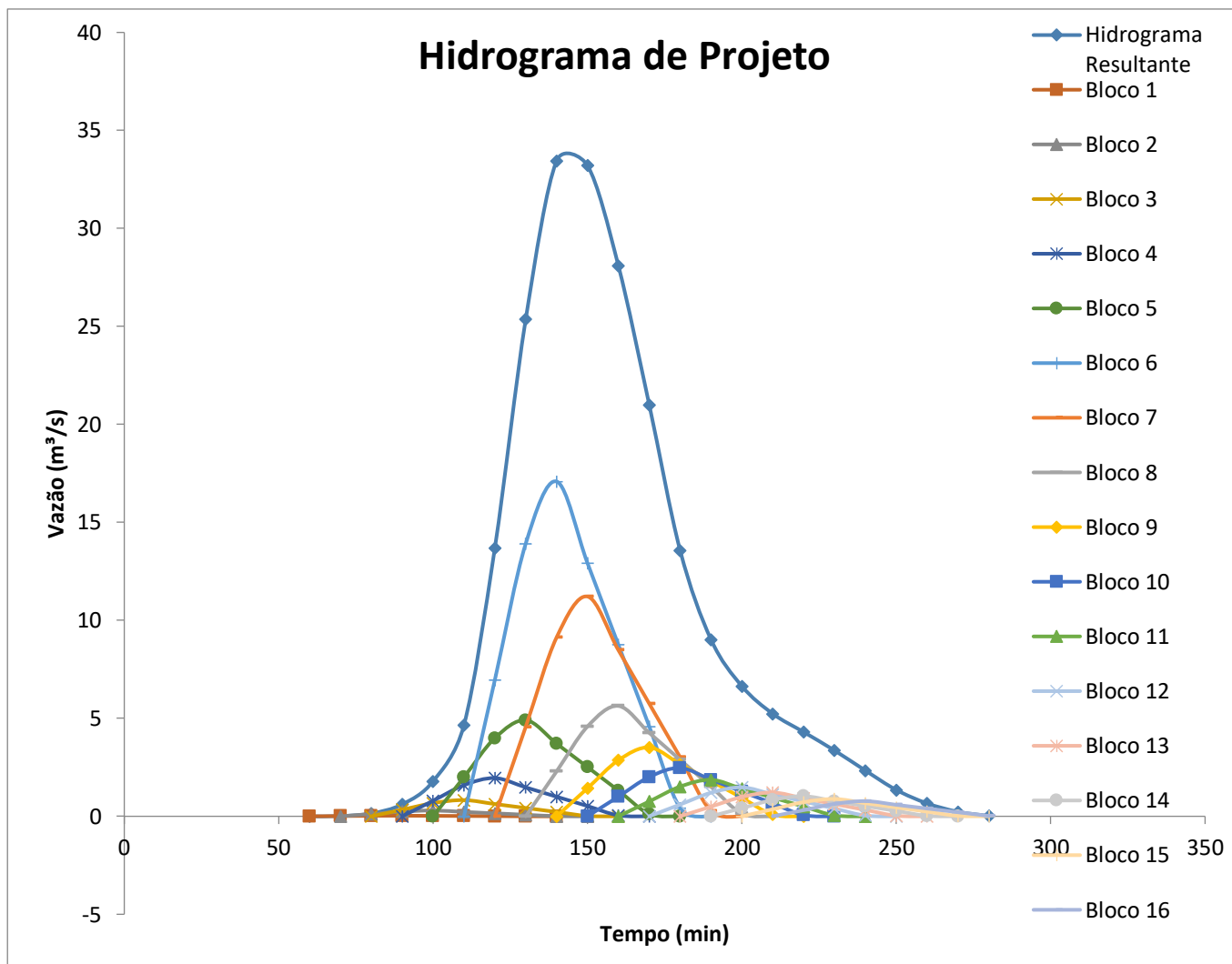


Figura 21 - Gráfico do hidrograma de projeto

4.2 Visão Hidráulica do Problema

4.2.1 Análise do Sistema de Macrodrenagem

Como já mencionado, a hidrologia da região é composta por períodos de chuvas intensas, responsáveis, muitas vezes, por enchentes. Devido a tipologia, o sentido de escoamento dessa água da chuva pode ser aproximado de acordo com a inclinação de relevo da região e suas características – e esse sentido está representado abaixo:

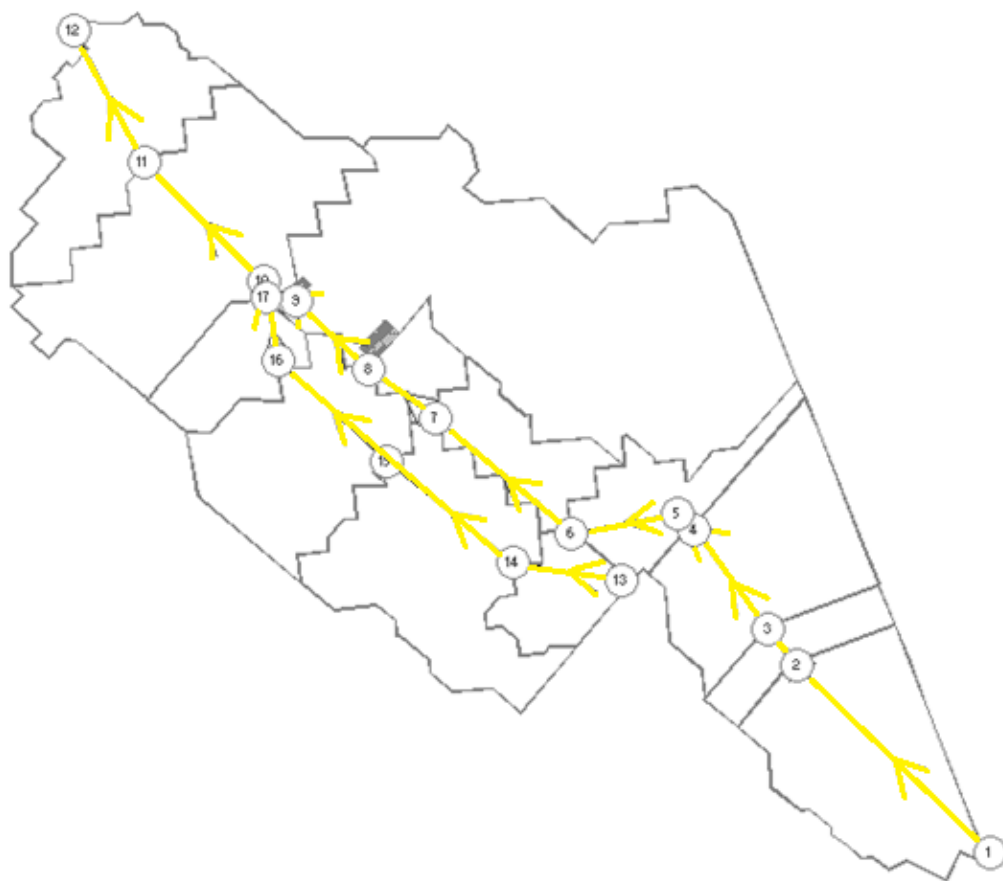


Figura 22 - Sentido do Córrego Uberabinha

A rede hidráulica da região é bastante densa, porém, ela não suporta as chuvas em alguns pontos. Em estudos realizados pela Prefeitura, e apresentados em

um relatório ligado ao problema existente no Córrego Uberabinha, chegou-se à conclusão de que a galeria do córrego está saturada em muitos pontos, como os pontos 9, 10 e 11 indicados na figura abaixo:

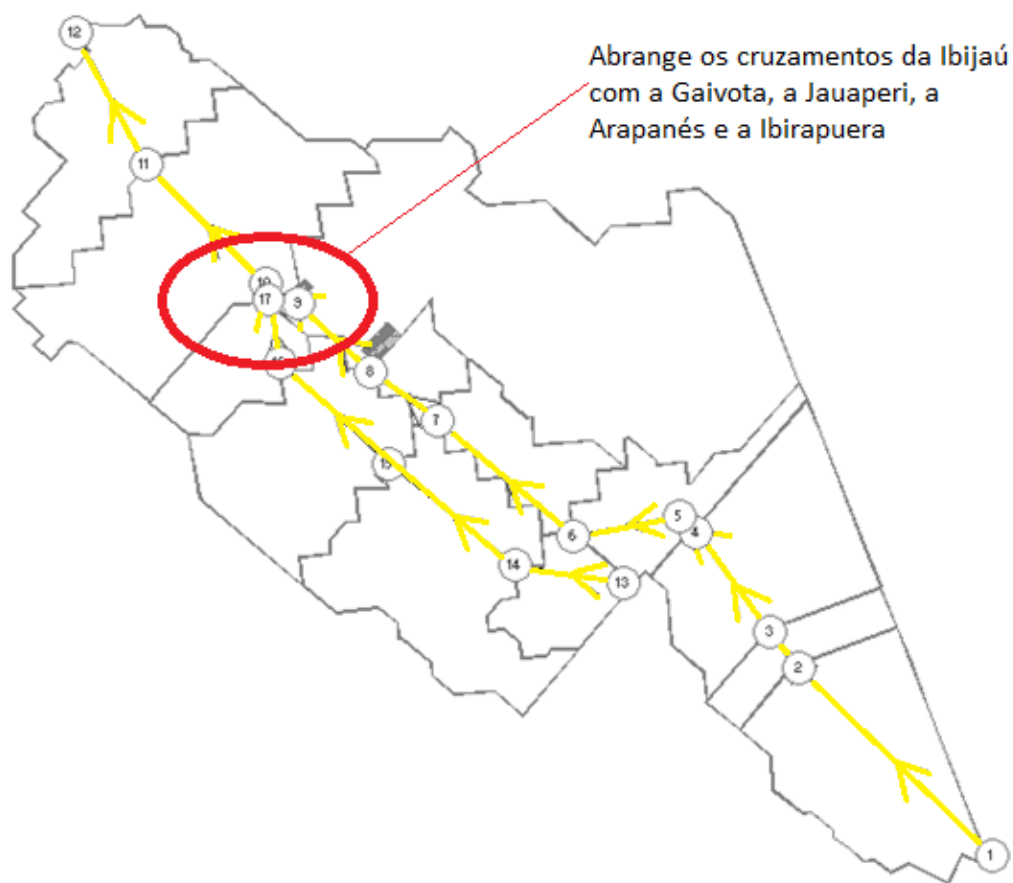


Figura 23 - Ponto de estudo: Ibijaú, Gaivota, Jauaperi, Arapanés

A região de estudo, onde será feita a proposta de construção de reservatórios é a região indicada acima, que abrange a Av. Ibijaú, Al. Jauaperi, Al. Arapanés e Gaivota, por exemplo.

As seções do Uberabinha não são constantes ao longo de todo o seu trecho, havendo variação de dimensões, cujo locais estão representados a seguir, em verde, além disso, logo antes do foco de estudo, há a união de dois braços do córrego – também representada abaixo.

4.2.2 Verificação do Ponto em que o sistema apresenta capacidade insuficiente

Como já foi calculado anteriormente, sabemos que a vazão de escoamento mais crítica é a vazão que está representada no hidrograma de projeto – Q máx. (m³/s) = 33,45. Parte dessa vazão será suprida pela macrodrenagem já existente na região.

Para analisar os pontos críticos, foi feita uma tabela comparativa que relacionava a vazão de escoamento e quanto dela seria absorvido pela macrodrenagem (no caso, a galeria). Os valores das dimensões da galeria e quanto ela suporta foram obtidos também no relatório Uberabinha realizado pela Prefeitura de São Paulo. A seguir, será mostrado o resultado dessa análise:

Tabela 18 - Identificação dos pontos críticos a partir das vazões

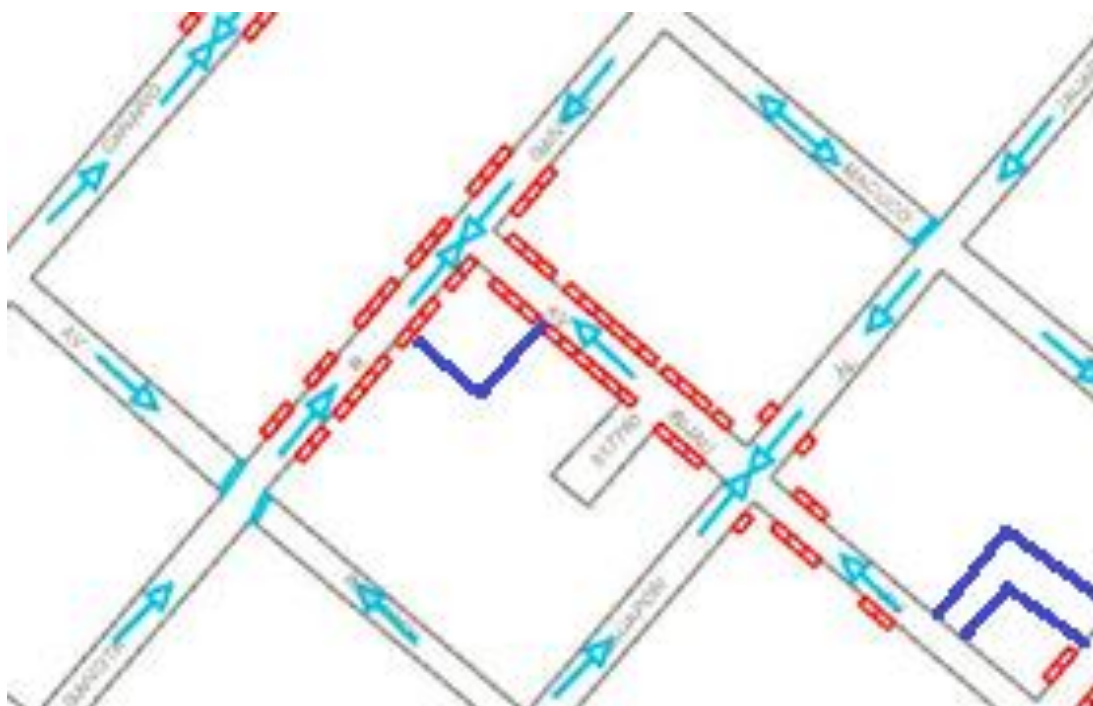
Trechos	Cota Inicial	Cota Final	Formato	b (m)	h (m)	L (m)	(m/s)	Q (m³/s)	Nó CABC	Q (m³/s) do escoamento	Crítico?	Diferença do Escoado - Suportado pela galeria
6 a 8	18,34	2,08	Retangular	3	2,25	23,742	3,66	24,49	11	33,45	SIM	8,96
8 a 9	2,08	5,25	Retangular	3	2,25	23,171	4,68	31,29	11	33,45	SIM	2,16
9 a 11	5,25	0	Retangular	3	2,25	34,747	3,57	23,88	11	33,45	SIM	9,57
11 a 11	0	0								33,45	SIM	
11 a 12	0	0	Retangular	3	2,25	20	4,35	32,29	11	33,45	SIM	1,16
12 a 13	0	7,49	Retangular	3	2,25	27,488	4,65	37,28	11	33,45	NÃO	-3,83
13 a 13	7,49	7,49								33,45	SIM	
13 a 13	7,49	7,52								33,45	SIM	
13 a 14	7,52	10	Retangular	3	2,25	22,749	4,34	32,24	11	33,45	SIM	1,21
14 a 15	10	0								33,45	SIM	
15 a 16	0	0,95								33,45	SIM	
16 a 16	0,95	7,91	Retangular	3	2,25	6,96	2,15	14,39	11	33,45	SIM	19,06
16 a 16	7,91	12,46	Retangular	3	2,25	4,546	2,15	14,39	11	33,45	SIM	19,06
16 a 18	12,46	6,3	Retangular	3	2,25	33,844	4,54	30,36	11	33,45	SIM	3,09
18 a 18	6,3	15,5	Retangular	3	2,25	9,2	3,96	26,47	11	33,45	SIM	6,98
18 a 19	15,5	8,13	Retangular	3	2,25	12,634	4,46	29,79	11	33,45	SIM	3,66
19 a 20	8,13	3,35	Retangular	3	2,25	15,22	3,34	22,29	11	33,45	SIM	11,16
20 a 21	3,35	0,42	Retangular	3	2,25	17,066	5,94	39,69	11	33,45	NÃO	-6,24
21 a 22	0,42	0	Retangular	3	2,25	19,58	3,07	20,53	11	33,45	SIM	12,92
22 a 22	0	19,14								33,45	SIM	
22 a 23	19,14	8,21								33,45	SIM	
23 a 24	8,21	15	Retangular	3	2,25	26,79	2,72	18,18	11	33,45	SIM	15,27
24 a 26	15	0	Retangular	3	2,25	25	3,93	26,29	11	33,45	SIM	7,16
26 a 27	0	8	Retangular	3	2,25	28	3,12	20,84	10	33,45	SIM	12,61
27 a 31	8	15	Retangular	3	2,25	87	3,7	24,69	10	33,45	SIM	8,76
31 a 32	15	7,84	Retangular	2,8	2,25	12,84	6,77	42,22	10	33,45	NÃO	-8,77
32 a 34	7,84	0	Retangular	2,8	2,25	32,16	3,81	23,78	10	33,45	SIM	9,67
34 a 37	0	6,76	Retangular	2,8	2,25	66,764	3,81	23,78	10	33,45	SIM	9,67
37 a 38	6,76	7,63	Retangular	3	3	20,864	4,2	37,46	10	33,45	NÃO	-4,01
38 a 42	7,63	15,58	Retangular	3	2,7	87,952	3,07	24,58	10	33,45	SIM	8,87
42 a 42	15,58	15,58								33,45	SIM	
42 a 45	15,58	2,71	Retangular	2	2,25	47,128	3,63	16,19	10	33,45	SIM	17,26
45 a 45	2,71	16,73	Retangular	2	2,5	14,016	4,15	20,52	10	33,45	SIM	12,93
45 a 51	16,73	14,3	Retangular	2,4	2,25	117,573	2,59	13,86	10	33,45	SIM	19,59
51 a 53	14,3	14,03	Retangular	2,4	2,25	39,733	4,84	25,87	9	33,45	SIM	7,58

É possível observar que a maior parte dos pontos são pontos críticos, ou seja, a capacidade da galeria é menor do que a vazão de escoamento. Desse modo, para a

chuva de projeto adotada, concluímos que o trecho analisado pode ser considerado crítico como um todo com relação a sua capacidade.

Um outro fator importante nessa análise é a declividade – ou seja, o caminho que a água da chuva faz e onde ela se concentra. Observando as imagens anteriores, podemos perceber que há um ponto onde a água se concentra, que é um ponto de depressão do relevo:

Tabela 19 - Detalhamento do ponto crítico - Ponto de encontro do escoamento



No encontro da Av. Ibijaú com a Gaivota, podemos perceber uma situação onde a água se acumula, e mesmo com a quantidade excessiva de microdrenagem no local, o problema ainda persiste.

4.2.3 Utilização da Solução – Aplicação e Necessidades Adicionais

O relatório da prefeitura de São Paulo, já mencionado, apontou que a ordem de grandeza para resolver o problema de drenagem por todo o córrego seria de

reservatórios com aproximadamente 40.000 m³. Contudo, a proposta desse estudo não é de resolver o problema ao longo do córrego Uberabinha, mas sim em locais pontuais onde as enchentes analisadas causam imenso transtorno a população.

Para essa análise, contudo, é fundamental incluir toda a área de influência do córrego para se obter valores de chuva de projeto e drenagem condizentes com a realidade. Desse modo, os valores obtidos para estudo foram calculados a partir de valores gerais da região, porém, a solução proposta tem como objetivo solucionar apenas um local mais específico do problema (por isso, o reservatório foi dimensionado com capacidade muito menor do que o que foi proposto pela prefeitura). Além disso, a intenção do nosso modelo de reservatório é ser simples, de fácil construção e pontual – para que, assim, ele possa ser replicado ao longo da região do problema. De início, por exemplo, podemos propor, para a região de estudo crítica, a construção de pelo menos 3 reservatórios (o número podendo ser bem maior de acordo com a necessidade).

Uma outra vantagem é que o sistema proposta não utiliza bombas e nem necessita de manutenção constante, facilitando sua implantação e utilização.

Para solucionar o problema da região, devido à alta densidade de urbanização, grandes reservatórios se tornam uma solução complicada devido à ausência de espaço livre consideravelmente grande para construção de piscinões.

Para um cenário mais ideal, a proposta seria acrescentar à solução dos reservatórios pontuais descritos, uma alteração nas seções da galeria de macrodrenagem- aumentando sua capacidade. Isso seria necessário pois a vazão de escoamento em excesso existente é grande, ou seja, seria importante incluir essa alteração para adicionar maior capacidade a rede da região.

5. Solução Proposta

5.1 Proposta do tipo de dispositivo

Imagina-se duas concepções estruturais diferentes para o reservatório - pode apresentar formato cilíndrico ou cônico. Ambos os formatos são possivelmente viáveis e passíveis de maiores estudos, embora o presente trabalho dê maior ênfase à solução cilíndrica, tomando-a como a "principal". A casca de concreto é o elemento central de ambas as soluções, sendo que serão definidas a seguir. Maiores detalhamentos de uma ou de outra serão realizados ao longo do trabalho conforme a necessidade.

5.1.1 Formato Cilíndrico

O reservatório será definido por uma casca de concreto armado de formato cilíndrico, dotada de um volume útil para o armazenamento de água definido por 4 metros de raio, 8 metros de diâmetro e uma altura de 4 metros. Esta casca possuirá furos dispostos em 4 lances horizontais e 25 lances verticais. Cada furo terá 30 cm de diâmetro e possuirá espaçamento de 1 metro entre centros de furos ou 70 centímetros entre os limites de furos adjacentes. A casca possuirá ainda 20 centímetros de espessura e será composta por concreto projetado.

Visando a possibilidade de aproveitamento da área superficial para outros fins, o reservatório possuirá uma laje maciça de cobertura, de espessura igual a 30 cm. Devido à impossibilidade da casca externa de se consolidar com a laje de cobertura e resistir aos carregamentos verticais transferidos por ela, adota-se a utilização de seis pilares, de dimensões 30 x 30 cm e dispostos na periferia do reservatório. Deve-se atentar ao fato de que os pilares não entrarão em contato direto com a casca - a casca resistirá à grande maioria dos esforços horizontais, sendo que deseja-se reduzir a solicitação a flexo-compressão nos pilares.

Os pilares se apoiarão sobre uma laje de fundo de 50 centímetros de espessura, que será construída apenas para a formação cilíndrica do reservatório, dado que a base do reservatório cônico consistiria apenas na ponta do cone. Abaixo da laje, haverá ainda

a aplicação de uma camada de concreto magro para a regularização do terreno sem a perda de permeabilidade.

A principal razão de implantação de laje de fundo consiste na proteção do leito do reservatório, pois caso seja constituído apenas de solo com cobertura de manta geotêxtil permeável, a ação da vazão de entrada de água lançada a uma altura de 4 metros contribuiria para uma gradativa erosão do fundo.

Como efeito benéfico adicional, tem-se a redistribuição de carregamentos transmitidos ao solo de fundação do reservatório. A maior rigidez da laje promove distribuição de esforços mais homogênea e, além disso, o grande aumento de área superficial proporcionado pela laje, em comparação à área da base da casca, implica na distribuição dos carregamentos em uma área maior e na consequente redução da carga aplicada ao solo de fundação por metro quadrado.

A laje de fundo possuirá furos de configuração similar à da casca: possuirão 30 cm de diâmetro e estarão dispostos a 1 metro de distância entre seus centros e a 70 cm entre seus limites (nos eixos x e y). Na figura abaixo, tem-se um croqui da laje de fundo e da configuração de furos adotada.

O pilar seria submetido a condições ambientais agressivas, pois estaria exposto a um volume de água cujo nível varia com o tempo e com a ocorrência e intensidade de chuvas. Deve-se, portanto, dimensioná-lo com cobrimento adicional e tratamento superficial impermeabilizante. Como já destacado, o dimensionamento deste e de todos os outros elementos de concreto armado foge ao escopo do presente trabalho.

Haverá sobre a laje de cobertura uma viga circular, de dimensões aproximadas 40 x 70 cm e que conectará os pilares entre si, criando um pórtico espacial. Haverá ainda uma viga de borda invertida, de dimensões 60 x 20 cm, que será posteriormente consolidada à estrutura de casca por meio de armadura de transpasse. Sua função consiste em conferir melhor acabamento à estrutura e melhor delimitar a área de escavação durante a obra.

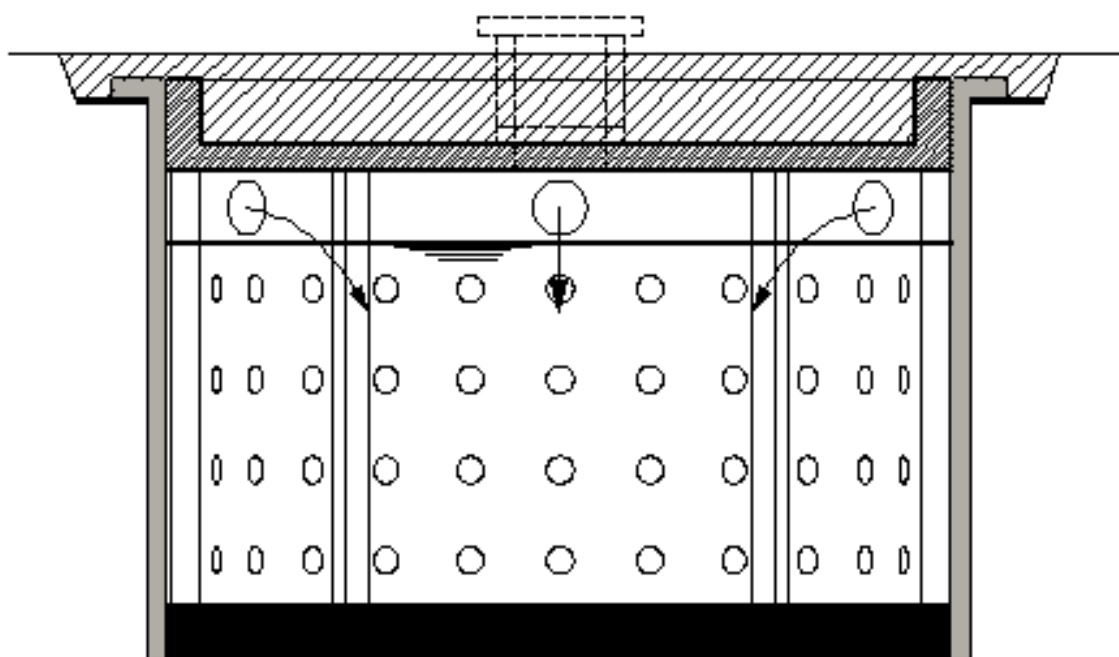


Figura 27 - Vista Frontal do Reservatório Cilíndrico

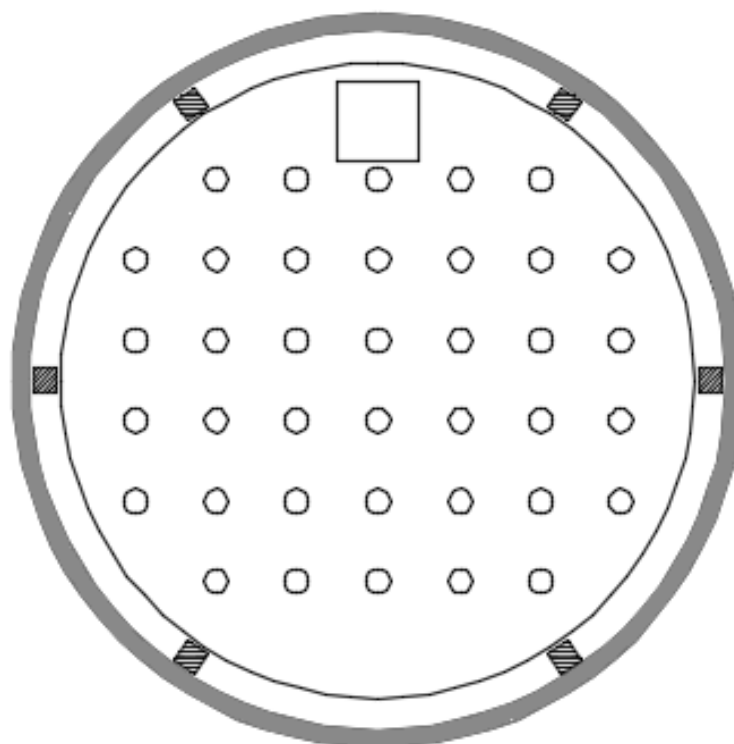


Figura 28 - Vista Superior do Reservatório Cilíndrico

5.1.2. Formato Cônico

A casca cônica possuirá 4 metros de altura e 14 metros de diâmetro em seu topo. O maior vão dificulta o emprego de uma laje para sua cobertura, sendo que utiliza-se uma casca de concreto projetado - que, portanto, dispensa o uso de pilares.

Será utilizada uma viga de borda no contato entre a casca cônica e a casca da cobertura.

Tanto esta quanto a solução cilíndrica contarão com mantas geotêxteis em seus interiores e serão conectados à superfície, por meio de um conjunto de tubos para captação da água da chuva, e à rede de macrodrenagem, enviando com atraso o excesso de água para jusante da bacia hidrográfica.

No fundo, afim de se evitar a deposição contínua de água, cria-se um furo na região da ponta do cone.

Duas razões motivaram a proposição de um formato cônico:

- A maior estabilidade dos lances de escavação durante o processo construtivo e da estrutura já finalizada. A aplicação de concreto projetado sobre um talude torna o processo construtivo muito mais ágil e seguro, dado que o coeficiente de segurança dos taludes é naturalmente superior ao do corte vertical requisitado pela solução cilíndrica;
- Estima-se que possua melhor funcionamento hidráulico, proporcionando maior vazão de infiltração da água no solo. Este aspecto será melhor estudado na seção seguinte.

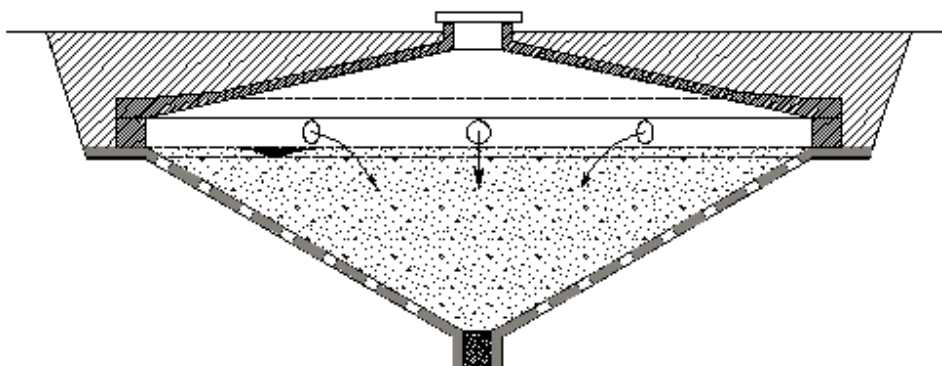


Figura 29 - Vista Frontal do Reservatório Cônico

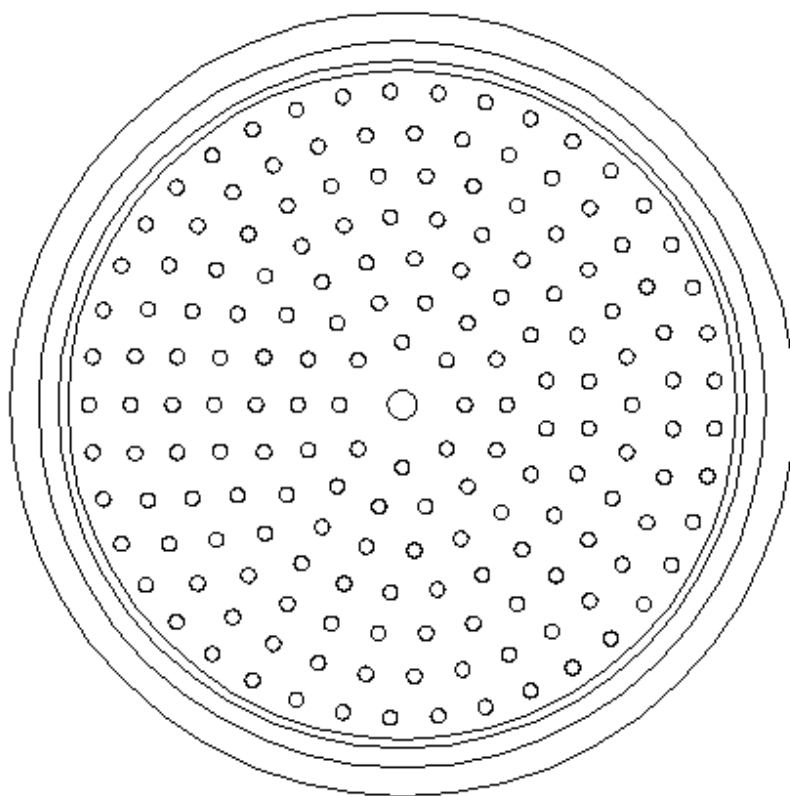


Figura 30 - Vista Superior do Reservatório Cônico

5.2 Estudo de Percolação

Modelagem das redes de fluxo

5.2.1 Introdução

SEEP/W é um programa de análise de infiltração capaz de modelar tanto o fluxo saturado quanto o insaturado. A capacidade de modelar o fluxo insaturado permite ao programa lidar com uma grande variedade de problemas reais. Atualmente não é mais aceitável simplesmente ignorar o movimento da água em solos insaturados acima do nível freático, pois isso limitaria muito os tipos de problemas que poderiam ser analisados. O termo escoamento é tratado no programa para descrever todo movimento de água através do solo, independentemente da causa (gravidade ou carregamento externo) ou se o fluxo ocorre em solos saturados ou insaturados.

Simular o fluxo de água no solo com um modelo numérico pode ser muito complexo. O solo natural geralmente é heterogêneo e anisotrópico. Além disso, as condições de contorno muitas vezes mudam com o tempo e não podem ser definidas com exatidão no início de uma análise. Em alguns casos, as próprias condições de contorno são uma incógnita do problema. Além disso, quando um solo se torna insaturado, o coeficiente de permeabilidade torna-se função da pressão neutra negativa no solo. Uma vez que a pressão neutra está relacionada com a carga total desconhecida e deve ser calculada, técnicas numéricas iterativas são necessárias para calcular a combinação apropriada entre pressão neutra e as propriedades do material. A isso dá-se o nome de problema não-linear.

De modo geral, existem três partes principais para a análise de elementos finitos. A primeira é a definição do domínio numérico, incluindo a seleção de uma geometria apropriada e a criação de uma malha discretizada. A segunda parte consiste em especificar as propriedades dos materiais para as várias regiões do domínio. A terceira é a escolha correta das condições de contorno.

Uma das propriedades dos materiais que devem ser definidas é o conteúdo de água no solo. Os vazios do solo podem ser preenchidos com água ou ar, ou uma combinação dos dois. Em um solo saturado, todos os vazios estão preenchidos com água e o conteúdo de água no solo é definido por:

$$W = n * S$$

Onde:

W = conteúdo volumétrico de água

n = porosidade do solo

S = grau de saturação (em solo saturado, S = 1,0)

A porosidade, n, se relaciona com o índice de vazios, e, pela seguinte expressão:

$$n = \frac{e}{1 + e}$$

Já em um solo insaturado, o volume de água que preenche os vazios vai variar dependendo da sucção dentro dos poros de água. Não há um valor fixo no tempo e no espaço, portanto é necessária uma função para descrever como varia o volume de água com diferentes pressões no solo. Essa função descreve a capacidade do solo de reservar água com mudanças na matriz de pressões, por exemplo, qual porção ou volume de vazios permanecem preenchidos com água quando o solo é drenado. Os três fatores que caracterizam essa função são o valor de entrada do ar, a declividade da função para pressões neutras positivas e negativas e o conteúdo residual de água. Este representa o conteúdo volumétrico de água de um solo em que um acréscimo de pressão neutra negativa não produz mais mudanças significativas na quantidade de água.

Outra propriedade que deve ser fornecida é a permeabilidade do solo, ou sua condutividade hidráulica (embora estes termos sejam diferentes para alguns autores, aqui eles serão tratados como sinônimos). Em um solo saturado, todos os poros entre as partículas sólidas estão preenchidos com água. Quando, por algum motivo, a água é expulsa, o ar entra nos poros maiores e estes poros se tornam menos permeáveis à água e aumentam a tortuosidade do caminho do fluxo, como mostra a figura abaixo. O programa SEEP/W possui métodos que podem ser usados para estimar a função de condutividade hidráulica uma vez que a função do conteúdo volumétrico de água e o K_{sat} forem especificados.

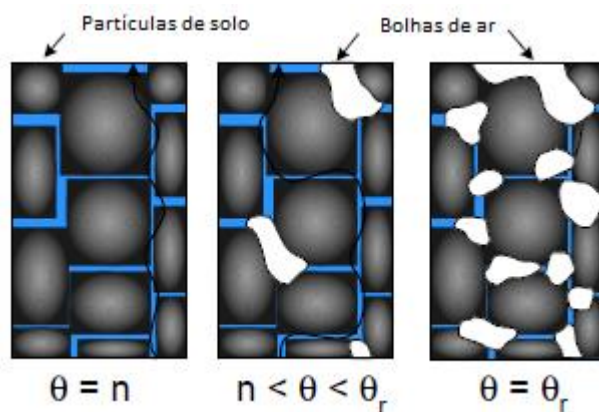


Figura 31 - Caminho do Fluxo da Água

Finalmente chega uma das partes fundamentais e que exigem a maior compreensão do problema: definir as condições de contorno. As soluções do problema dependem diretamente das condições de contorno. Um ponto importante para destacar é que só existem dois tipos de condições de contorno: só é possível especificar carga H ou

a vazão Q em um nó. O fluxo ao longo de um contorno também pode ser definido pelo gradiente ou taxa de vazão por área. Mas estes parâmetros são convertidos em vazões Q nos nós. Outro ponto que vale lembrar é que, ao ser definido H , a solução para elementos finitos irá fornecer Q . De maneira análoga, ao ser definido Q , a solução irá fornecer H . Portanto quando a carga é definida em um nó, o fluxo calculado, Q , é a quantidade necessária para manter o H especificado, e vice-versa.

Na análise em estado permanente, no mínimo um nó precisa ser especificado com uma carga total na condição de contorno, de forma que se obtenha uma solução. Na forma de equação, a carga total, H , é definida como:

$$H = \frac{u}{\gamma_w} + z$$

Onde:

H = carga total (em metros)

u = pressão neutra (em KPa)

γ_w = peso específico da água (em KN/m³)

z = elevação (em metros)

SEEP/W se baseia no princípio de que o fluxo de água em solos saturados e insaturados segue a Lei de Darcy, segundo a qual:

$$Q = k * i * A, \text{ onde:}$$

$$Q = \text{vazão}$$

k = coeficiente de permeabilidade do solo (chamado de condutividade hidráulica no programa)

i = gradiente hidráulico, obtido pela relação entre h (a carga que se dissipa pela percolação) e L (distância ao longo da qual a carga se dissipa)

A = área da seção pela qual ocorre o fluxo

As vazões nas condições de contorno são valores escalares, isto é, elas não têm direção ou sentido. Por convenção, as vazões que entram no sistema ou no nó são consideradas positivas e as que saem, negativas. A direção da vazão pode ser inferida pelo gradiente calculado ou pelos vetores de vazão unitária dentro dos elementos. O programa pode exibir vetores de velocidade em cada elemento, que são uma representação gráfica da direção e sentido do fluxo.

Há dois tipos principais de análise do escoamento: estado permanente e estado transitório. No estado permanente, a pressão e a vazão de determinado ponto não variam com o tempo. Elas podem variar somente no espaço, ou seja, entre diferentes pontos. Com isso as equações se tornam mais simples e a função do conteúdo volumétrico da água não é utilizada. Esta função diz quanto de água é ganha ou perdida com alteração de pressão; como a pressão em um ponto permanece constante, não há com o que se preocupar. O programa se baseia nas condições de contorno para encontrar uma solução na qual a pressão e a condutividade hidráulica são correspondentes ao longo da malha de elementos finitos, por meio de iteração.

Já o estado transitório pressupõe que algo está mudando ao longo do tempo. Para que o programa avance no tempo durante a análise, o usuário precisa fornecer as condições iniciais e as condições de contorno atuais ou futuras. Exemplo de análise transitória pode ser prever onde ocorrerá a saída de água numa barragem se um evento de chuvas intensas for aplicado na superfície de solo.

Daí a importância de se entender previamente o problema que se pretende modelar. Programas como o SEEP/W não levam necessariamente a bons resultados. Embora eles sejam uma ferramenta poderosa de cálculo, obter resultados úteis e importantes depende da habilidade do usuário, de sua compreensão do problema. Por isso existem algumas perguntas básicas como “Qual o objetivo principal da análise? ”, “Qual questão de engenharia precisa ser respondida? ”, “Qual o resultado previsto? ” que devem ser respondidas antes de usar o software.

A relevância de modelos em geral, particularmente modelos numéricos, para a engenharia geotécnica foi bem ilustrada pelo professor John Burland, por meio do chamado Triângulo de Burland. Ele transmite a ideia de que a engenharia geotécnica tem três componentes fundamentais: o perfil do solo, o comportamento do solo e a modelagem. O perfil do solo basicamente envolve caracterização in situ: definir e descrever as condições presentes no local. O comportamento do solo inclui ensaios de laboratório e de campo. Já a modelagem pode ser conceitual, física ou numérica.

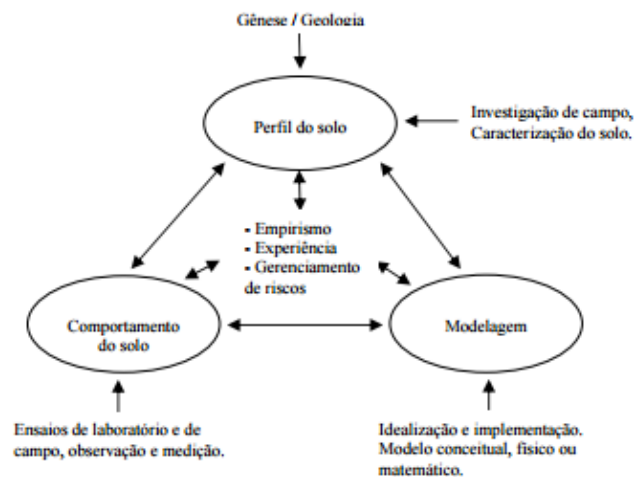


Figura 32 - Triângulo de Burland modificado

Modelos numéricos possuem algumas vantagens em relação a modelos físicos, dentre os quais pode-se destacar:

- Modelos numéricos podem ser construídos mais rapidamente do que modelos físicos. Estes podem demorar meses para ser concluídos, enquanto aqueles podem ser feitos em minutos, horas ou dias.
- Modelos físicos geralmente se limitam a uma condição específica. Já modelos numéricos podem simular diversos cenários.
- Não há risco de acidentes ou danos físicos nos modelos numéricos, diferentemente dos modelos físicos, em que a segurança é uma preocupação.
- Modelos numéricos podem acomodar uma série de condições de contorno, enquanto os modelos físicos são mais limitados com relação aos tipos de condições de contorno possíveis

Descrição dos modelos numéricos

Olhando para as perguntas que devem ser analisadas ou discutidas antes de elaborar o modelo numérico, isto é, “Qual o objetivo principal da análise? ”, “Qual questão de engenharia precisa ser respondida? ”, “Qual o resultado previsto?”, é possível aventar alguns pontos importantes. O propósito dessas perguntas é justamente tirar maior proveito e extrair mais informações do modelo numérico.

No contexto do trabalho, os objetivos principais da análise são obter previsões quantitativas a respeito do problema, comparar alternativas – variando o tipo de solo, o nível d'água e a geometria do reservatório, por exemplo – e entender a influência de cada um dos parâmetros no comportamento do reservatório. A principal questão de engenharia é saber se o reservatório é viável, tanto do ponto de vista técnico quanto econômico. Se os resultados do modelo apontarem uma vazão de infiltração muito baixa, significa que a ideia original de o reservatório não só reter a água como devolvê-la ao subsolo não está sendo totalmente cumprida. Isso pode comprometer a viabilidade econômica, já que o reservatório funcionaria como qualquer outro já existente, não havendo uma vantagem eminente em relação aos demais.

Originalmente, a ideia era fazer o reservatório cilíndrico, o que já representa um ganho estrutural em relação ao reservatório cúbico, como a maioria dos piscinões e caixas de detenção. Esse ganho é devido ao comportamento de membrana. Após algumas discussões, no entanto, surgiu uma nova ideia: um reservatório cônico. Este reservatório manteria os ganhos estruturais proporcionados pela forma cilíndrica, aumentaria a estabilidade da escavação e, possivelmente, ainda teria ganhos hidráulicos. Estes ganhos seriam gerados pelo fato de o volume e a área superficial disponível não se reduzirem de forma linear com a altura de água: o volume e a área superficial se reduzem mais quando a altura de água é maior, ou seja, quando a carga hidráulica é maior. Isso poderia trazer vantagens para a infiltração. Tal fato é ilustrado pelas tabelas e gráfico abaixo. Fixando-se a altura do reservatório em 4 m e seu volume em 201 m³, a base do cone torna-se igual a 14 m. Esse alargamento da base terá implicações construtivas que serão melhor abordadas em sua seção particular. Variando-se agora a altura de água do reservatório em 0,25 m, é possível verificar o seu volume e sua área superficial no decorrer do esvaziamento, até ele ficar vazio. Percebe-se que estes parâmetros geométricos do reservatório têm uma queda maior nas primeiras variações, pois sua base é mais larga. À medida que a altura diminui, a variação do volume e da área superficial vão se tornando menor, devido ao estreitamento da base. A hipótese é que essa variação não linear com a altura possa favorecer o seu comportamento hidráulico,

Cilindro		
Altura (m)	Base (m)	Volume (m³)
4	8	201

Cone		
Altura (m)	Base (m)	Volume (m³)
4	14	201

Tabela 20 - Volume ao longo da altura

Volume (m³)			
Altura de água (m)	Cilindro	Cone	
	Volume (m³)	Raio (m)	Volume (m³)
4	201,06	6,93	201,06
3,75	188,50	6,50	165,67
3,5	175,93	6,06	134,70
3,25	163,36	5,63	107,84
3	150,80	5,20	84,82
2,75	138,23	4,76	65,34
2,5	125,66	4,33	49,09
2,25	113,10	3,90	35,78
2	100,53	3,46	25,13
1,75	87,96	3,03	16,84
1,5	75,40	2,60	10,60
1,25	62,83	2,17	6,14
1	50,27	1,73	3,14
0,75	37,70	1,30	1,33
0,5	25,13	0,87	0,39
0,25	12,57	0,43	0,05
0	0,00	0,00	0,00

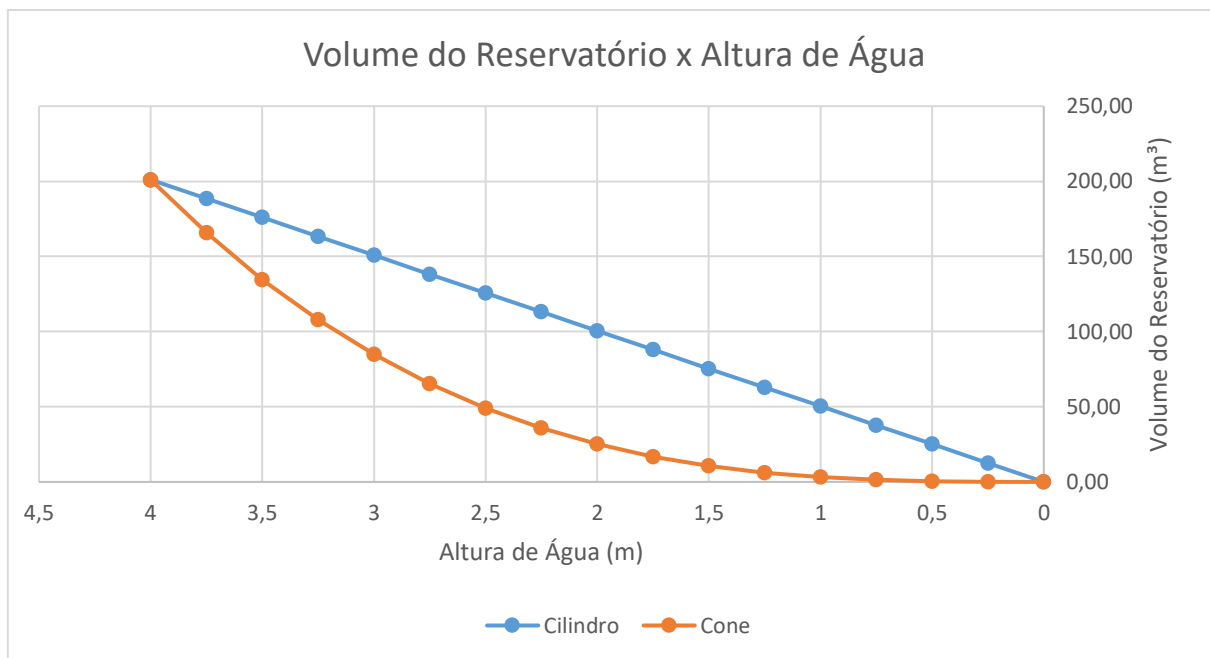


Figura 33- Gráfico Vol. Reservatório x Altura da água

Tabela 21 - Área superficial ao longo da altura

Volume (m³)	Área superficial disponível (m²)		
Altura de água (m)	Cilindro	Cone	
	Área (m²)	Geratriz (m)	Área (m²)
4	150,80	8	324,92
3,75	144,51	7,5	285,58
3,5	138,23	7	248,77
3,25	131,95	6,5	214,50
3	125,66	6	182,77
2,75	119,38	5,5	153,58
2,5	113,10	5	126,92
2,25	106,81	4,5	102,81
2	100,53	4	81,23
1,75	94,25	3,5	62,19
1,5	87,96	3	45,69
1,25	81,68	2,5	31,73
1	75,40	2	20,31
0,75	69,12	1,5	11,42
0,5	62,83	1	5,08
0,25	56,55	0,5	1,27
0	50,27	0	0,00

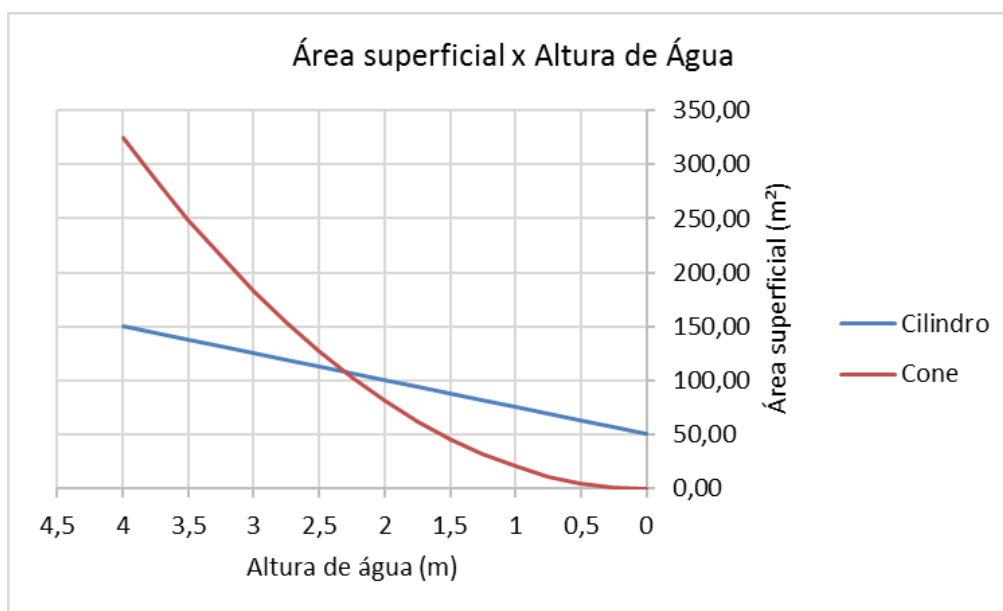


Figura 34 - Gráfico Área Superficial x Altura de água

Outro fato que contribuiu significativamente para o entendimento e a elaboração do modelo numérico foi a construção de um modelo físico. Infelizmente não houve tempo hábil para realizar o modelo cônico, somente o cilíndrico. Este modelo, que está mais bem detalhado em sua seção particular, ajudou a identificar algumas das dificuldades que poderiam ser enfrentadas. Um dos modelos numéricos tenta simular exatamente o modelo físico, ou chegar o mais próximo possível, pois o modelo exato requereria uma análise transitória, que não é possível na versão de estudante do SEEP/W. Isso porque a maioria dos ensaios foi feita com carga variável no tempo.

5.2.2 NA elevado conforme sondagem

Reservatório Cilíndrico

A primeira situação tenta simular as condições observadas na sondagem fornecida. Como o local da sondagem também é em Moema e ela foi realizada recentemente, acredita-se que as condições do solo onde será construído o reservatório possam ser semelhantes. Nessa situação, consideraram-se dois tipos de solo: aterro – com características de argila siltosa – e sedimentos aluvionais – com características de argila arenosa. Os parâmetros adotados para cada tipo de solo são apresentados a seguir:

Tabela 22- Parâmetros adotados

	Aterro (argila siltosa)	Sedimentos aluviais (argila arenosa)
Conteúdo volumétrico de água (m^3/m^3)	0,15	0,5
Permeabilidade K_x saturado (m/s)	1,00E-08	1,00E-07
Conteúdo residual de água (m^3/m^3)	0,05	0,05

Na construção da geometria do problema, buscou-se reproduzir a geometria apresentada na sondagem. Assim, a altura total de solo foi de 10 m e o nível d'água foi posicionado a 8,5 m. Obviamente o nível d'água não é constante no terreno, portanto foi considerada uma seção genérica ilustrada na sondagem, em que o nível d'água ficava aproximadamente a 1,5 m da superfície, com certa variação. O limite entre os dois solos também foi posicionado a 8,5 m, coincidindo com o nível d'água, sendo o aterro a camada superior e os sedimentos aluviais, a camada inferior. Mais uma vez, é uma simplificação, pois o perfil geológico apresentado na sondagem não mostra somente dois tipos de solos, muito menos em níveis constantes. Cabe lembrar que na versão de estudante do SEEP/W, com a qual foram feitos os modelos numéricos, não é possível adotar mais do que 3 tipos de solo. Abaixo, apresenta-se um determinado furo de uma seção geológica genérica, que foi adotada como sendo característica do solo da região:

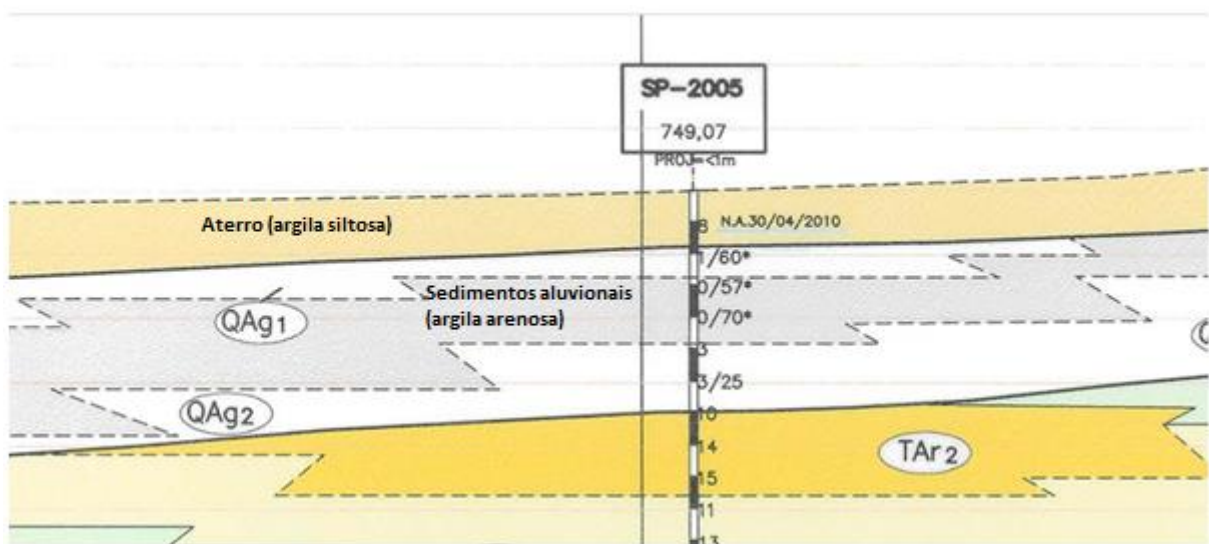


Figura 35 - Furo de seção geológica genérica adotado

Na definição das condições de contorno, conforme foi discutido na seção da teoria utilizada pelo programa, é preciso especificar a carga ou a vazão em determinado nó. Neste caso, as condições de contorno foram as seguintes:

- Carga total nas paredes do reservatório (H) = 10 m. Essa condição significa que o programa simulará a vazão do reservatório cheio, ou seja, com a água no nível 10 m (correspondente à altura total de solo).

- Pressão neutra no nível 8,5 m (u) = 0 m. Essa condição define o nível d'água do terreno na posição 8,5 m. Como não há nenhuma coluna d'água acima desse nível, a pressão neutra é nula. Esse nível é considerado constante para o programa.

- Vazão nos limites do terreno (limites esquerdo, direito e inferior) (Q) = 0 m³/s. Essa condição de contorno, chamada de face potencial de infiltração, é usada para permitir que a água passe para fora do domínio do problema, caso a pressão seja maior do que 0 KPa.

Determinadas as propriedades dos materiais, a geometria do problema e as condições de contorno, é possível iniciar a solução do problema. Antes, entretanto, é preciso definir a discretização da malha, isto é, o tamanho dos seus elementos. Novamente vale ressaltar que a versão de estudante do SEEP/W possui um limite de 5000 nós que podem ser criados, o que às vezes pode comprometer a precisão da análise.

Os resultados são apresentados a seguir. A tabela relaciona os nós presentes nas paredes do reservatório com suas respectivas vazões. Esses nós foram numerados na figura abaixo, para facilitar o entendimento. Como a vazão em m³/s era demasiado baixa, ela foi convertida para ml/s também. É possível que os nós 3 e 17, que fornecem uma vazão negativa, estejam errados, pois são onde justamente coincidem duas condições de contorno (u = 0 m e H = 10m). O gráfico mostra que as vazões são máximas nos nós 6 e 14, e são aproximadamente constantes ao longo da parede inferior do reservatório. A última figura apresenta também a vazão na seção indicada pela seta azul, a qual é de 6×10^{-6} m³/s, ou 6 ml/s. Essa é a vazão total de infiltração proporcionada pelo reservatório no nível 5m. Vale lembrar que todos esses resultados são para um instante de tempo fixo $t = 0$, pois o SEEP/W na versão estudante não permite fazer análises transitórias, somente permanentes.

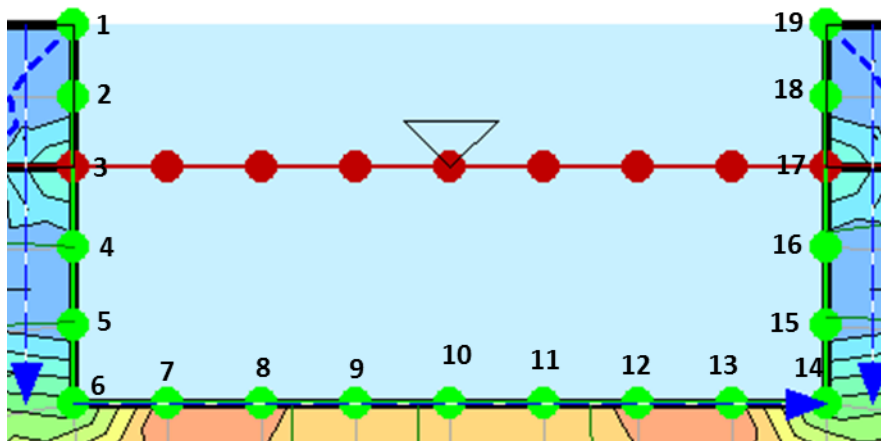


Figura 36 - Nós - Reservatório Cilíndrico, Discretização da malha

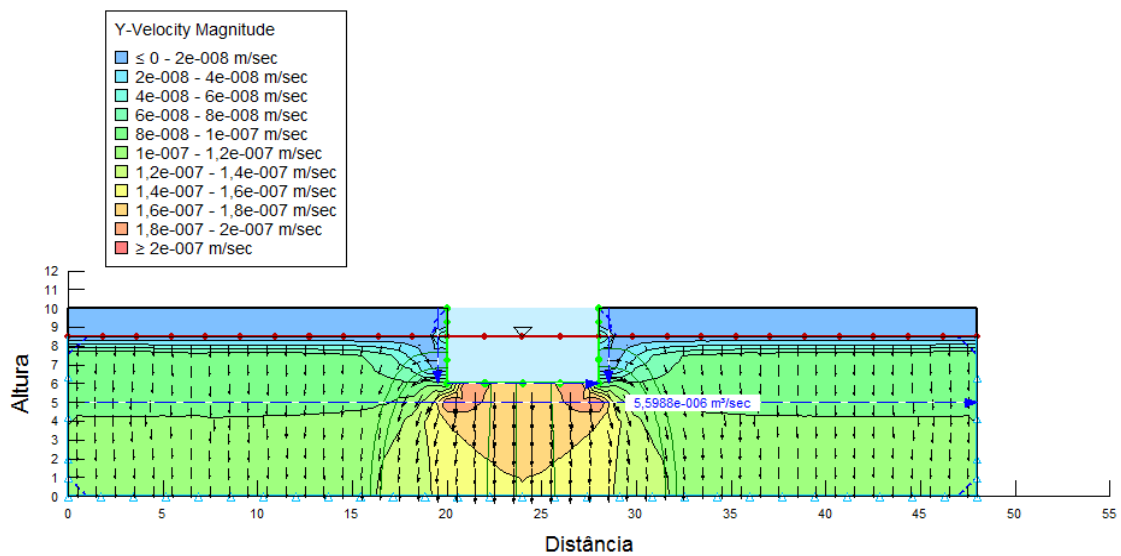


Figura 37 - Resultados obtidos - Reservatório Cilíndrico

Condições de contorno:

1. Carga total nas paredes do reservatório $H = 10$ m
2. Pressão neutra no nível 8,5 m $u = 0$ m
3. Vazão nos limites do terreno $Q = 0$ m³/s

Reservatório Cônico

Todas as observações feitas para o caso anterior - reservatório cilíndrico - valem também para este caso – reservatório cônico. Os resultados são apresentados a seguir. Novamente os nós 3 e 17 apresentaram vazões negativas, provavelmente devido a uma falha na seleção dos pontos feita pelo programa, por eles fazerem parte de duas condições de contorno diferentes ao mesmo tempo ($u = 0$ e $H = 0$). A vazão que passa pelo nível 5 m é de $5,2 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$, ou 5,2 ml/s, conforme ilustra a seta azul na última figura.

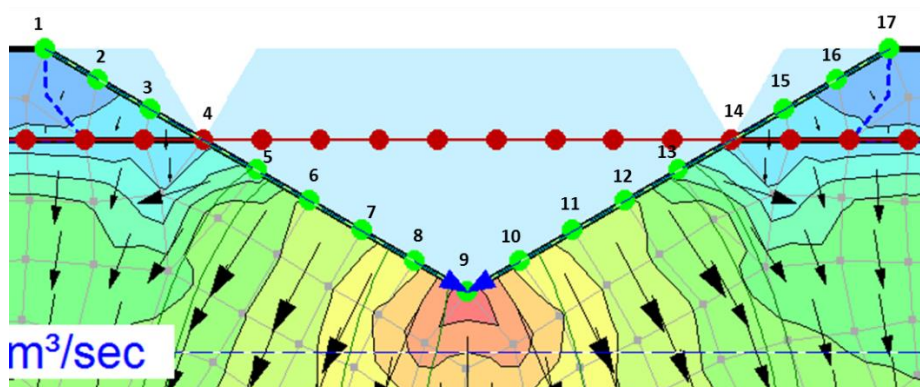


Figura 38 - Nós: Reservatório Cônico, Discretização da malha

Tabela 23 - Tabela Vazão, Resultados

Nó	X (m)	Vazão (m³/s)	Vazão (ml/s)
1	17	1,02E-08	0,01
2	17.875	1,59E-08	0,02
3	18.75	2,69E-08	0,03
4	19.625	-1,61E-08	-0,02
5	20.5	1,87E-07	0,19
6	21.375	1,55E-07	0,15
7	22.25	1,59E-07	0,16
8	23.125	1,86E-07	0,19
9	24	3,23E-07	0,32
10	24.875	1,86E-07	0,19
11	25.75	1,59E-07	0,16
12	26.625	1,55E-07	0,15
13	27.5	1,86E-07	0,19
14	28.375	-1,57E-08	-0,02
15	29.25	2,69E-08	0,03
16	30.125	1,59E-08	0,02
17	31	1,02E-08	0,01

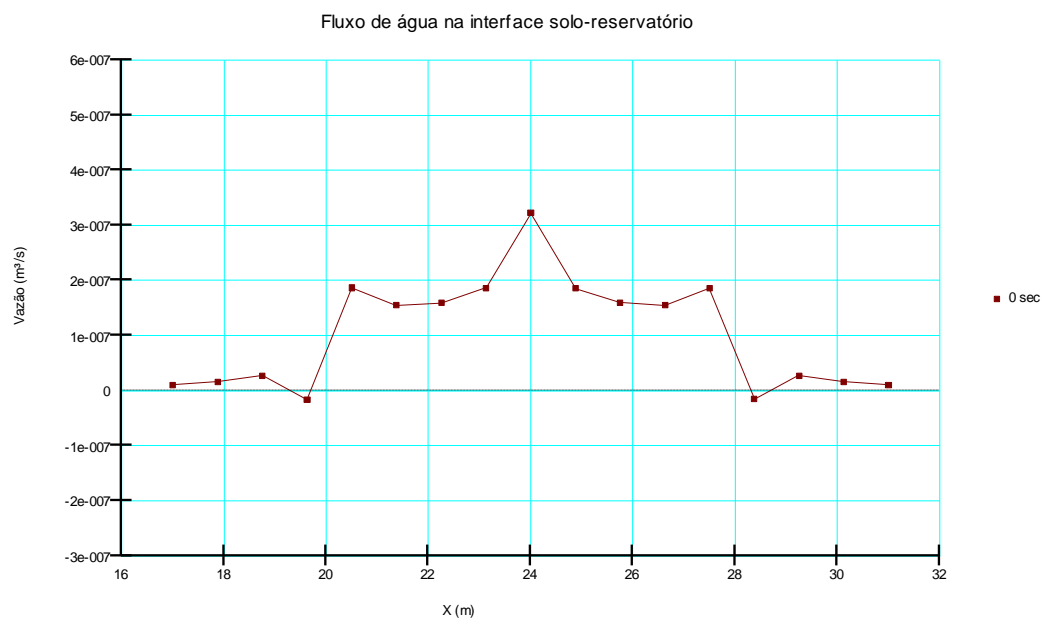


Figura 39 - Gráfico do fluxo de água na interface solo- reservatório

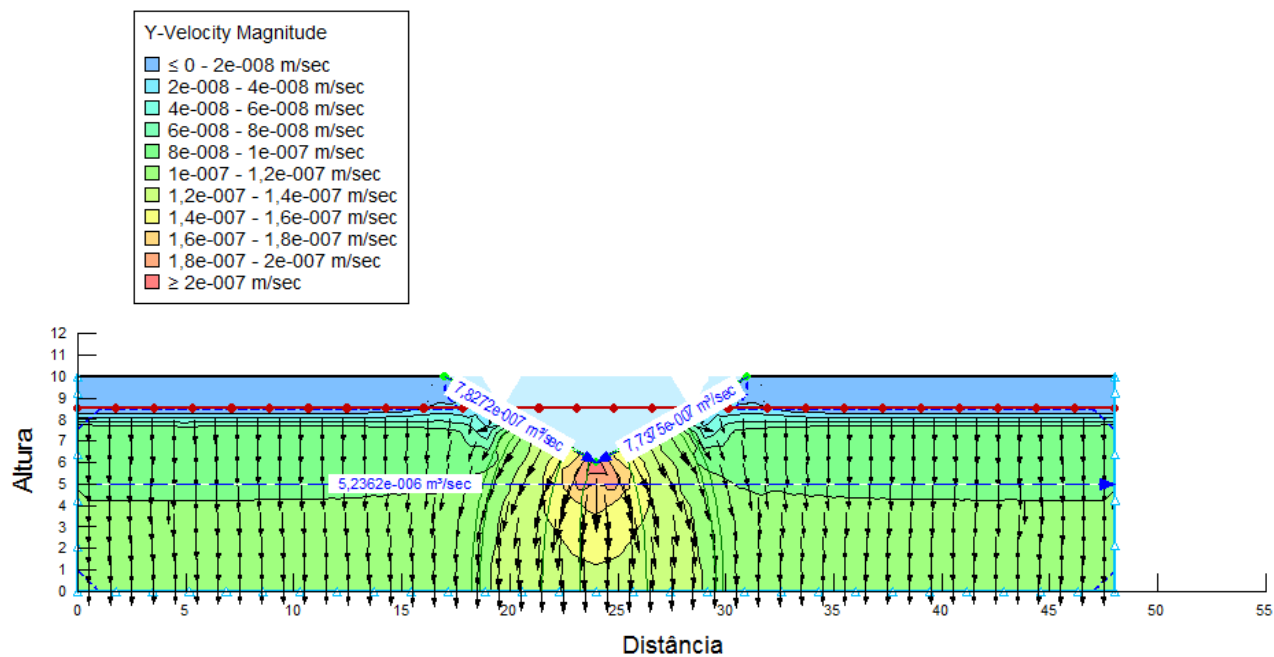


Figura 40 - Resultados obtidos - Reservatório Cônico

Condições de contorno:

1. Carga total nas paredes do reservatório $H = 10$ m
2. Pressão neutra no nível 8,5 m $u = 0$ m
3. Vazão nos limites do terreno $Q = 0$ m³/s

5.2.3 NA a 4 m do fundo

Reservatório Cilíndrico

De modo a simular outras condições de funcionamento do reservatório, e verificar o comportamento final de cada uma delas no resultado final, testou-se uma situação em que o nível d'água fica a 4 m do fundo do reservatório. Assim, se o reservatório começa no nível 10 m e vai até o nível 6 m, o nível d'água foi posicionado no nível 2 m. Espera-se que isso melhore o desempenho do reservatório com relação à infiltração, já que o gradiente hidráulico vai aumentar, do fundo do reservatório até o nível d'água (como a pressão neutra é zero até este ponto, a diferença de carga aumenta, levando a um aumento do gradiente hidráulico). Esse aumento provoca um aumento da vazão, de acordo com a lei de Darcy, já que a vazão e o gradiente hidráulico são diretamente proporcionais. Os tipos de solo considerados foram os mesmos, com os mesmos parâmetros, e as condições de contorno também foram as mesmas, com a única diferença que agora a condição de contorno de $u = 0$ m foi colocada no nível 2 m (nível d'água).

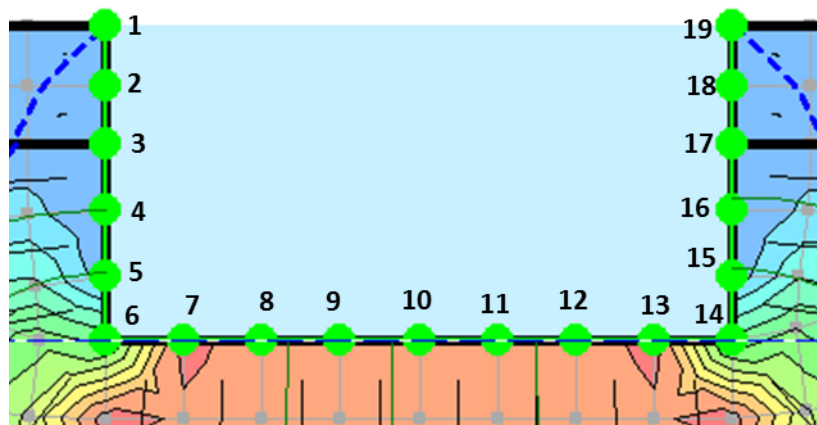


Figura 41 - Nós: Reservatório Cilíndrico, Discretização da malha

Tabela 24 - Tabela vazão, Resultados

Nó	X (m)	Vazão (m³/sec)	Vazão (ml/s)
1	20	3,18E-09	0,00
2	20	7,68E-09	0,01
3	20	6,20E-08	0,06
4	20	1,24E-07	0,12
5	20	1,55E-07	0,16
6	20	3,95E-07	0,39
7	21	2,38E-07	0,24
8	22	2,14E-07	0,21
9	23	2,06E-07	0,21
10	24	2,05E-07	0,20
11	25	2,06E-07	0,21
12	26	2,14E-07	0,21
13	27	2,39E-07	0,24
14	28	3,96E-07	0,40
15	28	1,55E-07	0,15
16	28	1,24E-07	0,12
17	28	6,20E-08	0,06
18	28	7,69E-09	0,01
19	28	3,18E-09	0,00

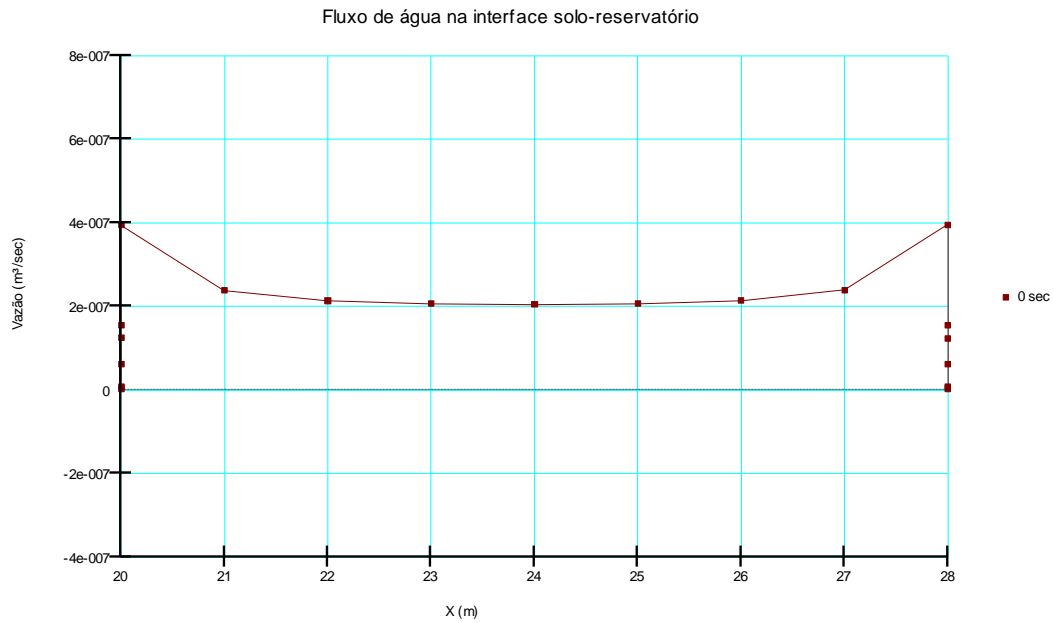


Figura 42 - Gráfico do fluxo de água na interface solo-reservatório

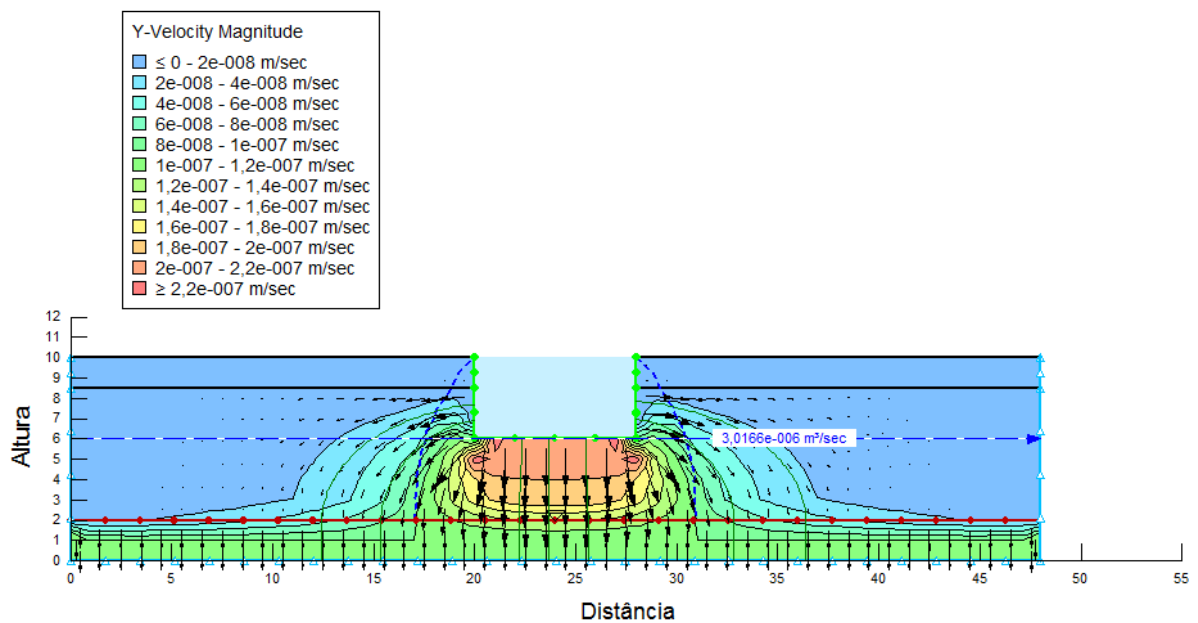


Figura 43 - Resultados obtidos - Reservatório cônico

Condições de contorno

1. Carga total nas paredes do reservatório $H = 10$ m
2. Pressão neutra no nível 2 m $u = 0$ m
3. Vazão nos limites do terreno $Q = 0$ m³/s

5.2.3 Simulação do Experimento

Reservatório Cilíndrico

Um dos modelos numéricos elaborado no SEEP/W tentou reproduzir as mesmas condições do modelo físico construído no Laboratório de Mecânica dos Solos. Tal análise é bastante interessante, pois ela permite identificar as diferenças entre um modelo físico e um modelo numérico, revelando as vantagens e desvantagens de cada um.

Conforme já discutido brevemente, os dois modelos são importantes para a compreensão e a solução de um problema. O modelo numérico possui a vantagem de poder ser elaborado com maior facilidade e rapidez, diferentemente do modelo físico, que exigiu diversas idas ao laboratório. Também é possível alterar os dados de entrada – a geometria, as propriedades do solo e as condições de contorno – com muito mais facilidade no modelo numérico do que no modelo físico. No entanto o modelo físico não é menos importante, pois ele proporciona uma visão mais crítica, traduzindo as equações empregadas pelo modelo numérico em situações reais.

Devido ao uso da versão de estudante do SEEP/W, o modelo físico foi particularmente importante, pois foi capaz de introduzir condições e formas que não eram possíveis na versão limitada do programa. Por exemplo, a análise transitória só foi feita na representação física, em que a carga foi variável. O modelo matemático fez uma análise permanente, num instante fixo no tempo. Outra característica importante do modelo físico é a tridimensionalidade. Com isso, foram introduzidos furos na parede do reservatório, na mesma proporção que se pretendia fazer no modelo real. Essa geometria não é possível no SEEP/W, que só permite modelos bidimensionais, axissimétricos ou planos. Portanto os dois modelos se complementaram e foram igualmente importantes para a compreensão e a solução do problema.

A geometria do problema adotada foi a mesma do laboratório, ou seja, o solo tem 0,88 m de altura e 1,10 m de largura, como a caixa acrílica do experimento. O nível d'água foi posicionado na altura 0,48 m, também conforme o experimento, no qual o nível d'água foi medido por meio de um circuito elétrico e um permeâmetro. O reservatório tem 0,16 m de altura e 0,32 m de largura, exatamente como o reservatório

feito de borracha no experimento. A diferença é que no experimento foi possível introduzir furos na parede do reservatório.

Com relação às propriedades do solo introduzidas no modelo matemático, a tentativa foi de aproximá-las tanto quanto possível das propriedades das areias utilizadas no experimento. Para isso, utilizaram-se as seguintes propriedades para areia fina e areia grossa (o cálculo da permeabilidade está detalhado na seção do experimento):

Tabela 25 - Propriedades utilizadas

	Areia fina - seca	Areia grossa - saturada
Conteúdo volumétrico de água (m^3/m^3)	0,3	0
Permeabilidade K_x saturado (m/s)	0,0001	0,001
Conteúdo residual de água (m^3/m^3)	0,05	0,05

As condições de contorno impostas ao modelo físico foram preservadas ao máximo no modelo matemático. A carga total (H) na parede do reservatório foi considerada igual a 0,88 m, de modo a analisar o reservatório no momento em que ele está cheio. A pressão neutra (u) no nível 0,48 m foi definida como sendo igual a zero, impondo-se assim a posição do nível d'água. Já a face potencial de infiltração, onde a vazão é nula, foi colocada nos limites laterais e inferior do solo, para permitir que a água saia caso a pressão exceda 0 KPa. Por fim, foi adicionada uma última condição de contorno que simula o orifício presente na caixa acrílica do experimento. Essa condição determina que a vazão que passa por uma seção longitudinal do solo, isto é, a vazão de infiltração, seja igual à vazão de saída num ponto localizado no centro do limite inferior do solo. Com isso, toda vazão de entrada sai por esse ponto, como na caixa acrílica, em que o orifício drenava a água que infiltrava no solo. Provavelmente a vazão de saída era menor do que a vazão de infiltração, mas para efeitos de análise elas foram consideradas iguais. Assim, seguem-se os resultados obtidos para o modelo:

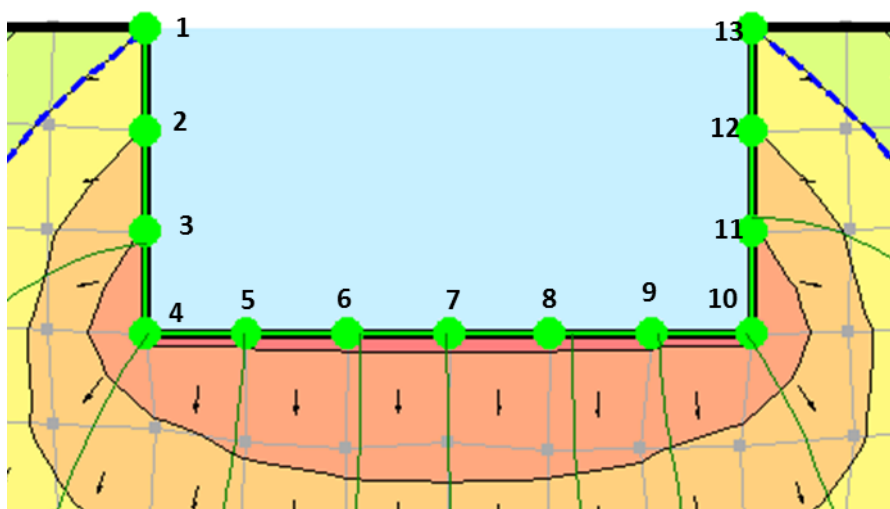


Figura 44 - Nós: Reservatório cilíndrico, discretização de malha

Tabela 26 - Tabela vazão, Resultados

Nó	X (m)	Vazão (m³/sec)	Vazão (ml/s)
1	0.39	2,18E-06	2,18
2	0.39	5,02E-06	5,02
3	0.39	7,06E-06	7,06
4	0.39	1,81E-05	18,10
5	0.4433333	1,07E-05	10,74
6	0.4966666	9,72E-06	9,72
7	0.55	9,48E-06	9,48
8	0.6033333	9,69E-06	9,69
9	0.6566666	1,06E-05	10,63
10	0.71	1,83E-05	18,28
11	0.71	7,08E-06	7,08
12	0.71	5,01E-06	5,01
13	0.71	2,18E-06	2,18

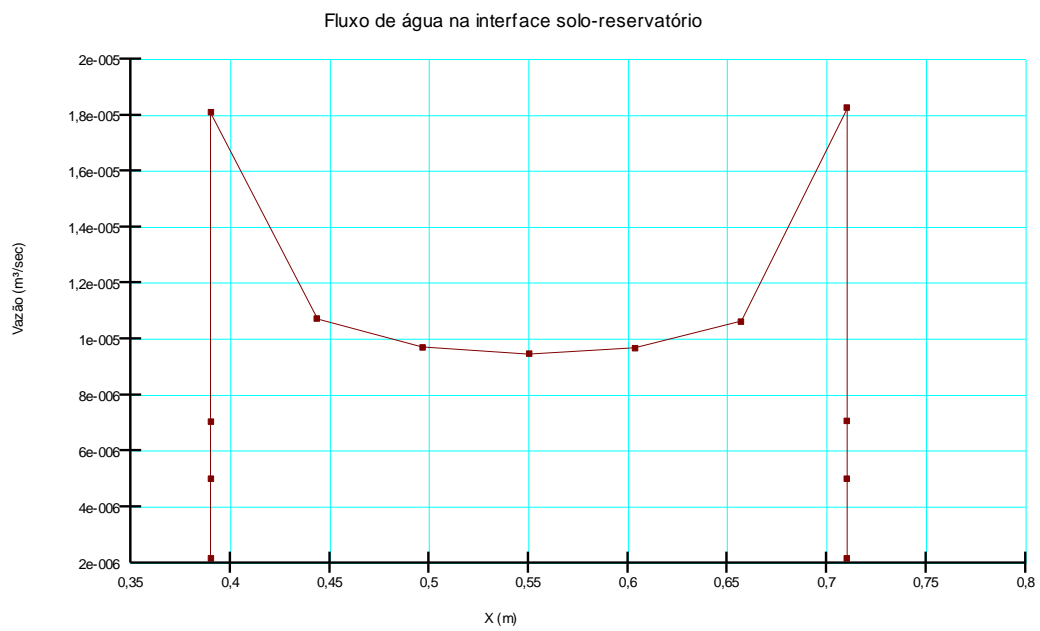


Figura 45 - Gráfico do fluxo de água na interface solo- reservatório

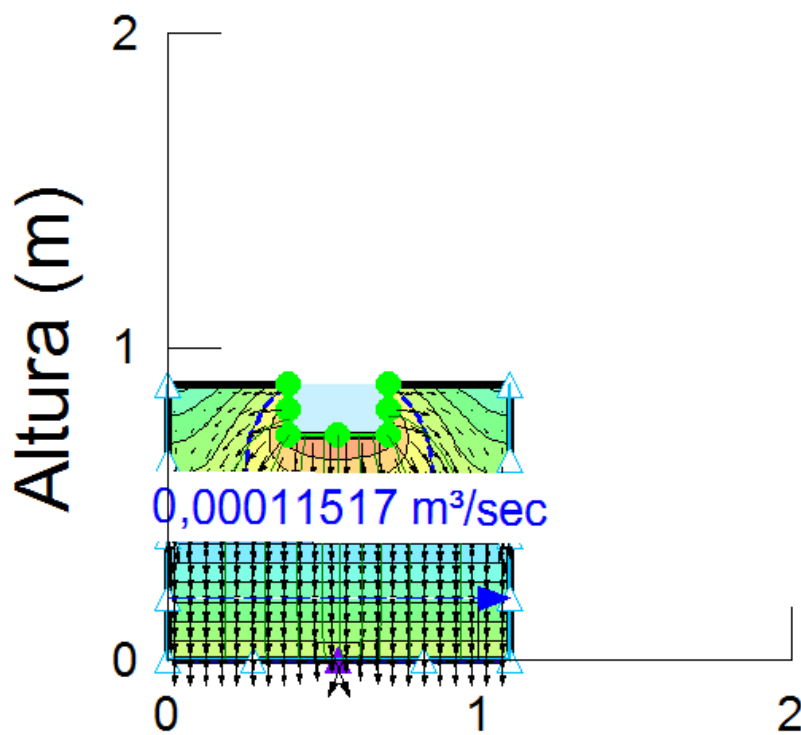


Figura 46 - Gráfico Representativo com vazão resultante

Reservatório Cônico

Como nos demais exemplos, foi feito também um modelo com o reservatório em forma de cone, de modo a fornecer informações para um estudo comparativo entre o formato cônico e cilíndrico. Este modelo não foi realizado no laboratório, mas nada impede que ele seja feito no SEEP/W e forneça resultados úteis. Todos os dados de entrada permaneceram inalterados em relação ao reservatório cilíndrico, a única diferença está na geometria do problema. Novamente a ideia foi criar um cone com o mesmo volume e altura do cilindro, variando-se, portanto, o comprimento da base. Para que ambos tivessem o mesmo volume, o cone deveria ter a base de 0,56 m. Os resultados são apresentados a seguir:

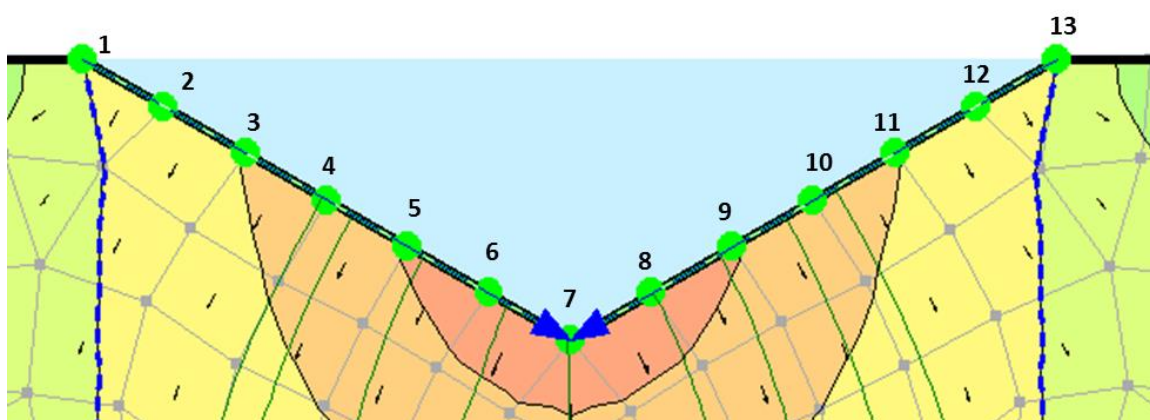


Figura 47 - Nós: Reservatório Cônico, Discretização da malha

Tabela 27 - Tabela Vazão, Resultados

Nó	X (m)	Vazão (m³/sec)	Vazão (ml/s)
1	0.27	6,77E-06	6,77
2	0.3166666	6,84E-06	6,84
3	0.3633333	6,87E-06	6,87
4	0.41	7,15E-06	7,15
5	0.4566666	7,85E-06	7,85
6	0.5033333	9,33E-06	9,33
7	0.55	1,59E-05	15,92
8	0.5966666	9,33E-06	9,33
9	0.6433333	7,86E-06	7,86
10	0.69	7,15E-06	7,15
11	0.7366666	6,87E-06	6,87
12	0.7833333	6,84E-06	6,84
13	0.83	6,77E-06	6,77

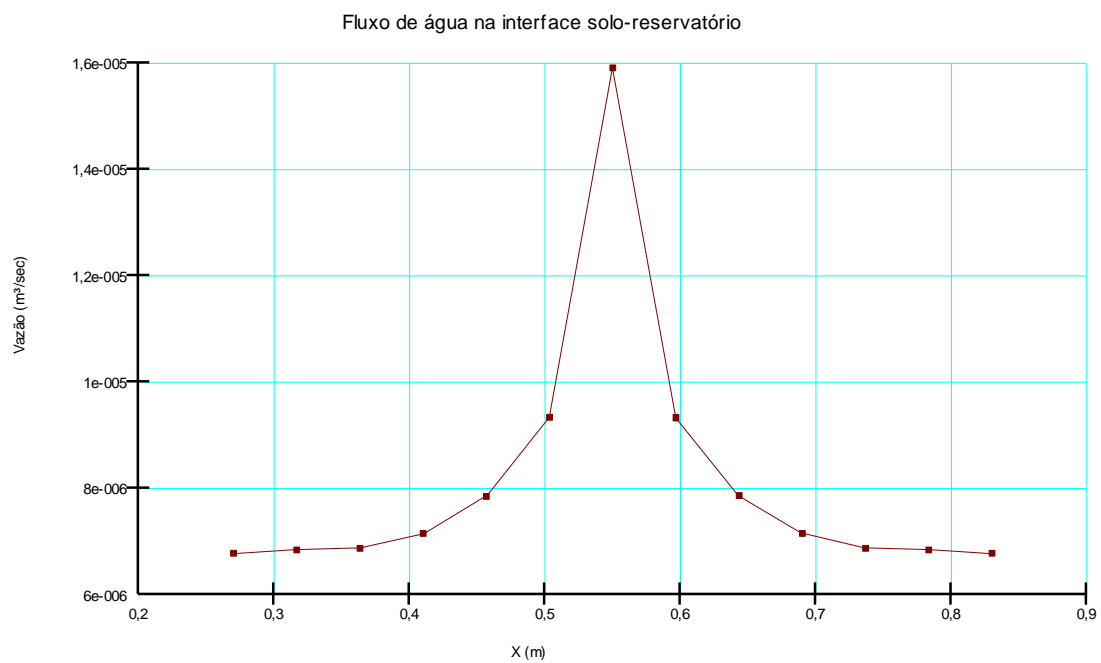


Figura 48- Gráfico fluxo de água na interface solo - reservatório

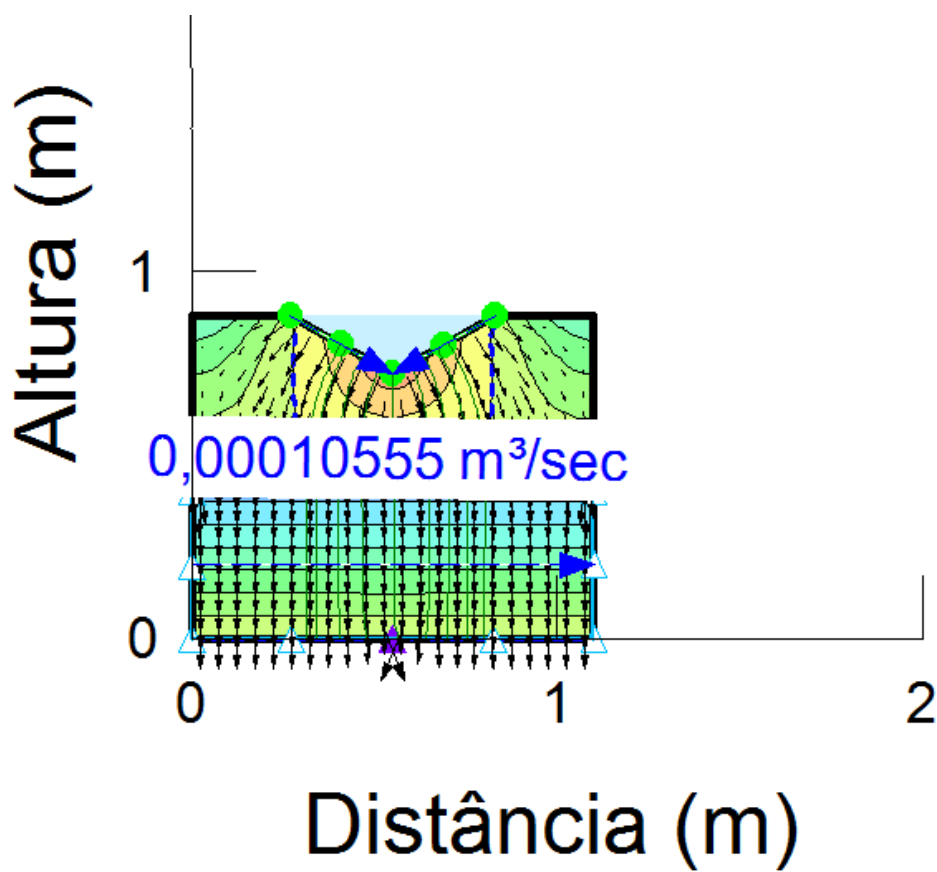


Figura 49 - Gráfico representativo com vazão resultante

5.2.4 Análise dos Resultados

De acordo com os resultados do SEEP/W, o formato cônico produziu vazões de infiltração menores do que o reservatório cilíndrico, refutando a hipótese de que ele seria mais vantajoso do ponto de vista hidráulico. A explicação para isso pode estar no conceito de gradiente hidráulico. Apesar de a maior variação do volume ocorrer quando se tem a maior carga hidráulica, a distância ao longo da qual a carga se dissipa é maior no formato cônico do que no cilíndrico. Isso implica maior dissipação de carga. Tal fato pode ser ilustrado pelas tabelas e imagens a seguir. Nas imagens, vemos as linhas equipotenciais (lugar geométrico dos pontos de mesma carga total) e as linhas de fluxo (trajeto que a água segue), cruzando-se formando um ângulo reto, aproximadamente. No formato cônico, existe apenas um ponto que atinge o fundo do reservatório, onde vai haver menor dissipação de energia. Já no formato cilíndrico, toda a parede inferior está na cota mais baixa. Logo existem mais pontos onde a dissipação de energia será menor. Isso é traduzido pelas tabelas: no formato cônico, existe apenas um ponto onde a distância percorrida é de 0,7 m, aproximadamente. Já no formato cilíndrico, existem muito mais linhas de fluxo que fazem este trajeto mais curto, com menor dissipação de carga.

No entanto, é preciso dizer que o modelo não é capaz de prever o volume ou a área superficial dos reservatórios, pois ele foi feito em 2 dimensões. Para que isso fosse possível, ele deveria ser feito em 3 dimensões, considerando o raio dos reservatórios, o qual é variável para o formato cilíndrico. Do modo como ele foi feito, a área interna do reservatório cônico é menor do que do reservatório cilíndrico, e o perímetro disponível para infiltração é igual nos dois casos. Estes parâmetros deveriam ser substituídos pelo volume e área superficial, respectivamente, os quais foram apresentados acima, em função da altura d'água.

É importante lembrar, ainda, que o reservatório cônico possui outras vantagens que não seu desempenho hidráulico. Do ponto de vista da estabilidade da escavação, seu ângulo de inclinação diminui o momento de tombamento, aumentando o coeficiente de segurança. Isso pode permitir uma escavação sem necessidade de contenção, o que reduz custos da obra e leva a uma vantagem econômica.

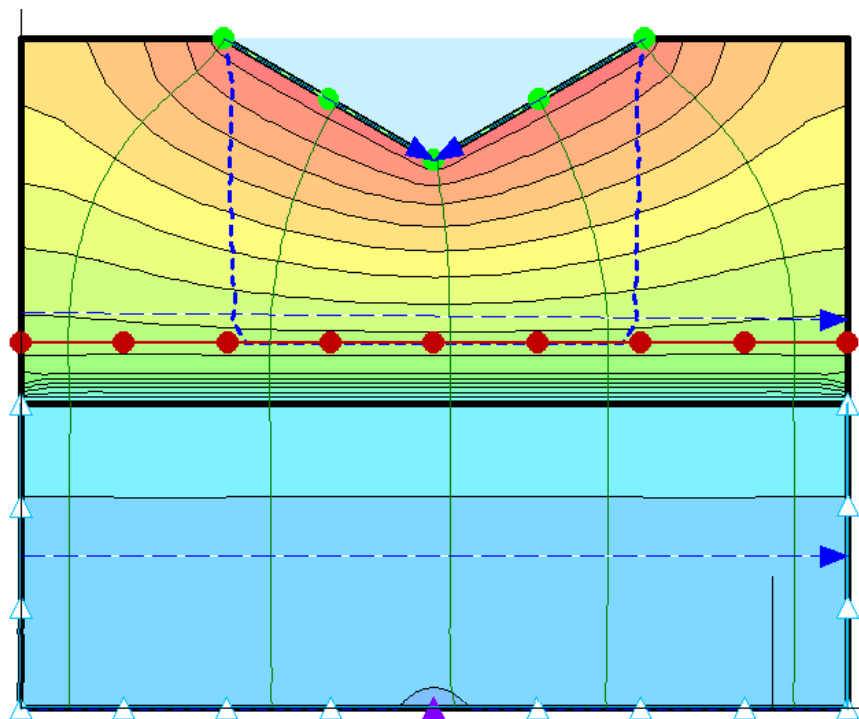


Figura 50 - Rede de Fluxo - Reservatório Cônico

Tabela 28 - Velocidade Média por Linha de Fluxo

Linhas de Fluxo	Distância Percorrida (m)	Tempo (s)	Velocidade Média (m/s)
1	0,94899535	11.128,69	8,53E-05
2	0,81039646	5.610,50	0,000144443
3	0,72402118	4.320,99	0,000167559
4	0,81611622	5.707,88	0,000142981
5	0,94206458	10.502,30	8,97E-05

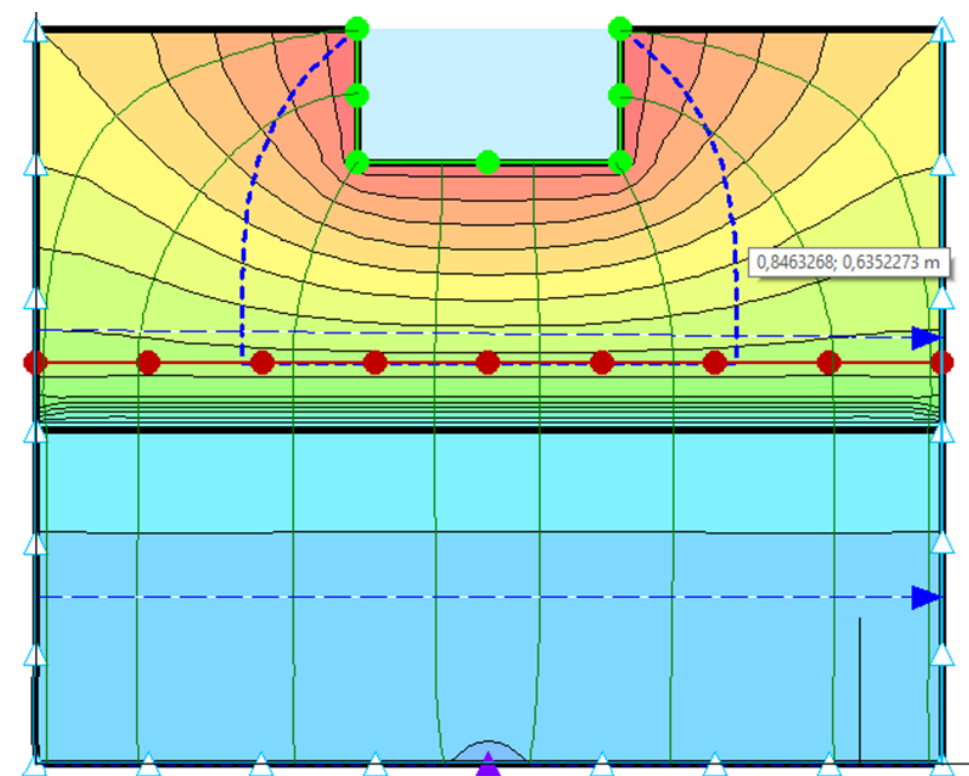


Figura 51 - Rede de Fluxo - Reservatório Cilíndrico

Tabela 29 - Velocidade Média por Linha de Fluxo

Linhas de Fluxo	Distância Percorrida (m)	Tempo (s)	Velocidade Média (m/s)
1	1,1114677	24.121,71	4,61E-05
2	0,93349599	8.552,52	0,000109149
3	0,73656316	4.808,86	0,000153168
4	0,7207125	4.339,11	0,000166097
5	0,72073657	4.339,52	0,000166087
6	0,73272931	4.749,92	0,000154261
7	0,92262185	8.218,18	0,000112266
8	1,1049255	22.856,39	4,83E-05

5.3 Funcionamento do Reservatório

O funcionamento do reservatório esquematizado abaixo apresenta funcionamento de acordo com princípios adotados na proposta como a não-utilização de bombas e elementos inovadores, e será explicado em sequência. (Como ele é representativo, foi feito apenas o esquema do funcionamento para o reservatório cilíndrico, contudo, a ideia é a mesma para o reservatório em formato de cone).

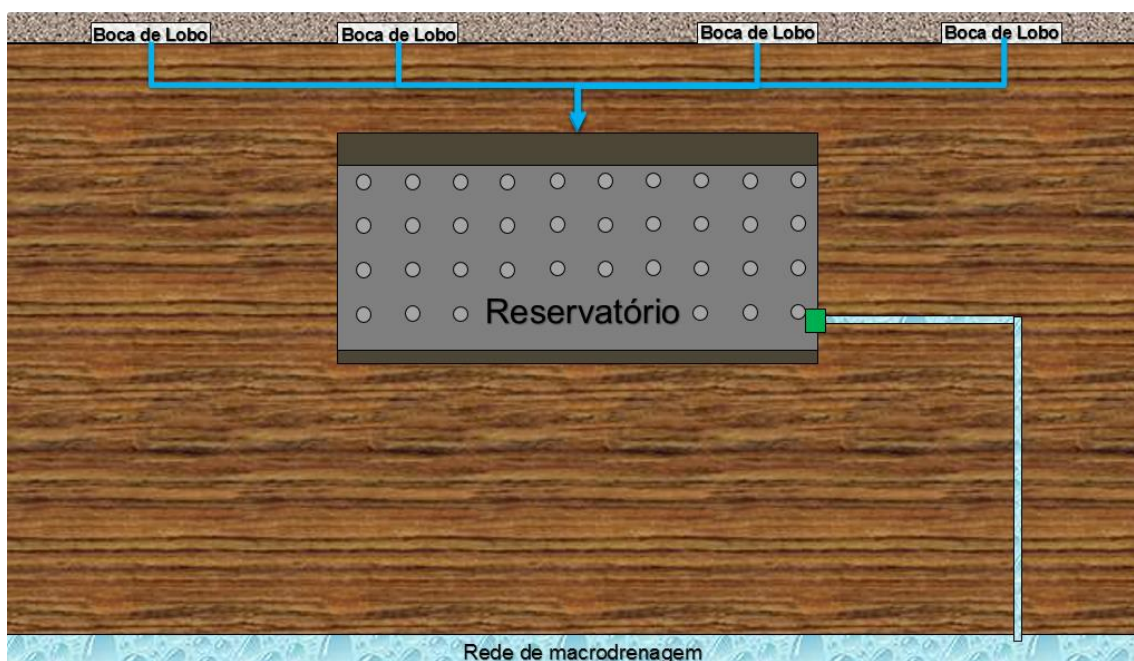


Figura 52 - Esquema geral do Funcionamento do Reservatório

Funcionamento do reservatório:

1. Durante a chuva, a água irá cair sobre o solo, cuja impermeabilização é muito alta devido a densa urbanização da região.



Figura 53 - Funcionamento do Reservatório - Parte 1

2. Na região, já existem bocas de lobo da microdrenagem, porém, existirão bocas de lobo adicionais para captura da água que será direcionada para o reservatório.



Figura 54 - Funcionamento do Reservatório - Parte 2

3. Essa água irá entrar pelas bocas de lobo por uma tubulação, e serão direcionadas ao reservatório.

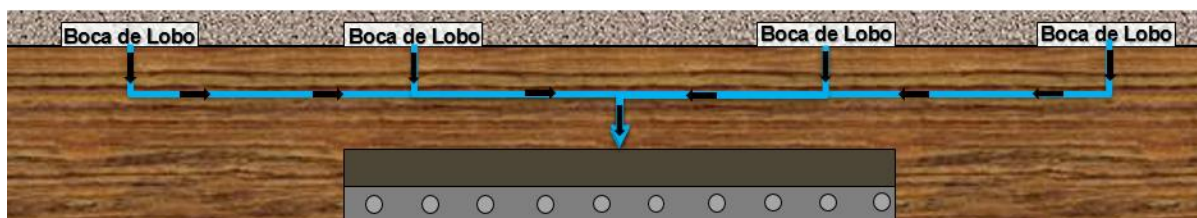


Figura 55 - Funcionamento do Reservatório - Parte 3

4. O reservatório apresentará uma válvula altimétrica de controle de nível d'água, que deixará o reservatório fechado enquanto ele não alcança sua capacidade máxima.

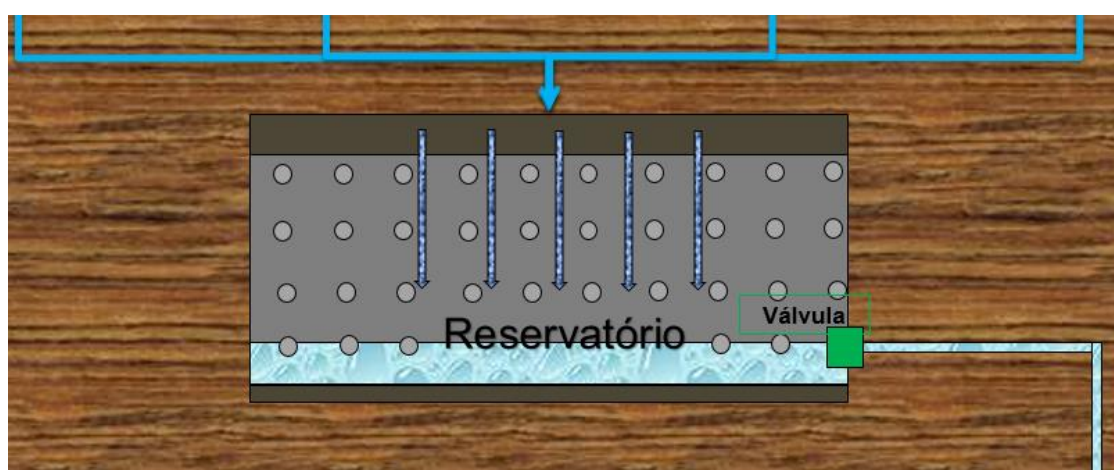


Figura 56 - Funcionamento do Reservatório - Parte 4

5. A vazão que entra pelo reservatório irá acumular um volume d'água neste que será levemente contraposto pela infiltração que permitirá que parte da água se direcione

ao solo a partir de furos (havendo uma manta para filtrar essa água que vai do reservatório ao solo).

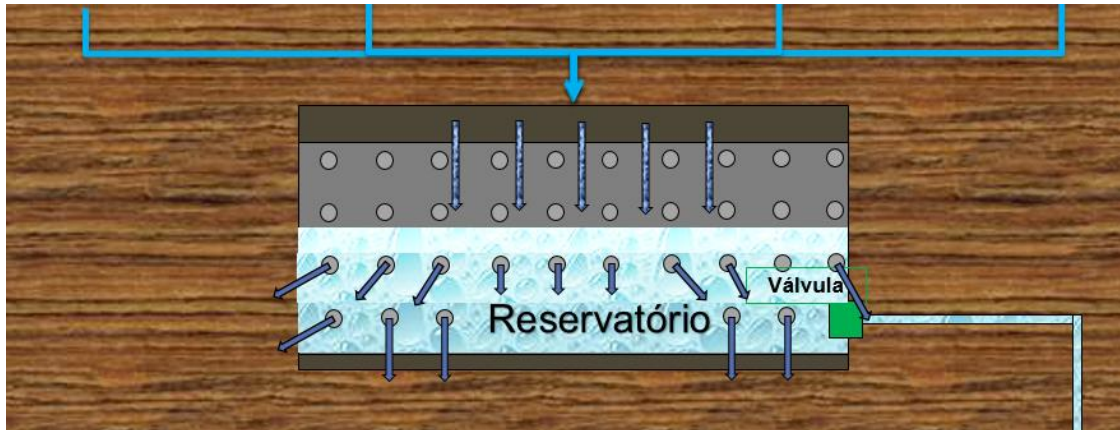


Figura 57 - Funcionamento do Reservatório - Parte 5

6. Com isso, o reservatório irá alcançar, em alguns minutos, seu limite.

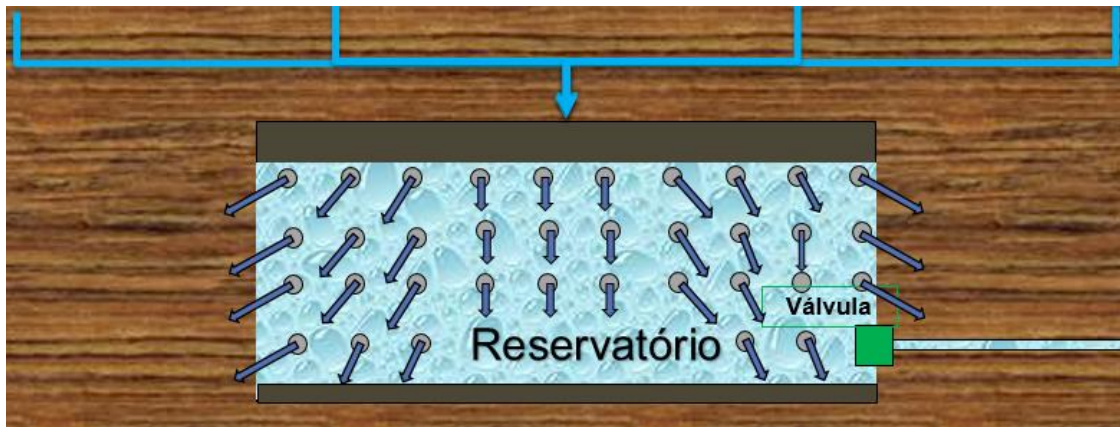


Figura 58 - Funcionamento do Reservatório - Parte 6

7. Quando isso ocorrer, a válvula altimétrica irá abrir, permitindo que a água seja, então, direcionada a galeria (macro drenagem). Esse direcionamento será feito por gravidade, já que a galeria encontra-se a alguns metros abaixo do reservatório. Enquanto isso, a água continuará infiltrando no solo.



Figura 59 - Funcionamento do Reservatório - Parte 7

8. Por fim, o reservatório irá esvaziar, fechando novamente a válvula.



Figura 60 - Funcionamento do Reservatório - Parte 8

Esse funcionamento permite que, durante o período crítico da chuva, haja uma redução da água excedente na rua – o que amenizará o problema da enchente. É um sistema que não necessita de bombas, apenas uma válvula altimétrica como equipamento hidráulico mais sofisticado, com o objetivo de medir o nível d'água e operar o reservatório de acordo com a situação da chuva do momento.

5.4 Detalhamento do Funcionamento do Reservatório

5.4.1 Vazão de Escoamento, lâmina d'água e bocas de lobo

Inicialmente, a partir da duração e intensidade da chuva, foi encontrada a vazão de escoamento inicial (com cálculos mostrados na parte da hidrologia do relatório).

Contudo, parte dessa água que escoar é capturada pela rede de drenagem, que como já foi mostrado, apresenta capacidade insuficiente para atender ao volume de chuva crítico.

A seção da galeria é variável ao longo dos trechos, contudo, a partir de informações do relatório Uberabinha da Prefeitura de São Paulo, utilizamos uma seção média de 2,5m x 3m- ($7m^2$) e considerando uma velocidade de escoamento média de 2,67 m/s. Desse modo, a vazão capturada pela rede de drenagem no ponto estudado é, em média, $20 m^3/s$. Com esse dado, foi possível eliminar da vazão de escoamento o que já é capturada pela rede, obtendo, então, uma nova vazão de escoamento disponível para ser capturada pelo reservatório.

Tabela 30- Volume obtido pelas bocas de lobo e sua duração

Tempo (min)	Tempo (s)	Vazão ESD (m^3/s)	y (m)	h(m)	L (m)	Q (m^3/s)	Volume obtido - 1 Boca de Lobo (m^3)	Volume obtido - 4 Bocas de Lobo (m^3)
0	0	0,00	0,0	0,1	0,8	-		
10	600	0,00	0,0	0,1	0,8	-		
20	1200	0,00	0,0	0,1	0,8	-		
30	1800	0,00	0,0	0,1	0,8	-		
40	2400	0,00	0,0	0,1	0,8	-		
50	3000	0,00	0,0	0,1	0,8	-		
60	3600	0,00	0,0	0,1	0,8	-		
70	4200	0,00	0,0	0,1	0,8	-		
80	4800	0,00	0,0	0,1	0,8	-		
90	5400	0,00	0,0	0,1	0,8	-		
100	6000	0,00	0,0	0,1	0,8	-		
110	6600	0,00	0,0	0,1	0,8	-		
120	7200	0,00	0,0	0,1	0,8	-		
130	7800	5,36	0,5	0,1	0,8	0,167	100,3	401,2
140	8400	13,45	0,7	0,1	0,8	0,202	121,1	484,3
150	9000	13,21	0,7	0,1	0,8	0,201	120,6	482,5
160	9600	8,10	0,6	0,1	0,8	0,182	109,2	436,8
170	10200	1,00	0,3	0,1	0,8	0,116	69,6	278,3
180	10800	0,00	0,0	0,1	0,8	-		
190	11400	0,00	0,0	0,1	0,8	-		
200	12000	0,00	0,0	0,1	0,8	-		
210	12600	0,00	0,0	0,1	0,8	-		
220	13200	0,00	0,0	0,1	0,8	-		
230	13800	0,00	0,0	0,1	0,8	-		
240	14400	0,00	0,0	0,1	0,8	-		
250	15000	0,00	0,0	0,1	0,8	-		
260	15600	0,00	0,0	0,1	0,8	-		
270	16200	0,00	0,0	0,1	0,8	-		
280	16800	0,00	0,0	0,1	0,8	-		
290	17400	0,00	0,0	0,1	0,8	-	-	

Com essas considerações, a tabela apresentada mostra a vazão de escoamento disponível para captura ao longo do tempo – observa-se que entre os minutos 130 e 170 estão as vazões que não são capturadas totalmente pela rede de drenagem e que formam a lâmina d’água. Para cada uma dessas vazões foi relacionada uma altura de lâmina d’água (y), que estão apresentadas na tabela.

O maior y é de 0,7 m, ou seja, de acordo com os cálculos, a maior lâmina d’água é de 70 cm.

A partir desse ponto, é calculado o que de fato entra no reservatório. A água irá entrar por bocas de lobos – que nesse caso, serão 4. O cálculo da vazão da vazão que entra por cada boca de lobo depende das suas dimensões (largura L e altura h) e da altura da lâmina de água y (m). Para a situação, foram escolhidas bocas de lobo iguais de L= 0,8m e h= 0,1m. Desse modo, utilizou-se a seguinte fórmula para cálculo das vazões:

$$Q \left(\frac{m^3}{s} \right) = 3,101 * L * (h^{1,5}) * \sqrt{\frac{y}{h} - 0,5}$$

Na última coluna da tabela está representado o volume de entrada a partir dessas vazões, o que mostra que o reservatório (de 200 m³) alcançará sua capacidade máxima entre os minutos 130-140 da chuva crítica.

Agora será analisado o enchimento desse reservatório de forma mais detalhada (10 segundos).

5.4.2 Enchimento

Primeiramente, como foi mostrado anteriormente, os furos são levados em consideração no enchimento do reservatório – já que eles eliminam a água do reservatório para o solo. Sua contribuição é pequena se comparada as vazões de enchimento, contudo, ainda assim, foram considerados no cálculo.

Os centros dos furos (que estão distribuídos em 4 linhas), estão nos pontos 0,5m, 1,5m, 2,5m e 3,5m. Assim, a vazão média considerada de percolação do solo para cada um desses furos (de 0,3 cm de diâmetro) foi:

Tabela 31 - Vazão de Infiltração por altura média de linha de fluxo

Y(m)	Q (m³/s)
0,5	2,1214E-07
1,5	1,5E-07
2,5	-5,14E-08
3,5	9,76713E-09

Essa baixa vazão que sai pelos furos se deve, principalmente, às características do solo da região – ele apresenta uma coesão alta, ou seja, pouca permeabilidade.

No fundo do reservatório, também existem furos considerados. Todos juntos, totalizam uma saída de vazão de:

Q fundo (m³/s)	3,2787E-06
-----------------------	------------

Considerando as saídas de vazão mencionada e a vazão de entrada (total para as quatro bocas de lobo) foi calculado o tempo de enchimento do reservatório (que apresenta 4 metros de altura):

Para cálculo da altura resultante, foi considerada a altura (+) da vazão que entra e a altura das vazões dos furos (-) que saem.

Tabela 32 - Enchimento do Reservatório

Q (m³/s)	Área Reserv	Tempo (s)	Ench. (m)	Soma Ench	Tempo decorrente (s)	Saida dos furos laterais	Saida Furos Fundo	Altura (m) resultante
0,167	50,3	10	0,1330	0,133	7800		6,52277E-07	0,1330
0,167	50,3	10	0,1330	0,266	7810		6,52277E-07	0,2660
0,167	50,3	10	0,1330	0,399	7820	1,15587E-07	6,52277E-07	0,3991
0,167	50,3	10	0,1330	0,532	7830	7,47228E-07	6,52277E-07	0,5321
0,167	50,3	10	0,1330	0,665	7840	1,0551E-06	6,52277E-07	0,6651
0,167	50,3	10	0,1330	0,798	7850	1,0551E-06	6,52277E-07	0,7981
0,167	50,3	10	0,1330	0,931	7860	1,0551E-06	6,52277E-07	0,9311
0,167	50,3	10	0,1330	1,064	7870	1,0551E-06	6,52277E-07	1,0641
0,167	50,3	10	0,1330	1,197	7880	1,0551E-06	6,52277E-07	1,1972
0,167	50,3	10	0,1330	1,330	7890	1,0551E-06	6,52277E-07	1,3302
0,167	50,3	10	0,1330	1,463	7900	1,79178E-06	6,52277E-07	1,4632
0,167	50,3	10	0,1330	1,596	7910	2,22909E-06	6,52277E-07	1,5962
0,167	50,3	10	0,1330	1,729	7920	2,30911E-06	6,52277E-07	1,7292
0,167	50,3	10	0,1330	1,862	7930	1,78558E-06	6,52277E-07	1,8622
0,167	50,3	10	0,1330	1,995	7940	1,78558E-06	6,52277E-07	1,9953
0,167	50,3	10	0,1330	2,128	7950	1,78558E-06	6,52277E-07	2,1283
0,167	50,3	10	0,1330	2,261	7960	1,78558E-06	6,52277E-07	2,2613
0,167	50,3	10	0,1330	2,394	7970	1,55063E-06	6,52277E-07	2,3943
0,167	50,3	10	0,1330	2,527	7980	1,45086E-06	6,52277E-07	2,5273
0,167	50,3	10	0,1330	2,660	7990	1,32309E-06	6,52277E-07	2,6603
0,167	50,3	10	0,1330	2,793	8000	1,53005E-06	6,52277E-07	2,7934
0,167	50,3	10	0,1330	2,926	8010	1,53005E-06	6,52277E-07	2,9264
0,167	50,3	10	0,1330	3,059	8020	1,53005E-06	6,52277E-07	3,0594
0,167	50,3	10	0,1330	3,192	8030	1,53005E-06	6,52277E-07	3,1924
0,167	50,3	10	0,1330	3,325	8040	1,53005E-06	6,52277E-07	3,3254
0,167	50,3	10	0,1330	3,458	8050	1,5928E-06	6,52277E-07	3,4585
0,167	50,3	10	0,1330	3,591	8060	1,62188E-06	6,52277E-07	3,5915
0,167	50,3	10	0,1330	3,724	8070	1,6272E-06	6,52277E-07	3,7245
0,167	50,3	10	0,1330	3,858	8080	1,57863E-06	6,52277E-07	3,8575
0,167	50,3	10	0,1330	3,991	8090	1,57863E-06	6,52277E-07	3,9905

Assim, é possível concluir que em 5 minutos o reservatório atingirá a sua capacidade máxima de 200 m^3 , alcançando 3,99 metros de altura, ou seja, aproximadamente 4 metros – considerando possíveis erros de construção ou imperfeições.

No momento que atinge a altura máxima, uma válvula de controle de nível altimétrica é ativada, liberando a água por uma tubulação que irá para a rede de drenagem. Esse dispositivo permitirá que, além de acumular água, também seja retardado o tempo de chegada dela a rede de drenagem.

Essa tubulação de saída para a rede de drenagem apresentará as seguintes características:

Tabela 33 - Dados da tubulação de saída

Tubulação	Dados
Velocidade (m/s)	3,8
Diâmetro (m)	0,4
Área (m²)	0,126
Q esc (m³/s)	0,478

5.4.3 Saturação Máxima

Até um certo tempo, mesmo com a vazão de saída para a rede de drenagem liberada pela tubulação, o volume de água disponível no escoamento é maior que o volume que sai do reservatório. Assim, A altura do reservatório continuará no máximo pois o que sai é compensado pelo que entra. No **Anexo II**, está a tabela para o reservatório atuando em sua capacidade máxima, sem redução.

A partir do ponto final do reservatório atuando em sua capacidade máxima (170 minutos), muda a vazão de entrada. Então, o reservatório começará a esvaziar.

5.4.4 Esvaziamento do Reservatório

No esvaziamento, a vazão de entrada será menor do que a vazão de saída total (saída pelos furos laterais e do fundo + saída para a rede de drenagem).

Tabela 34 - Esvaziamento do Reservatório

Q (m³/s)	Área Reserv	T (s)	Enchimento	Soma Ench	Tempo decorrente (s)	Saida Furos Laterais	Saida Furos Fundo	Altura (m)- saída drenagem	Altura (m) resultante
0,116	50,3	10	0,0923	36,142	10210	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9878
0,116	50,3	10	0,0923	36,234	10220	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9851
0,116	50,3	10	0,0923	36,326	10230	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9823
0,116	50,3	10	0,0923	36,419	10240	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9796

0,116	50,3	10	0,0923	36,511	10250	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9769
0,116	50,3	10	0,0923	36,603	10260	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9742
0,116	50,3	10	0,0923	36,695	10270	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9714
0,116	50,3	10	0,0923	36,788	10280	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9687
0,116	50,3	10	0,0923	36,880	10290	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9660
0,116	50,3	10	0,0923	36,972	10300	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9632
0,116	50,3	10	0,0923	37,065	10310	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9605
0,116	50,3	10	0,0923	37,157	10320	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9578
0,116	50,3	10	0,0923	37,249	10330	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9550
0,116	50,3	10	0,0923	37,341	10340	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9523
0,116	50,3	10	0,0923	37,434	10350	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9496
0,116	50,3	10	0,0923	37,526	10360	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9469
0,116	50,3	10	0,0923	37,618	10370	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9441
0,116	50,3	10	0,0923	37,710	10380	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9414
0,116	50,3	10	0,0923	37,803	10390	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9387
0,116	50,3	10	0,0923	37,895	10400	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9359
0,116	50,3	10	0,0923	37,987	10410	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9332
0,116	50,3	10	0,0923	38,080	10420	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9305
0,116	50,3	10	0,0923	38,172	10430	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9277
0,116	50,3	10	0,0923	38,264	10440	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9250
0,116	50,3	10	0,0923	38,356	10450	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9223
0,116	50,3	10	0,0923	38,449	10460	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9196
0,116	50,3	10	0,0923	38,541	10470	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9168
0,116	50,3	10	0,0923	38,633	10480	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9141
0,116	50,3	10	0,0923	38,725	10490	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9114
0,116	50,3	10	0,0923	38,818	10500	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9086
0,116	50,3	10	0,0923	38,910	10510	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9059
0,116	50,3	10	0,0923	39,002	10520	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9032
0,116	50,3	10	0,0923	39,095	10530	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9005
0,116	50,3	10	0,0923	39,187	10540	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,8977
0,116	50,3	10	0,0923	39,279	10550	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,8950
0,116	50,3	10	0,0923	39,371	10560	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,8923
0,116	50,3	10	0,0923	39,464	10570	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,8895
0,116	50,3	10	0,0923	39,556	10580	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,8868
0,116	50,3	10	0,0923	39,648	10590	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,8841
0,116	50,3	10	0,0923	39,740	10600	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,8813
0,116	50,3	10	0,0923	39,833	10610	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,8786
0,116	50,3	10	0,0923	39,925	10620	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,8759
0,116	50,3	10	0,0923	40,017	10630	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,8732
0,116	50,3	10	0,0923	40,110	10640	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,8704
0,116	50,3	10	0,0923	40,202	10650	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,8677
0,116	50,3	10	0,0923	40,294	10660	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,8650
0,116	50,3	10	0,0923	40,386	10670	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,8622
0,116	50,3	10	0,0923	40,479	10680	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,8595
0,116	50,3	10	0,0923	40,571	10690	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,8568
0,116	50,3	10	0,0923	40,663	10700	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,8541
0,116	50,3	10	0,0923	40,755	10710	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,8513
0,116	50,3	10	0,0923	40,848	10720	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,8486
0,116	50,3	10	0,0923	40,940	10730	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,8459
0,116	50,3	10	0,0923	41,032	10740	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,8431
0,116	50,3	10	0,0923	41,125	10750	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,8404
0,116	50,3	10	0,0923	41,217	10760	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,8377

0,116	50,3	10	0,0923	41,309	10770	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,8349
0,116	50,3	10	0,0923	41,401	10780	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,8322
0,116	50,3	10	0,0923	41,494	10790	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,8295
0	50,3	10	0,0000	41,494	10800	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,7345
0	50,3	10	0,0000	41,494	10810	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,6395
0	50,3	10	0,0000	41,494	10820	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,5445
0	50,3	10	0,0000	41,494	10830	1,564E-06	6,52E-07	0,095	3,4495
0	50,3	10	0,0000	41,494	10840	1,544E-06	6,52E-07	0,095	3,3545
0	50,3	10	0,0000	41,494	10850	1,53E-06	6,52E-07	0,095	3,2595
0	50,3	10	0,0000	41,494	10860	1,53E-06	6,52E-07	0,095	3,1645
0	50,3	10	0,0000	41,494	10870	1,53E-06	6,52E-07	0,095	3,0695
0	50,3	10	0,0000	41,494	10880	1,53E-06	6,52E-07	0,095	2,9745
0	50,3	10	0,0000	41,494	10890	1,53E-06	6,52E-07	0,095	2,8795
0	50,3	10	0,0000	41,494	10900	1,53E-06	6,52E-07	0,095	2,7845
0	50,3	10	0,0000	41,494	10910	1,53E-06	6,52E-07	0,095	2,6895
0	50,3	10	0,0000	41,494	10920	1,53E-06	6,52E-07	0,095	2,5945
0	50,3	10	0,0000	41,494	10930	1,558E-06	6,52E-07	0,095	2,4995
0	50,3	10	0,0000	41,494	10940	1,658E-06	6,52E-07	0,095	2,4045
0	50,3	10	0,0000	41,494	10950	1,758E-06	6,52E-07	0,095	2,3095
0	50,3	10	0,0000	41,494	10960	1,758E-06	6,52E-07	0,095	2,2145
0	50,3	10	0,0000	41,494	10970	1,758E-06	6,52E-07	0,095	2,1194
0	50,3	10	0,0000	41,494	10980	1,758E-06	6,52E-07	0,095	2,0244
0	50,3	10	0,0000	41,494	10990	1,758E-06	6,52E-07	0,095	1,9294
0	50,3	10	0,0000	41,494	11000	1,758E-06	6,52E-07	0,095	1,8344
0	50,3	10	0,0000	41,494	11010	1,758E-06	6,52E-07	0,095	1,7394
0	50,3	10	0,0000	41,494	11020	1,758E-06	6,52E-07	0,095	1,6444
0	50,3	10	0,0000	41,494	11030	1,786E-06	6,52E-07	0,095	1,5494
0	50,3	10	0,0000	41,494	11040	1,572E-06	6,52E-07	0,095	1,4544
0	50,3	10	0,0000	41,494	11050	1,268E-06	6,52E-07	0,095	1,3594
0	50,3	10	0,0000	41,494	11060	1,055E-06	6,52E-07	0,095	1,2644
0	50,3	10	0,0000	41,494	11070	1,055E-06	6,52E-07	0,095	1,1694
0	50,3	10	0,0000	41,494	11080	1,055E-06	6,52E-07	0,095	1,0744
0	50,3	10	0,0000	41,494	11090	1,055E-06	6,52E-07	0,095	0,9794
0	50,3	10	0,0000	41,494	11100	1,055E-06	6,52E-07	0,095	0,8844
0	50,3	10	0,0000	41,494	11110	1,055E-06	6,52E-07	0,095	0,7894
0	50,3	10	0,0000	41,494	11120	1,055E-06	6,52E-07	0,095	0,6944
0	50,3	10	0,0000	41,494	11130	1,055E-06	6,52E-07	0,095	0,5994
0	50,3	10	0,0000	41,494	11140	9,395E-07	6,52E-07	0,095	0,5044
0	50,3	10	0,0000	41,494	11150	5,275E-07	6,52E-07	0,095	0,4094
0	50,3	10	0,0000	41,494	11160	3,079E-07	6,52E-07	0,095	0,3144
0	50,3	10	0,0000	41,494	11170	0	6,52E-07	0,095	0,2194
0	50,3	10	0,0000	41,494	11180	0	6,52E-07	0,095	0,1244
0	50,3	10	0,0000	41,494	11190	0	6,52E-07	0,095	0,0294
0	50,3	10	0,0000	41,494	11200				0,0000

Assim, de acordo com os cálculos, podemos observar que o funcionamento do reservatório se dará ao longo de 11.200 segundos no total, sendo que ele começará a esvaziar mesmo ainda existindo a vazão de entrada – só que ela será menor do que a de saída, ajudando ainda mais a reduzir a vazão de escoamento superficial do trecho.

Após esses momentos, não haverá mais vazão de escoamento, portanto, o reservatório estará já livre para uma próxima chuva (a chuva restante que cair irá apenas para a rede de drenagem).

5.4.5 Reservatório Cônico – considerações

O volume do reservatório cônico é o mesmo do reservatório cilíndrico. Além disso, as bocas de lobo teriam a mesma vazão de entrada para o reservatório também. Portanto, o tempo de enchimento seria o mesmo. Um fator que poderia alterar esse tempo de enchimento são os furos – a disposição deles estaria mais otimizada no cônico. Contudo, como já foi observada, a contribuição dos furos na saída de água do reservatório é muito pequena, portanto, para uma análise de eficiência, pode ser considerada desprezível.

Desse modo, em questão de eficiência de tempo de enchimento/ esvaziamento do reservatório, pode-se dizer que os dois são semelhantes.

5.5 Descrição de elementos e dispositivos utilizados

- Válvula de Controle de Nível Altimétrica (Hubel)

Controle do nível de água num reservatório – Válvula que permite o controle do nível de água num reservatório.

Ela é comandada por um piloto altimétrico de elevada sensibilidade que permite a regulação diferencial entre o nível máximo e o nível mínimo. O piloto fecha (abre) a válvula quando a água atinge o nível máximo do reservatório, e abre (fecha) quando o nível atinge o valor mínimo regulado



Figura 61 - Válvula de Controle de Nível Altimétrica

- Manta geotêxtil (SP Tubos)

A manta geotêxtil é uma manta 100% poliéster, usada na construção civil para drenagens, filtração, obras de contenção, aterros sobre solos moles, taludes íngremes entre outras aplicações. A manta geotêxtil é permeável e, quando associada com o solo, tem a capacidade de drenar, filtrar, separar, reforçar e proteger.

Filtração da manta geotêxtil: Permite rápida percolação de água, devido à estrutura porosa e permeável. Retém de maneira eficaz as partículas do solo, além de impedir também a poluição difusa que vai da água do reservatório para o solo.

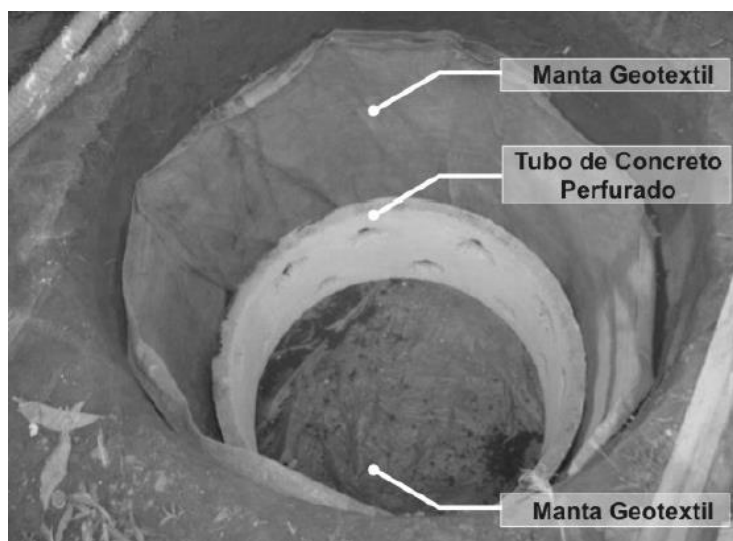


Figura 62 - Utilização da Manta, Artigo Lúcia Helena – 2008 (1)

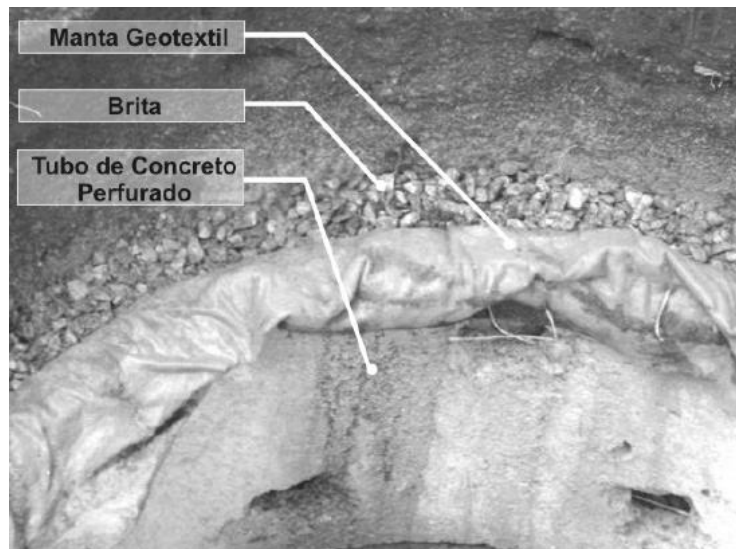


Figura 63 - Utilização da Manta, Artigo Lúcia Helena – 2008 (2)

- Tubulação reservatório – rede de drenagem (Tigre)



Figura 64 - Tubo PVC Tigre (Branco), 400 mm de diâmetro e até 6 metros de comprimento

6. Concepção Estrutural

6.1 Modelo de Viga sobre Base Elástica

O Modelo de Viga Sobre Base Elástica é o primeiro dos modelos realizados com o objetivo de melhor compreensão e visualização do comportamento da estrutura e de sua interação com o solo do terreno.

Nele, são representadas as paredes do reservatório por um modelo de viga sobre base elástica, buscando diagramas de força cortante (V_y) e de momento (M_y)

na direção vertical e força normal na direção dos paralelos ou horizontal (N_{teta}), bem como relativas a cada etapa do processo construtivo.

Este é, aliás, um aspecto muito importante por determinar os esforços solicitantes da estrutura final. Toda e qualquer estrutura apresenta esforços solicitantes de acordo com o método construtivo empregado, de modo que duas estruturas similares construídas de modos diferentes podem ter esforços significativamente diferentes.

Em cada etapa, são determinados os empuxos de terra atuantes sobre a estrutura e os diagramas de esforços solicitantes com o auxílio do software Ftool. Em seguida, armazenam-se os valores em uma planilha no software Microsoft Excel para que os diagramas possam ser somados, gerando o diagrama da estrutura final.

A representação de molas ao longo da estrutura se deve aos paralelos ou seções anelares do reservatório. Quando um dado carregamento incide sobre suas paredes em uma dada região, os esforços são transmitidos paralelamente para todo o restante da estrutura. Assim, cada seção paralela atua de modo a restringir deformações nesta direção, como se fossem apoios simples elásticos infinitesimais.

Quanto maior o número de molas utilizado, mais representativo é o modelo. Para fins práticos, os elementos são divididos em espaçamentos iguais a 1/10 do lance de execução/escavação. A solução retratada é a alternativa de reservatório cilíndrico, considerada principal.

6.1.1 Parâmetros Adotados

Abaixo, são listados os valores considerados no modelo:

Tabela 35- Parâmetros do modelo numérico

Parâmetro		Valor
C	Coesão do solo	10 e 8 kPa
Φ	Ângulo de atrito do solo	20°
γ	Peso específico do solo	16 kN/m ³
Ka	Coeficiente de empuxo ativo	0,4903
HI	Altura dos lances de escavação	1m
Sobrecarga	-	20 kN/m ²
k0	Coeficiente de empuxo em repouso	0,83
Ec	Módulo de elasticidade do concreto	32000 MPa
h	Espessura da casca	0,2 m
A	Área da seção (por m)	0,2 m ²
H	Altura final da casca	4m
D	Diâmetro da casca	8 m
V	Volume interno do reservatório	201,0619 m ³
k mola	Coeficiente equivalente de mola dos anéis horizontais de concreto	400000 kN/m ²

Os parâmetros do solo já haviam sido listados anteriormente, sendo de novo indicados para melhor entendimento da modelagem executada. Quanto aos do reservatório, foram consideradas espessura, diâmetro e altura de forma subjetiva, tendo em mente as dimensões de projeto que se deseja atingir. O procedimento correto seria a determinação do volume de reservação necessário por meio de ahidrológico-hidráulico adequada. Porém, como a determinação hidráulica ideal do volume interno necessário foge ao escopo do presente trabalho, busca-se um volume interno compatível com o tipo de solução quanto seus aspectos relativos à drenagem urbana. Como se trata de um reservatório de detenção a montante e de dimensões reduzidas, arbitra-se as medidas de 4 metros para sua profundidade e de 8 metros para seu diâmetro.

O coeficiente K das molas é determinado pela relação:

$$K_m = \frac{E * A}{R^2}$$

Cabe aqui uma observação: a princípio, um dos critérios norteadores do dimensionamento do poço seria relativo a um maior diâmetro e área de base do que altura. Isto se dava por duas razões: a busca de distâncias maiores entre a base do poço e o nível freático do terreno, de modo a dificultar a poluição do lençol pela poluição difusa das águas pluviais, e a busca de uma percolação mais eficiente devido a gradientes hidráulicos maiores. Se o nível d'água estivesse em uma cota dentro do reservatório muito superior à do restante do terreno, o desnível seria grande, o que aumentaria o gradiente hidráulico. Este fato seria importante para compensar a possível baixa permeabilidade do terreno, dado que a permeabilidade e o gradiente hidráulico são fatores condicionantes de mesmo grau para a determinação da vazão de infiltração.

Porém, tal escolha apresenta neste momento um aspecto negativo: a adoção de um raio maior leva a molas de menor constante elástica. E isto significa maior deformabilidade da estrutura, algo não desejável e que pode, dependendo da escala, comprometer sua resistência e vida útil.

A vinculação empregada no modelo consiste no uso de molas horizontais em cada nó, de coeficiente K_m e de modo a representar o comportamento dos anéis de concreto que compõem a estrutura, e molas verticais na base de cada viga, com o objetivo de representar a elasticidade do solo no recebimento de cargas verticais (embora, devido à inexistência de carregamentos verticais no modelo, possua menor importância).

Aplicam-se nas vigas, por fim, os empuxos de solo calculados anteriormente e a força equivalente de arqueamento do solo nas fases em que seja necessária.

6.1.2 Modelos Elaborados

Abaixo, são indicados os modelos elaborados para cada uma das fases construtivas envolvidas e relevantes para a análise dos esforços solicitantes da estrutura.

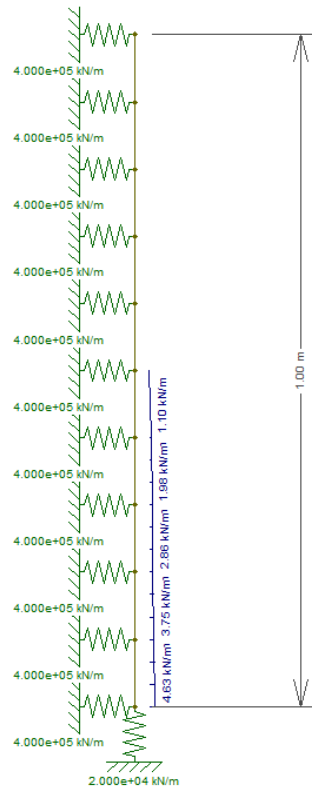


Figura 65: Modelo da primeira etapa construtiva.

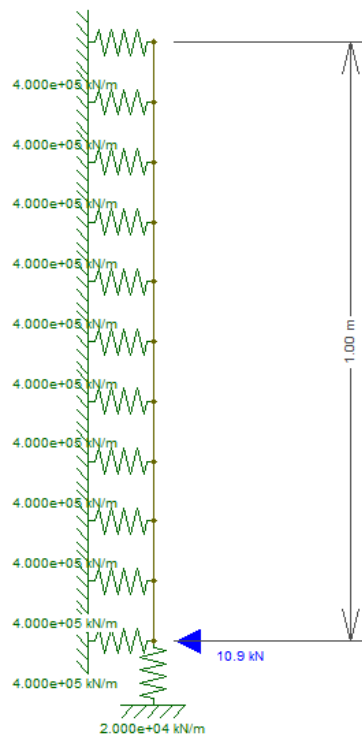


Figura 66: Modelo da segunda etapa construtivo.

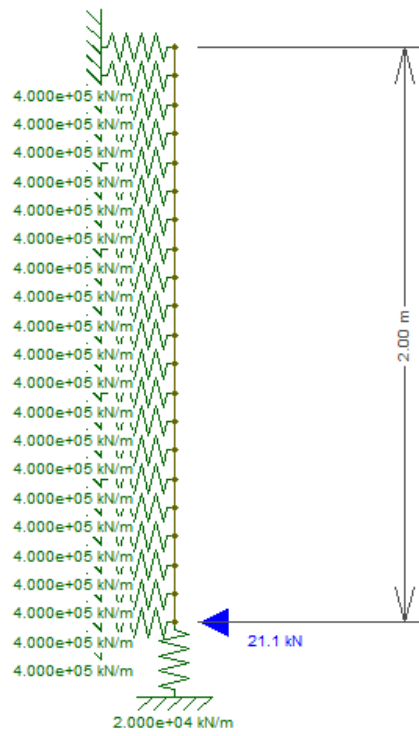


Figura 67: Modelo da terceira etapa construtiva.

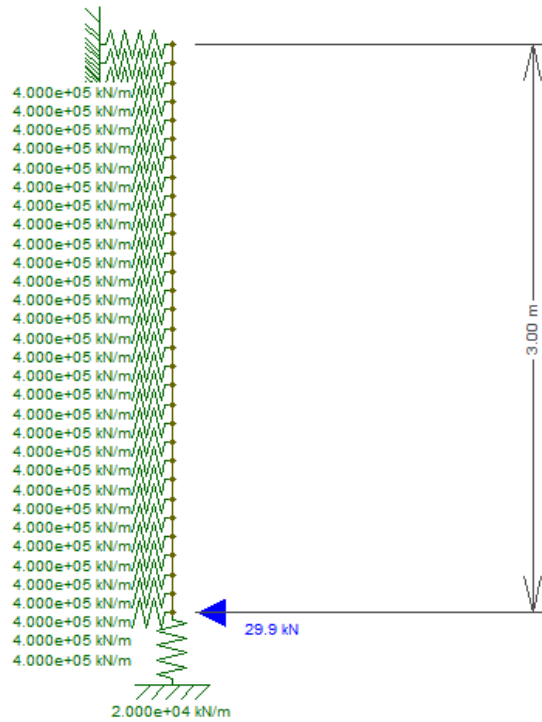


Figura 68: Modelo da quarta etapa construtiva.

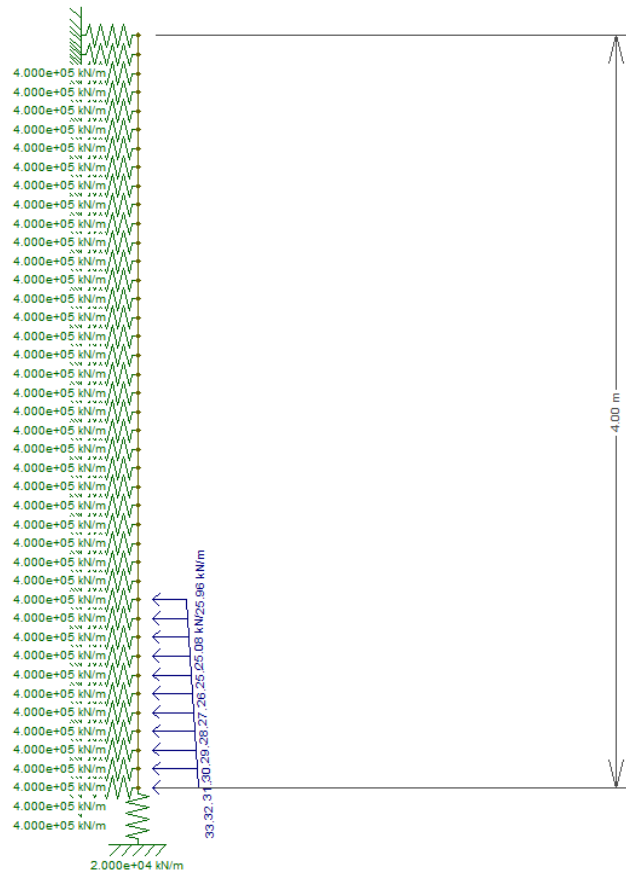


Figura 69: Modelo da última etapa do método construtivo.

São gerados então os diagramas de esforços solicitantes em cada etapa, sendo que os valores foram armazenados em planilha do excel e somados para que se obtenha o diagrama final da estrutura. Abaixo, tem-se a tabela utilizada para os cálculos e os diagramas finais da estrutura do poço.

Tabela 36 – Esforços Solicitantes da Estrutura do Poço

Profundidade (m)	Etapas de escavação																	
	1			2			3			4			5			Total		
	V (kN/m))	My (kNm)	ρ (mm)	V (kN/m))	My (kNm)	ρ (mm)	V (kN/m))	My (kNm)	ρ (mm)	V (kN/m))	My (kNm)	ρ (mm)	V (kN/m))	My (kNm)	ρ (mm)	V (kN/m))	My (kNm)	ρ (mm)
0	-0,5	0	1,25E-04	-0,7	0	1,70E-03	0,1	0	- 2,40E-04	0	0	0	0	0	0	-1,1	0	1,59E-03
0,1	-0,1	0	6,39E-05	-1	0,1	1,40E-03	0,15	0	- 1,60E-04	0	0	0	0	0	0	-0,95	0,1	1,30E-03
0,2	-0,1	0,25	0	-1,5	0,2	1,10E-03	0,2	-0,05	- 6,40E-05	0	0	0	0	0	0	-1,4	0,4	1,04E-03
0,3	-0,1	0,5	- 6,90E-05	-1,85	0,4	6,50E-04	0,2	-0,05	4,00E-05	0	0	0	0	0	0	-1,75	0,85	6,21E-04
0,4	0	0,75	- 1,50E-04	-2	0,6	4,00E-05	0,15	-0,1	1,60E-04	0	0	0	0	0	0	-1,85	1,25	5,00E-05
0,5	0,15	0,75	- 2,40E-04	-1,8	0,8	8,40E-04	0,05	-0,15	3,20E-04	0,25	0	- 4,40E-05	0	0	0	-1,35	1,4	8,04E-04
0,6	0,2	0,25	- 3,40E-04	-1,2	0,9	2,10E-03	-0,1	-0,15	5,00E-04	0,75	0	- 6,00E-05	0	0	0	-0,35	1	2,00E-03
0,7	0,2	0	- 4,40E-04	0	1	3,70E-03	-0,35	-0,1	7,20E-04	1	0	- 7,40E-05	0	0	0	0,85	0,9	3,49E-03
0,8	0,2	-0,25	- 5,50E-04	1,85	0,9	5,90E-03	-0,7	0	9,50E-04	1,25	0	- 8,50E-05	0	0	0	2,6	0,65	5,59E-03
0,9	0,1	-0,25	- 6,60E-	4,7	0,6	- 8,40E-	-1,15	0,1	1,20E-03	1,75	-0,05	- 8,90E-	0	0	0	5,4	0,4	- 7,95E-

			04			03						05						03
1	-0,3	0	- 7,60E-04	6,4	0	- 1,10E-02	-1,65	0,2	1,40E-03	2,25	-0,05	- 8,00E-05	0	0	0	6,7	0,15	- 1,04E-02
1,1							-2,2	0,4	1,40E-03	2,5	-0,1	- 5,30E-05	0	-0,05	0	0,3	0,25	1,35E-03
1,2							-2,75	0,7	1,30E-03	2,5	-0,1	0	0	-0,05	0	-0,25	0,55	1,30E-03
1,3							-3,2	1	8,60E-04	2,25	-0,15	9,70E-05	0	-0,05	0	-0,95	0,8	9,57E-04
1,4							-3,4	1,3	- 5,80E-05	1,5	-0,15	2,40E-04	0	-0,05	0	-1,9	1,1	1,82E-04
1,5							-3	1,6	- 1,60E-03	0	-0,15	4,30E-04	0	-0,05	4,60E-05	-3	1,4	- 1,12E-03
1,6							-1,5	1,9	- 3,90E-03	-0,25	-0,15	6,80E-04	-0,05	-0,05	7,40E-05	-1,8	1,7	- 3,15E-03
1,7							0,7	2	- 7,00E-03	-0,6	-0,1	9,80E-04	-0,1	-0,05	1,10E-04	0	1,85	- 5,91E-03
1,8							3,85	1,9	- 1,10E-02	-1,05	0	1,30E-03	-0,1	0	1,50E-04	2,7	1,9	- 9,55E-03
1,9							9,3	1,3	- 1,60E-02	-1,65	0,1	1,70E-03	-0,15	0,05	1,90E-04	7,5	1,45	- 1,41E-02
2							12,5	0	- 2,20E-02	-2,35	0,3	1,90E-03	-0,25	0,05	2,20E-04	9,9	0,35	- 1,99E-02
2,1										-3,1	0,6	2,00E-03	-0,35	0,1	2,40E-04	-3,45	0,7	2,24E-03
2,2										-3,9	1	1,80E-03	-0,45	0,15	2,30E-04	-4,35	1,15	2,03E-03

2,3										-4,5	1,4	1,20E-03	-0,55	0,2	1,70E-04	-5,05	1,6	1,37E-03
2,4										-4,7	1,9	0,00E+00	-0,6	0,25	3,10E-05	-5,3	2,15	3,10E-05
2,5										-4,25	2,3	- 2,20E-03	-0,55	0,3	- 2,00E-04	-4,8	2,6	- 2,40E-03
2,6										-2,7	2,7	- 5,40E-03	-0,4	0,35	- 5,60E-04	-3,1	3,05	- 5,96E-03
2,7										0,35	2,9	- 9,90E-03	-0,05	0,35	- 1,10E-03	0,3	3,25	- 1,10E-02
2,8										5,5	2,6	- 1,60E-02	0,5	0,35	- 1,70E-03	6	2,95	- 1,77E-02
2,9										13,2	1,8	- 2,30E-02	1,35	0,2	- 2,50E-03	14,55	2	- 2,55E-02
3										17,7	0	- 3,00E-02	2,55	0,1	- 3,40E-03	20,25	0,1	- 3,34E-02
3,1													1,55	-0,1	- 4,40E-03	1,55	-0,1	- 4,40E-03
3,2													0,85	-0,3	- 5,20E-03	0,85	-0,3	- 5,20E-03
3,3													0,7	-0,35	- 6,00E-03	0,7	-0,35	- 6,00E-03
3,4													0,05	-0,35	- 6,60E-03	0,05	-0,35	- 6,60E-03
3,5													-0,15	-0,35	- 7,00E-	-0,15	-0,35	- 7,00E-

															03			03
3,6													-0,25	-0,3	- 7,30E- 03	-0,25	-0,3	- 7,30E- 03
3,7													-0,45	-0,25	- 7,40E- 03	-0,45	-0,25	- 7,40E- 03
3,8													-0,65	-0,2	- 7,40E- 03	-0,65	-0,2	- 7,40E- 03
3,9													-0,95	-0,1	- 7,30E- 03	-0,95	-0,1	- 7,30E- 03
4													-1,45	0	- 7,10E- 03	-1,45	0	- 7,10E- 03

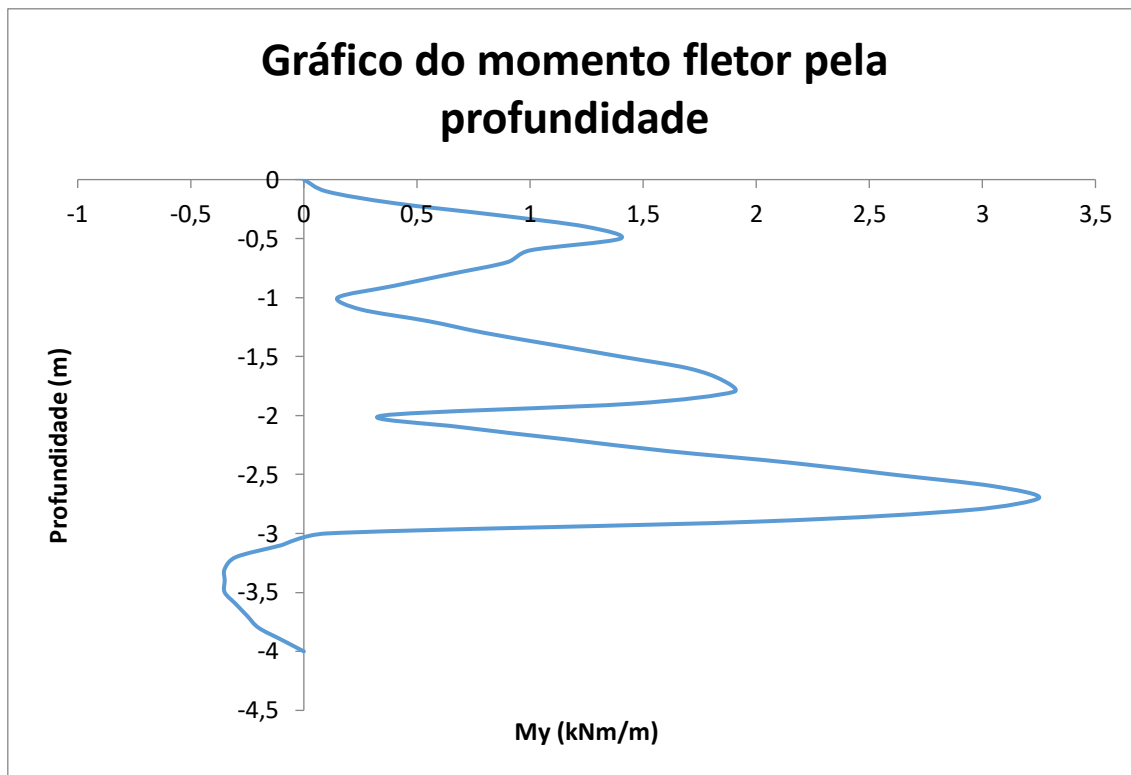


Figura 70: Diagrama de M_y da estrutura final, em função do método construtivo.

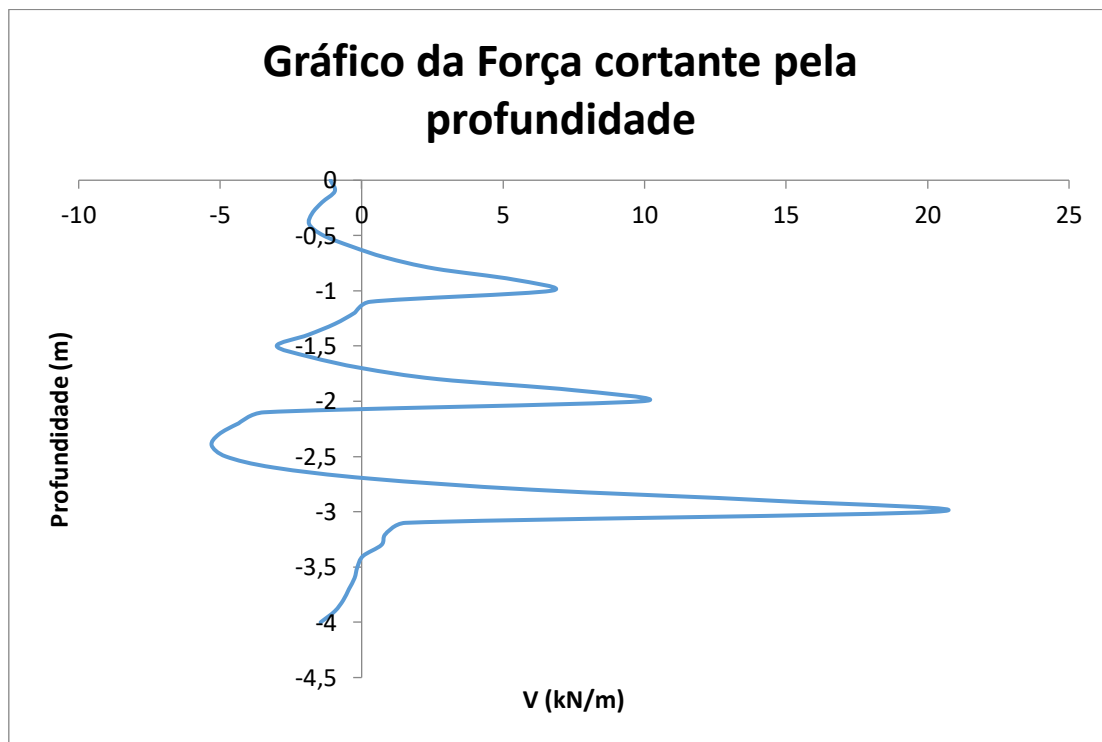


Figura 71: Diagrama de V da estrutura final, em função do método construtivo.

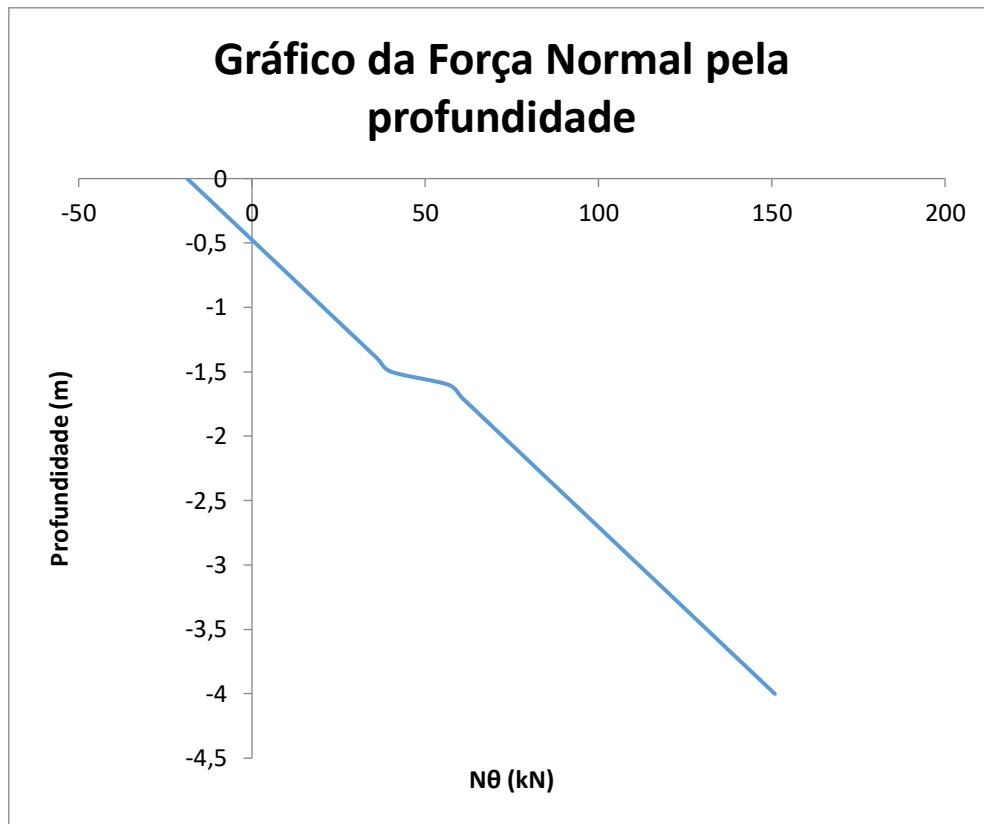


Figura 72: Diagrama de força normal $N\theta$ da estrutura final.

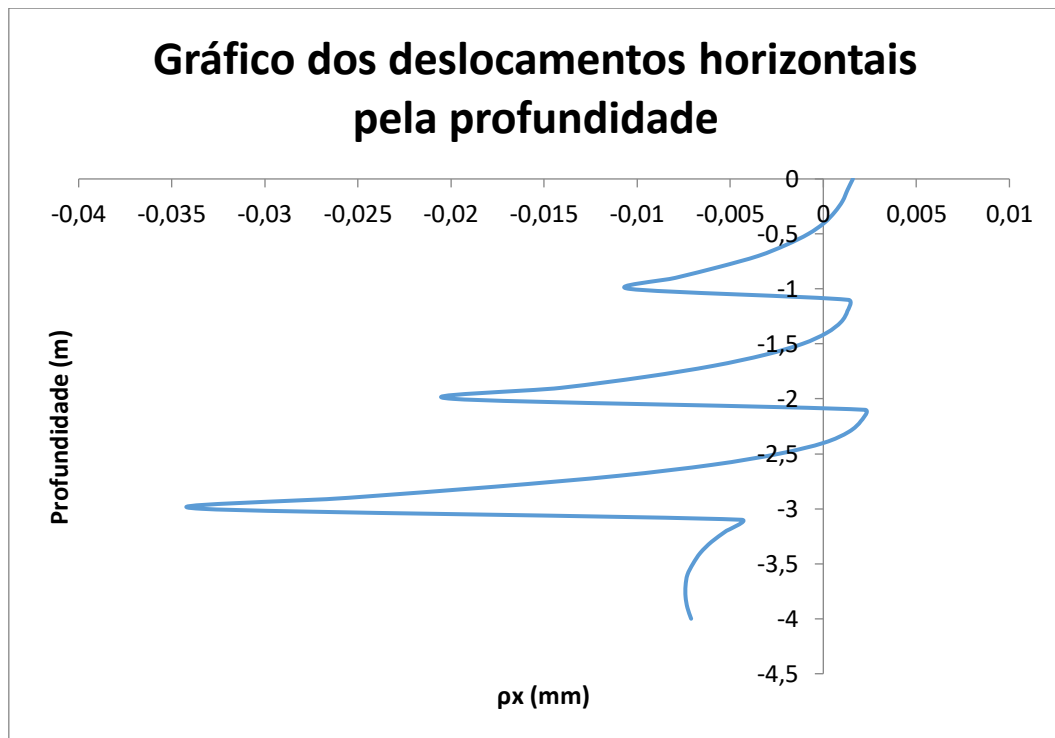


Figura 73 - Diagrama de deformações da estrutura final

6.2 Análise de deformação da estrutura – SAP 2000

6.2.1 Introdução

Para a avaliação do equilíbrio e estabilidade do reservatório estudado, elaborou-se uma modelagem tridimensional no software SAP2000. Enquanto a análise geotécnica da configuração da escavação ao longo do processo construtivo foi realizada com o auxílio de outros softwares, como Slope e Plaxis, a presente análise tratará exclusivamente da estrutura concebida.

O objetivo deste modelo é de caráter mais qualitativo: deseja-se observar o comportamento da estrutura, representada por elementos de barra equivalentes à casca de concreto projetado, quando da aplicação das duas sobrecargas distintas. Deseja-se observar os impactos da sobrecarga pontual de grande porte especificada na seção de empuxos sobre o campo de deformações da estrutura.

Os valores de empuxos de solo calculados anteriormente serão inseridos no modelo na forma de carregamentos distribuídos. Por sua vez, outros aspectos ligados à interação solo-estrutura serão assumidos como hipóteses e guiarão a montagem do modelo. A seguir, são descritos os principais aspectos deste processo.

6.2.2 Elaboração do Modelo

A modelagem em frames elaborada no software SAP2000 fundamenta-se no estudo da casca por meio de um modelo em estrutura reticulada. A estrutura originalmente concebida é assim analisada quanto a deslocamentos e principalmente esforços em um sistema de vigas e pilares. Como já definido anteriormente, as modelagens numéricas focam-se no cenário A por maior disponibilidade de dados. O cenário B, modelo simplificado das condições de contorno de percolação do terreno de estudo e com a substituição do solo real por solo arenoso, será explorado no experimento, além de ser levado em consideração quanto a aspectos quantitativos e de viabilidade quanto ao processo construtivo e eficiência da solução empregada.

Serão construídos dois submodelos distintos e que diferem quanto ao carregamento de empuxo de solo aplicado, utilizando-se para isto duas condições distintas de sobrecarga calculadas adiante. Em um deles, tido como o principal, serão aplicadas as condições de carregamento de empuxo referentes à sobrecarga S1, com a existência de uma carga distribuída de 20 kN/m² atuante sobre toda a estrutura. Em seguida, elabora-se um modelo adicional para a aplicação da condição de sobrecarga S2 em somente um dos pilares, enquanto os outros permanecem apenas com a condição S1.

A pressão de água não será considerada nos cálculos. A ocorrência de nível d'água interno contribui para a amenização dos efeitos do empuxo, de sentido contrário, sobre a estrutura, caracterizando situação mais segura. A ocorrência de nível d'água externo ao reservatório não produzirá tensões sobre suas paredes devido ao caráter permeável da estrutura. A possibilidade de entrada de água pelos orifícios, embora indesejada do ponto de vista de capacidade drenante, será suficiente para a dissipação de tensões horizontais de água sobre sua superfície.

Na figura abaixo, pode-se verificar a configuração geométrica dos modelos mencionados, idêntica para os dois modelos elaborados. A diferença entre eles reside apenas no carregamento aplicado.

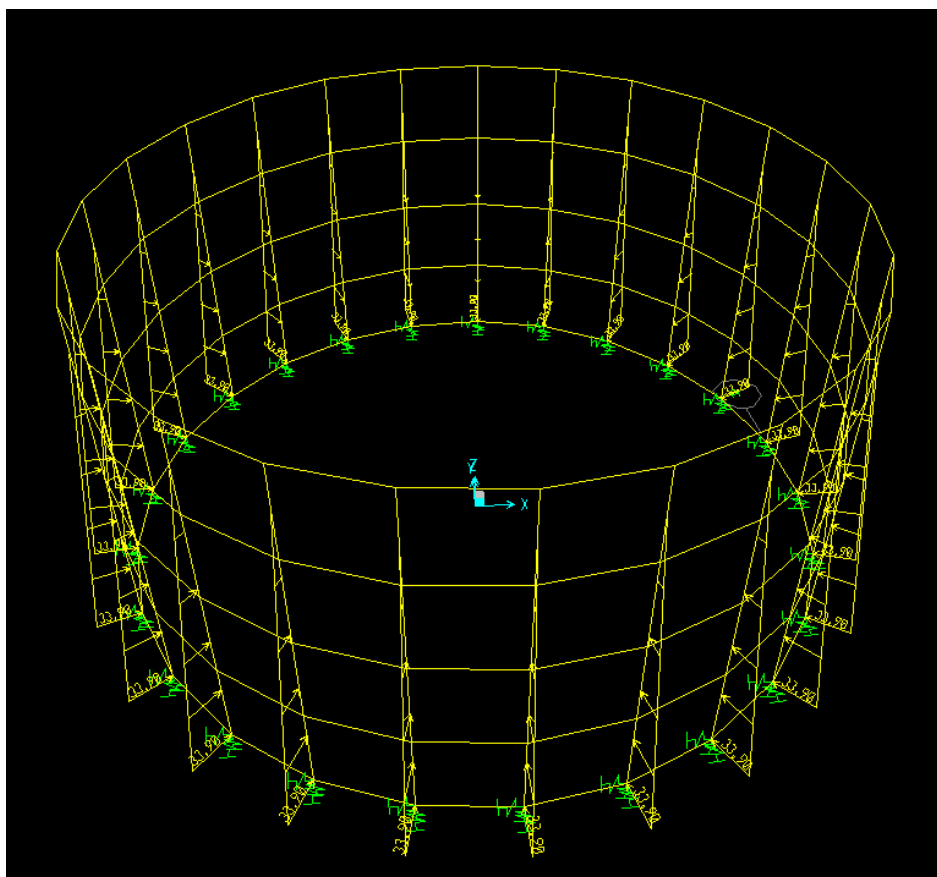


Figura 74 - Modelo da casca em elementos de barra equivalentes.

Cada elemento de barra corresponde a faixas horizontais e verticais entre os orifícios da estrutura. Como já definido anteriormente, os furos possuirão 30 cm de diâmetro, o que acarreta em barras de 70 cm de largura, com 30 cm de vãos e uma distância de 1 m entre eixos de barras consecutivas. Sua espessura será igual a 20 cm, equivalente à da casca real projetada.

Em sua configuração final, a estrutura divide-se em 25 pilares e 5 lances de vigas. Seu raio de 4 metros leva a um perímetro do cilindro de cerca de 25 m e, dado que cada par pilar-orifício possui 1 metro de extensão e que em uma disposição circular o número de elementos é igual ao número de vazios entre eles, chega-se à configuração de 25 pilares e 25 orifícios.

A organização das vigas ocorre com a divisão de um dos lances em dois lances de vigas de 35 cm de largura. Deste modo, as vigas superiores e inferiores possuirão seção de 0,35 m x 0,2 m, ao passo em que na região interna haverão 3 lances de vigas cujas seções medem 0,7 m x 0,2 m. Haverão 4 orifícios em cada linha vertical.

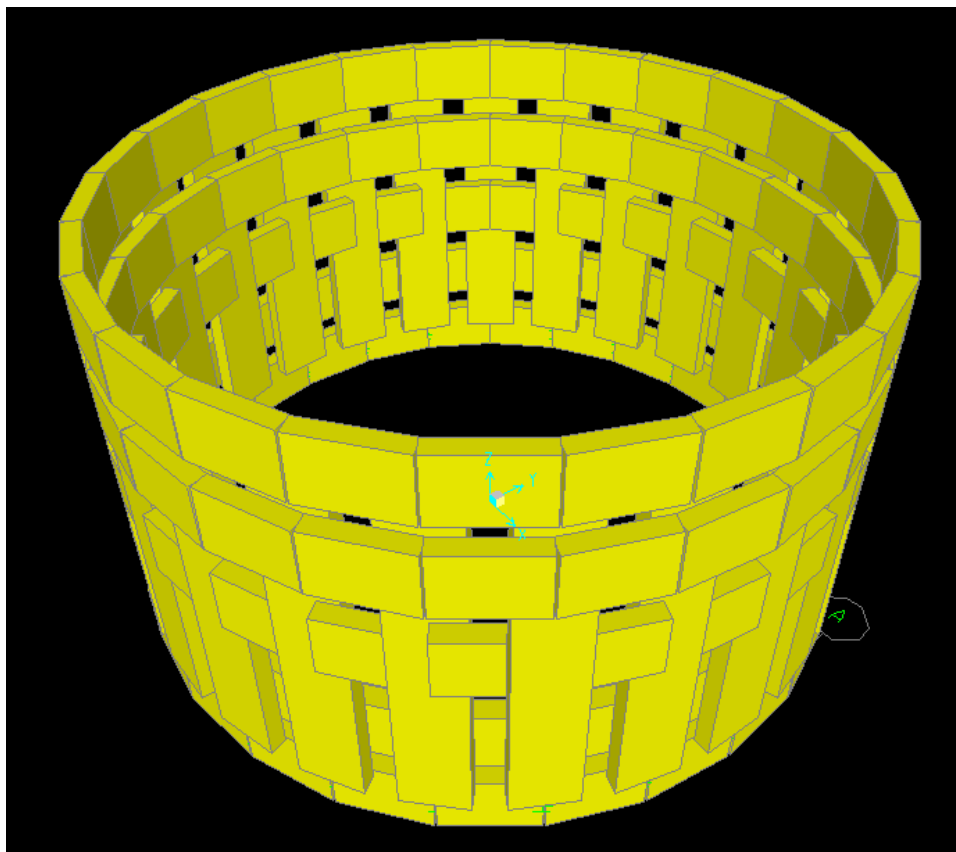


Figura 75 - Orientação e disposição de vigas e pilares

As ligações entre os elementos de barra são representadas como rígidas, ou seja, com transferência de momentos fletores e impedimento de rotação relativa. Dadas as características da estrutura final e da própria técnica de concreto projetado, o caminhamento de momentos fletores ao longo da estrutura será verificado, o que confirma a validade da hipótese.

As condições de contorno do modelo são impostas somente como uma mola no eixo vertical, suportando a carga dos pilares, e pares de molas na base dos pilares, no plano horizontal. Para se representar com maior fidelidade a interação solo-estrutura, não se deseja restringir os deslocamentos ou rotações ao longo de toda a estrutura subterrânea.

A resposta do solo frente às solicitações originadas pela estrutura são usualmente representadas na forma de molas devido à simplicidade e por levar a resultados satisfatórios de recalques, desde que os coeficientes de mola sejam estimados corretamente.

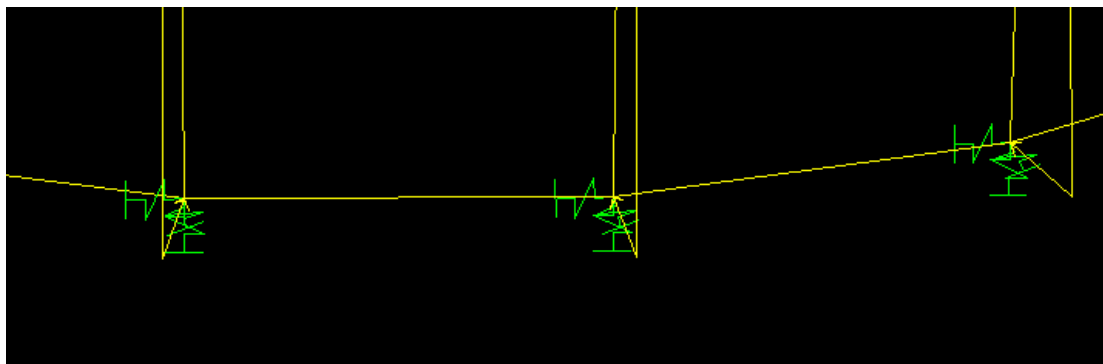


Figura 76 - Uso de molas como condição de contorno da base do reservatório.

No modelo, o peso próprio das vigas acarreta em momentos fletores não existentes na estrutura real. Devido à natureza das ligações, os momentos são ainda transferidos aos pilares, provocando torções nestes nas regiões dos encontros com vigas e ampliando as incongruências com a realidade. Por este motivo, os carregamentos verticais do modelo em frames serão desligados.

Assim, neste serão analisados somente os esforços e deformações quanto aos carregamentos horizontais de empuxo do solo. A análise do comportamento do solo da base do reservatório frente aos carregamentos verticais possui grande relevância, principalmente por se tratar, no caso das imediações do Tribunal de Contas da União, de uma argila mole saturada. Tais condições deverão ser verificadas na modelagem pelo software Plaxis.

6.2.3. Resultados

As deformações calculadas para os dois modelos podem ser visualizados abaixo:

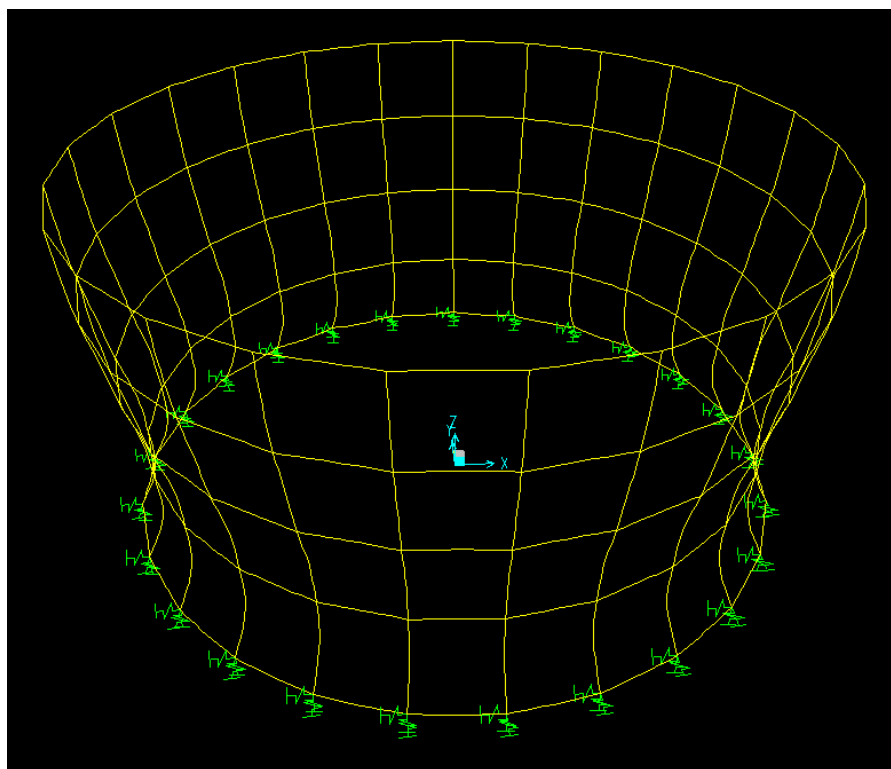


Figura 77 - Deformada da estrutura S1.

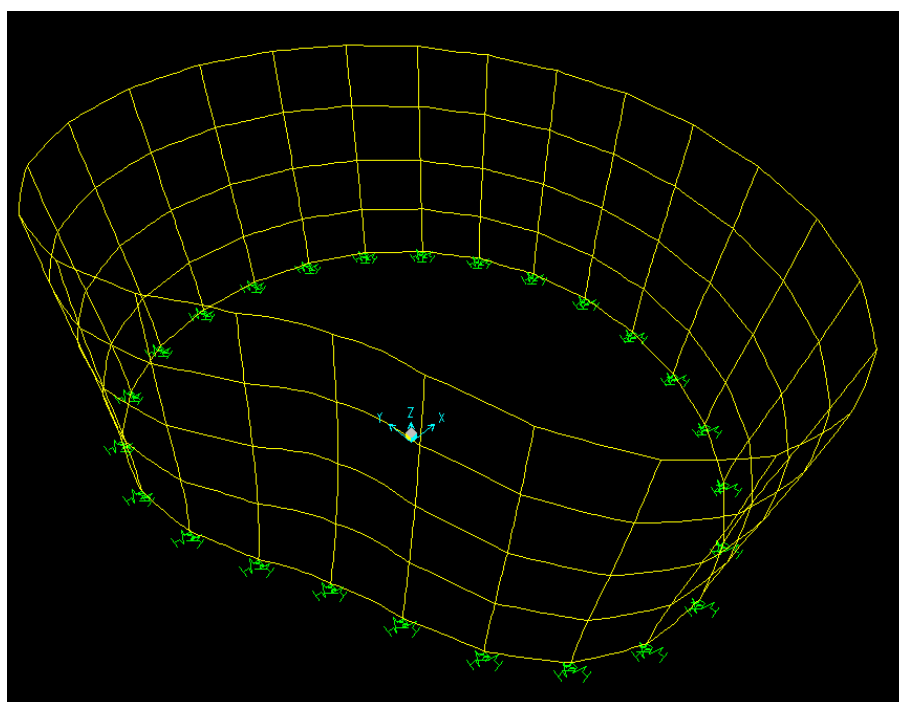


Figura 78 - Deformada da estrutura diante da sobrecarga S2.

As deformações máximas encontradas para os pilares foram de $7,3 \cdot 10^{-5}$ m para o caso S1 e, no pilar solicitado pela carga pontual, $3,2 \cdot 10^{-4}$ m para o caso S2, valor que supera em

cerca de 4,26 vezes a deformação de S1. Constata-se, assim, os malefícios que uma carga de grande intensidade e que solicite a estrutura diferencialmente, com caráter localizado em uma de suas regiões, pode provocar na estrutura do reservatório.

7. Modelagem Geotécnica

7.1 Empuxo do Solo

A obra de implantação do reservatório é caracterizada por uma escavação dividida em quatro lances de cortes verticais, contendo 1 metro de profundidade cada, sem a existência de ficha.

Como se verá adiante, a reduzida profundidade total, aliada às condições do solo da região, implica na geração de empuxos ativos de baixa magnitude. O solo, portanto, desenvolve deformações de pequena magnitude e mantém-se estável.

A inexistência de ficha faz com que não estejam envolvidos empuxos passivos na escavação. Além disso, admite-se que o maciço seja constituído de material normalmente adensado.

O cálculo do empuxo ativo foi executado segundo o Método de Rankine, o que implica na adoção das hipóteses de que não coesão e atrito entre a superfície da estrutura e as partículas de solo adjacentes a ele.

A estrutura do poço é considerada flexível, assumindo-se que desenvolverá deformações suficientes para mobilizar o empuxo ativo. Trabalha-se, então, com o diagrama de empuxo triangular não retificado.

O coeficiente K_a de empuxo ativo pode ser determinado pela expressão:

$$K_a = \frac{(1 - \operatorname{sen} \varphi)}{(1 + \operatorname{sen} \varphi)}$$

Onde φ é o ângulo de atrito efetivo do solo. Os ângulos de atrito de 20° das duas camadas superiores de solo levam a valores de K_a iguais a aproximadamente 0,49.

Com a obtenção de K_a , procede-se ao cálculo das tensões horizontais efetivas, dadas por:

$$\sigma_h = K_a * \gamma * z - 2 * c * \sqrt{K_a}$$

onde:

- γ é o peso específico do solo, sendo adotado um valor de 16 kN/m² para as duas camadas de solo;
- z é a profundidade de cada ponto analisado, variando entre 0 e 4 metros;
- c é a coesão do solo, expressa em kPa e com os valores de 10 kPa para a primeira camada e 8 kPa para a segunda.

Por fim, o valor da força de empuxo corresponde a:

$$E = \frac{K_a * \gamma * (H - z_0)^2}{2}$$

onde z_0 é a altura em que o Método de Rankine leva à obtenção de tensões de tração, desprezadas após o cálculo.

Quanto à sobrecarga a ser considerada, tem-se que os cálculos serão desenvolvidos segundo duas condições distintas de solicitação. Na primeira delas, aplica-se uma sobrecarga distribuída sobre a superfície do solo de intensidade igual a 20 kN/m². Este valor corresponde ao peso próprio do aterro que será executado acima da cobertura e também à aplicação de cargas acidentais decorrentes de atividades desenvolvidas no meio urbano. Como o peso do aterro já é

considerado nesta sobrecarga, as cotas mínima e máxima de escavação serão tratadas como de 0 a - 4 metros - caso contrário, deveria-se levar em conta a altura do aterro na orientação dos níveis envolvidos.

Conforme prática recorrente de projetos de engenharia geotécnica, estima-se que a tensão horizontal a que o solo será submetido equivale a 20 kN/m² em toda a profundidade de escavação. A não-redução da sobrecarga se dá devido a uma postura conservadora e a favor da segurança da obra.

A segunda situação de empuxo analisada considera, além da sobrecarga de 20 kN/m², a aplicação de uma carga localizada de 1000 kN, de modo a representar a utilização de eventuais máquinas de grande porte na construção do reservatório ou mesmo para outros fins nas proximidades do reservatório. Esta carga produz tensões horizontais de intensidade menor do que a aplicada verticalmente sobre a superfície e podem ser determinadas por meio da fórmula de Boussinesq, expressa por:

$$\sigma_z = \frac{P}{2 * \pi} * \frac{3 * z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}}$$

Onde P é o valor da carga aplicada, r é a distância horizontal entre o ponto de aplicação da carga e o perfil de solo analisado, considerado igual a 1 metro, e σ_z tensão vertical efetiva do solo, em kN/m².

Embora de menor probabilidade de ocorrência e tempo de exposição, a segunda situação analisada é mais desfavorável à estabilidade do projeto, pois além da geração de tensões maiores no solo, gera deformações diferenciais na casca de concreto e promove a flexão em torno do eixos vertical e tangencial (z e θ).

Calculadas as tensões horizontais decorrentes de peso próprio do solo e da aplicação de sobrecarga, pode-se calcular os empuxos. A execução da obra em lances ou etapas construtivas de escavação e concretagem da estrutura lateral leva à ocorrência do fenômeno de arqueamento do solo. Os pontos do maciço mais próximos à escavação submetem-se, devido ao alívio súbito de tensões, uma modificação em seu campo de tensões, com a variação das direções de suas

tensões principais de modo a equilibrar os esforços aplicados sobre si. Para que mantenha a situação de equilíbrio garantida, o solo se comporta de modo a encontrar forças ou tensões de reação sobre cada ponto da região solicitada, apoiando-se em elementos de maior rigidez nas proximidades.

Após a escavação de cada um dos lances previstos, a região do maciço adjacente desenvolve menor grau de estabilidade e reduzido fator de segurança. A etapa anterior, que corresponde à concretagem da estrutura no trecho acima escavado, promoveu a criação do elemento de maior rigidez mencionado. As partículas do solo, assim, se rearranjam de forma a apoiarem-se na casca de concreto do lance acima e na região logo abaixo do leito de escavação no momento atual, região onde o alívio de tensões é menor.

A estimativa da força de arqueamento aplicada pelo solo sobre a casca de concreto é de grande importância para a elaboração do modelo de viga sobre base elástica, que será visto adiante. Como hipótese simplificadora, pode-se dizer que o empuxo correspondente à região do solo adjacente a um lance de escavação é equilibrado por duas forças de mesma intensidade, produzidas pela superfície de concreto acima e pela mencionada região abaixo do leito. Assim, calcula-se a força de arqueamento correspondente a cada lance de escavação a partir da média do empuxo total envolvido nos lances correspondentes.

Abaixo, são apresentadas as tabelas de cálculo para as tensões horizontais no solo e forças originadas pelo arqueamento. A primeira e segunda tabelas representam, respectivamente, a primeira e segunda condições de sobrecarga.

Tabela 37 - Tensões horizontais e força produzida pelo arqueamento do solo - Condição de sobrecarga 1.

Tensões horizontais e força produzida pelo arqueamento do solo						
	H (m)	σ_v (kN/m²)	σ_h solo(kN/m²)	Sobrecarga área (kN/m²)	σ_h total - S1(kN/m²)	Força devida ao arqueamento - S1 (kN)
1o lance	0	0	-14.00415076	9.805811931	-4.198338833	-
	0.1	1.8	-13.12162769	9.805811931	-3.315815759	
	0.2	3.6	-12.23910462	9.805811931	-2.433292685	
	0.3	5.4	-11.35658154	9.805811931	-1.550769611	
	0.4	7.2	-10.47405847	9.805811931	-0.6682465376	

	0.5	9	-9.591535395	9.805811931	0.2142765362	
	0.6	10.8	-8.709012321	9.805811931	1.09679961	
	0.7	12.6	-7.826489247	9.805811931	1.979322684	
	0.8	14.4	-6.943966174	9.805811931	2.861845758	
	0.9	16.2	-6.0614431	9.805811931	3.744368831	
	1	18	-5.178920026	9.805811931	4.626891905	
2o lance	1.1	19.8	-4.296396952	9.805811931	5.509414979	10.88
	1.2	21.6	-3.413873878	9.805811931	6.391938053	
	1.3	23.4	-2.531350805	9.805811931	7.274461127	
	1.4	25.2	-1.648827731	9.805811931	8.156984201	
	1.5	27	-0.7663046569	9.805811931	9.039507274	
	1.6	28.8	2.91704857	9.805811931	12.7228605	
	1.7	30.6	3.799571644	9.805811931	13.60538357	
	1.8	32.4	4.682094717	9.805811931	14.48790665	
	1.9	34.2	5.564617791	9.805811931	15.37042972	
	2	36	6.447140865	9.805811931	16.2529528	
3o lance	2.1	37.8	7.329663939	9.805811931	17.13547587	21.11
	2.2	39.6	8.212187013	9.805811931	18.01799894	
	2.3	41.4	9.094710086	9.805811931	18.90052202	
	2.4	43.2	9.97723316	9.805811931	19.78304509	
	2.5	45	10.85975623	9.805811931	20.66556817	
	2.6	46.8	11.74227931	9.805811931	21.54809124	
	2.7	48.6	12.62480238	9.805811931	22.43061431	
	2.8	50.4	13.50732546	9.805811931	23.31313739	
	2.9	52.2	14.38984853	9.805811931	24.19566046	
	3	54	15.2723716	9.805811931	25.07818353	
4o lance	3.1	55.8	16.15489468	9.805811931	25.96070661	29.93
	3.2	57.6	17.03741775	9.805811931	26.84322968	
	3.3	59.4	17.91994082	9.805811931	27.72575276	
	3.4	61.2	18.8024639	9.805811931	28.60827583	
	3.5	63	19.68498697	9.805811931	29.4907989	
	3.6	64.8	20.56751005	9.805811931	30.37332198	
	3.7	66.6	21.45003312	9.805811931	31.25584505	
	3.8	68.4	22.33255619	9.805811931	32.13836813	
	3.9	70.2	23.21507927	9.805811931	33.0208912	
	4	72	24.09760234	9.805811931	33.90341427	

Tabela 38 - Tensões horizontais e força produzida pelo arqueamento do solo - Condição de sobrecarga 2

Tensões horizontais e força produzida pelo arqueamento do solo								
	H (m)	σ_v (kN/m ²)	σ_h solo(kN/m ²)	Sobrecarga área (kN/m ²)	σ_v sobrecarga - Boussinesq(kN/m ²)	σ_h sobrecarga - Boussinesq(kN/m ²)	σ_h total - S2(kN/m ²)	Força devida ao arqueamento- S2 (kN)
1o lance	0	0	- 14.0041 5076	9.805811931	0	0	-4.20	-
	0.1	1.8	- 13.1216 2769	9.805811931	0.4657340086	0.2283450049	-3.09	
	0.2	3.6	- 12.2391 0462	9.805811931	3.462964385	1.697858874	-0.74	
	0.3	5.4	- 11.3565 8154	9.805811931	10.39295162	5.09556645	3.54	
	0.4	7.2	- 10.4740 5847	9.805811931	21.08513506	10.33784345	9.67	
	0.5	9	- 9.59153 5395	9.805811931	34.16460208	16.75058314	16.96	
	0.6	10.8	- 8.70901 2321	9.805811931	47.81320615	23.44236537	24.54	
	0.7	12.6	- 7.82648 9247	9.805811931	60.43239907	29.62943699	31.61	
	0.8	14.4	- 6.94396 6174	9.805811931	70.97439958	34.79808071	37.66	
	0.9	16.2	- 6.06144 31	9.805811931	78.97188011	38.71917021	42.46	
	1	18	- 5.17892 0026	9.805811931	84.40465464	41.38280848	46.01	

2o lance	1.1	19.8	- 4.29639 6952	9.805811931	87.52633783	42.91334039	48.42	49.09
	1.2	21.6	- 3.41387 3878	9.805811931	88.7177581	43.49748255	49.89	
	1.3	23.4	- 2.53135 0805	9.805811931	88.38747823	43.33554943	50.61	
	1.4	25.2	- 1.64882 7731	9.805811931	86.91529644	42.61375254	50.77	
	1.5	27	- 0.76630 46569	9.805811931	84.62657433	41.49161362	50.53	
	1.6	28.8	2.91704 857	9.805811931	81.78550495	40.09866401	52.82	
	1.7	30.6	3.79957 1644	9.805811931	78.59847996	38.53609563	52.14	
	1.8	32.4	4.68209 4717	9.805811931	75.2218933	36.88058694	51.37	
	1.9	34.2	5.56461 7791	9.805811931	71.77114516	35.18871757	50.56	
	2	36	6.44714 0865	9.805811931	68.32920417	33.50116627	49.75	
3o lance	2.1	37.8	7.32966 3939	9.805811931	64.95403093	31.84635058	48.98	47.02
	2.2	39.6	8.21218 7013	9.805811931	61.68467928	30.2434182	48.26	
	2.3	41.4	9.09471 0086	9.805811931	58.54614187	28.70462282	47.61	
	2.4	43.2	9.97723 316	9.805811931	55.55310934	27.23716712	47.02	
	2.5	45	10.8597 5623	9.805811931	52.71283766	25.84460862	46.51	
	2.6	46.8	11.7422 7931	9.805811931	50.02730722	24.5279183	46.08	
	2.7	48.6	12.6248 0238	9.805811931	47.49483163	23.28626934	45.72	

	2.8	50.4	13.5073 2546	9.805811931	45.11124549	22.11761946	45.43	
	2.9	52.2	14.3898 4853	9.805811931	42.87077371	21.01913722	45.21	
	3	54	15.2723 716	9.805811931	40.7666618	19.98751094	45.07	
4o lance	3.1	55.8	16.1548 9468	9.805811931	38.79162816	19.01917051	44.98	45.73
	3.2	57.6	17.0374 1775	9.805811931	36.93818425	18.11044439	44.95	
	3.3	59.4	17.9199 4082	9.805811931	35.19885768	17.25766893	44.98	
	3.4	61.2	18.8024 639	9.805811931	33.56634384	16.45726275	45.07	
	3.5	63	19.6849 8697	9.805811931	32.03360556	15.70577558	45.20	
	3.6	64.8	20.5675 1005	9.805811931	30.59393523	14.99991876	45.37	
	3.7	66.6	21.4500 3312	9.805811931	29.24098979	14.33658233	45.59	
	3.8	68.4	22.3325 5619	9.805811931	27.96880662	13.71284288	45.85	
	3.9	70.2	23.2150 7927	9.805811931	26.77180607	13.12596477	46.15	
	4	72	24.0976 0234	9.805811931	25.64478468	12.57339678	46.48	

Abaixo, pode-se observar a disposição calculada de tensões verticais do solo junto à escavação originadas pela aplicação da carga de 1000 kN.

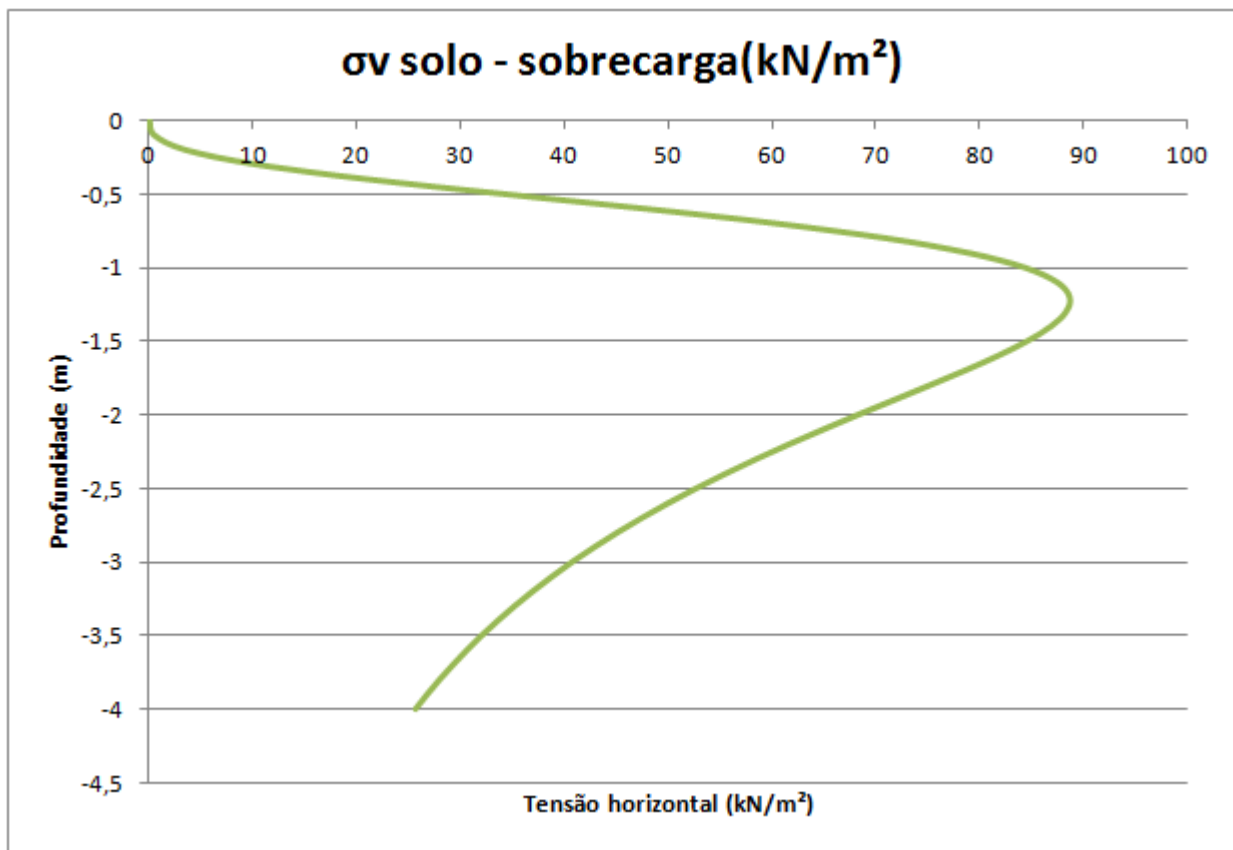


Figura 79 - Gráfico: Tensões verticais no solo estimadas pela Equação de Boussinesq

Por fim, no gráfico abaixo pode-se observar as tensões horizontais efetivas do solo produzidas pela primeira e segunda situações de sobrecarga e sua variação ao longo da profundidade de escavação. Nota-se o valor superior da situação S2 em função da carga pontual de elevada intensidade (1000 kN).

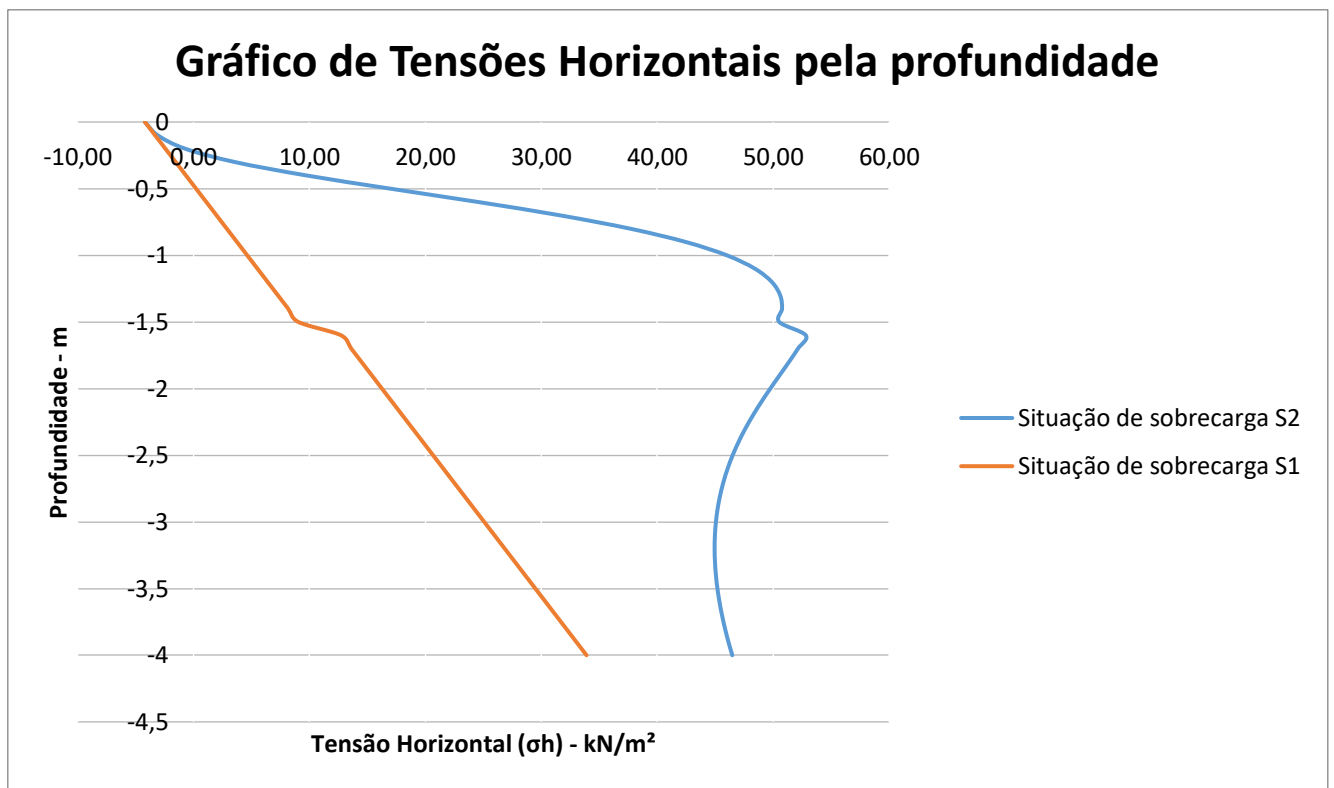


Figura 80 - Gráfico: Tensões horizontais do solo pela profundidade

7.2 Estabilidade do Talude – Geoslope

7.2.1 Introdução

A engenharia geotécnica utiliza análises de equilíbrio limite para avaliar a estabilidade de taludes há muitas décadas. A ideia de discretizar uma possível área de deslizamento em lamelas verticais foi introduzida no começo do século XX e é, portanto, a técnica de análise numérica mais antiga na engenharia geotécnica. O método de Fellenius (1936) e Bishop (1955) foram os pioneiros e talvez sejam os mais conhecidos, mas o advento dos computadores na década de 60 permitiu lidar com os procedimentos iterativos inerentes ao método, levando a formulações matematicamente mais rigorosas, como Morgenstern e Price (1965) e Spencer (1967).

Basicamente, os métodos são bastante parecidos. As diferenças entre eles dizem respeito a: quais equações da estática são incluídas e satisfeitas, quais forças entre lamelas são incluídas e

qual a relação assumida entre as forças normal e cortante (ou cisalhante) entre lamelas. A figura abaixo ilustra uma massa de deslizamento típica discretizada em lamelas e as possíveis forças atuantes. As forças normais e de cisalhamento atuam na base e nos lados da lamela.

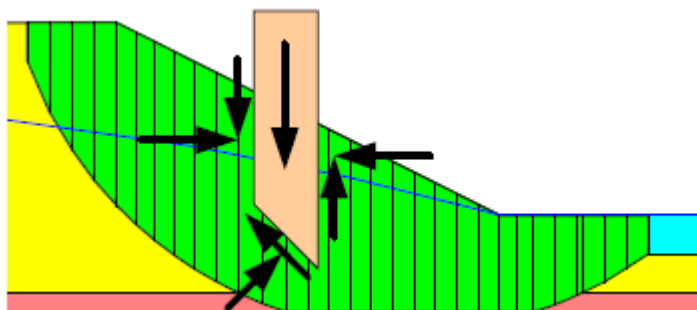


Figura 81 - Representação da atuação das forças

A tabela abaixo apresenta os métodos disponíveis no SLOPE\W e indica quais equações são satisfeitas para cada método. A outra tabela fornece um resumo das forças entre lamelas incluídas e a relação assumida entre as forças cisalhantes e normais entre lamelas.

Tabela 39 - Tabela de métodos disponíveis no Slope

Método	Equilíbrio de momento	Equilíbrio de Forças
Ordinário ou Fellenius	Sim	Não
Bishop's Simplificado	Sim	Não
Janbu's Simplificado	Não	Sim
Spencer	Sim	Sim
Morgenstern-Price	Sim	Sim
Corpo de Engenheiro 1	Não	Sim
Corpo de Engenheiro 2	Não	Sim
Lowe-Karafiath	Não	Sim
Janbu Generalizado	Sim (por lamela)	Sim
Sama - lamelas verticais	Sim	Sim

Método	Normal inter-lamelas	Cortante inter-lamelas	Inclinação de X/E resultante, e relação entre X-E
Ordinário ou Fellenius	Não	Não	Sem forças inter-lamelas
Bishop's Simplificado	Sim	Não	Horizontal
Janbu's Simplificado	Sim	Não	Horizontal
Spencer	Sim	Sim	Constante
Morgenstern-Price	Sim	Sim	Variável; função do usuário
Corpo de Engenheiro 1	Sim	Sim	Inclinação da crista
Corpo de Engenheiro 2	Sim	Sim	Inclinação da superfície do solo no topo da lamela
Lowe-Karafiath	Sim	Sim	Média entre superfície do solo e inclinação da base da lamela
Janbu Generalizado	Sim	Sim	Linha de empuxo aplicada e equilíbrio de momentos da lamela
Sama - lamelas verticais	Sim	Sim	$X = C + E \cdot \tan \phi$

A formulação geral do equilíbrio limite engloba os elementos-chave de todos os métodos citados na tabela 1. Ela é baseada em dois fatores de segurança, sendo um relativo ao equilíbrio de momentos e outro relativo ao equilíbrio de forças horizontais. As forças cortantes entre lamelas na formulação geral do equilíbrio limite são tratadas com uma equação proposta por Morgenstern e Price (1965), a saber:

$$X = E \lambda f(x)$$

Onde:

$f(x)$ = uma função,

λ = a porcentagem (na forma decimal) utilizada da função,

E = a força normal entre lamelas, e

X = a força de cisalhamento entre lamelas

O fator de segurança com relação ao equilíbrio de momentos:

$$F_m = \frac{\sum (c' \beta R + (N - u \beta) R \tan \phi')}{\sum Wx - \sum Nf \pm \sum Dd}$$

O fator de segurança com relação ao equilíbrio de forças na horizontal:

$$F_f = \frac{\sum (c' \beta \cos \alpha + (N - u \beta) \tan \phi' \cos \alpha)}{\sum N \sin \alpha - \sum D \cos \omega}$$

Os termos das equações são:

C' = coesão efetiva

Φ' = ângulo de atrito efetivo

μ = pressão neutra

N = força normal na base da lamela

W = peso da lamela

D = carregamento concentrado

$\beta, R, x, f, d, \omega$ = parâmetros geométricos

α = inclinação da base da lamela

Uma das variáveis chave em ambas as equações é N , a força normal na base de cada lamela. Essa equação é obtida pela soma das forças verticais, portanto o equilíbrio de forças na vertical está consequentemente satisfeito. Em forma de equação, a força normal é definida como:

$$N = \frac{W + (X_R - X_L) - \frac{(c' \beta \sin \alpha + u \beta \sin \alpha \tan \phi')}{F}}{\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi'}{F}}$$

F é F_m quando N é substituído na equação do fator de segurança com relação ao equilíbrio de momentos e F é F_f quando N é substituído na equação do fator de segurança com relação ao equilíbrio de forças. Um ponto importante a se fazer é que a força normal depende das forças de cisalhamento X_R e X_L entre lamelas, portanto depende de como cada método lida com essas forças.

O equilíbrio limite calcula F_m e F_f para uma série de lambdas (λ). Com esses valores calculados, é possível fazer um gráfico como apresentado abaixo, que mostra como F_m e F_f variam com lambda (λ).

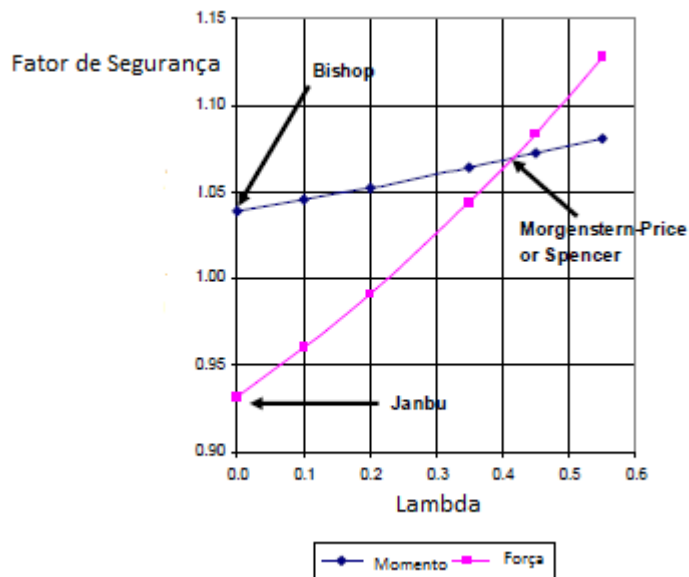


Figura 82 - Fator de Segurança em Função do Lambda

Conforme mostrado na tabela 2, o método de Bishop Simplificado ignora as forças de cisalhamento entre lamelas e satisfaz somente o equilíbrio de momentos. Na terminologia do equilíbrio limite, isso significa que λ é zero, portanto o fator de segurança cai na curva de momento onde lambda é zero. O método de Janbu também ignora forças de cisalhamento entre lamelas e satisfaz apenas o equilíbrio de forças. Por isso seu fator de segurança cai na curva de força e onde λ vale zero. Os fatores de segurança de Spencer e Morganstern-Price são determinados no ponto onde as duas curvas se encontram. Nesse ponto, o fator de segurança satisfaz o equilíbrio de momentos e de forças. Esse ponto de encontro depende da função de forças entre lamelas. O método de Spencer considera a razão X/E (Força Cortante/Força Normal) constante para todas as lamelas. O método de M-P pode utilizar qualquer função apropriada.

No final, existe somente um fator de segurança para o talude: F_m e F_f são iguais quando os equilíbrios de forças e momentos são satisfeitos. Isso significa que o fator de segurança é o mesmo para toda e qualquer lamela. Outro ponto importante é que o equilíbrio limite não é restrito à superfície de ruptura. Os métodos mencionados acima podem ser aplicados a qualquer superfície de ruptura cinematicamente admissível.

O método utilizado foi o de Morgenstern-Price no qual a equação que relaciona a força de cisalhamento entre lamelas e a força normal é $X = E * \lambda * f(x)$ e $f(x)$ é uma função semi-senoidal. Essa é a função padrão adotada pelo SLOPE/W para o método M-P, a qual tende a concentrar as forças de cisalhamento entre lamelas no meio do maciço e diminuí-las na crista e no pé do talude. A importância dessa função depende do movimento que a massa potencial de deslizamento deve fazer para se mover.

Em uma superfície de ruptura circular, por exemplo, o equilíbrio de momentos é independente das forças cortantes entre as lamelas porque a massa de deslizamento pode sofrer rotação como corpo livre sem necessidade de escorregamento entre lamelas. Já o equilíbrio de forças é dependente das forças cortantes entre lamelas, pois para que a massa de deslizamento se mova lateralmente, é preciso haver escorregamento intenso entre lamelas. Essa situação é mostrada no gráfico e figura abaixo, onde a curva de momentos é independente de lambda e a curva de forças varia com lambda.

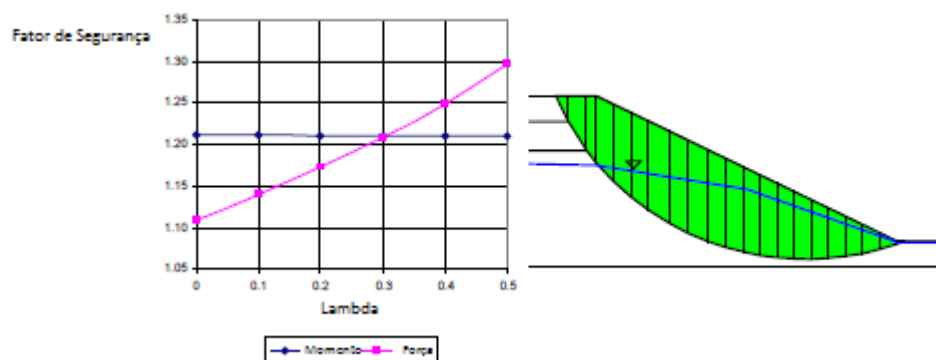


Figura 83 - Força e Momento em função do lambda

Portanto é possível obter um coeficiente de segurança aceitável ignorando forças cortantes entre lamelas e satisfazendo apenas equilíbrio de momentos, desde que a superfície de ruptura escolhida seja circular (como é o caso do Bishop simplificado). Já um método que considera apenas equilíbrio de forças (Janbu simplificado, por exemplo), não é aceitável ignorar forças cortantes entre lamelas, pois o fator de segurança resulta significativamente diferente.

Em uma superfície de ruptura plana acontece o contrário. O momento depende em grande medida da força cortante entre lamelas, pois é preciso um forte escorregamento entre lamelas

para que a cunha sofra rotação. Já o equilíbrio de forças independe das forças cortantes, pois não é necessário escorregamento entre lamelas para que o corpo se mova lateralmente. Logo é possível obter um coeficiente de segurança aceitável ignorando forças cortantes entre lamelas e satisfazendo apenas equilíbrio de forças, caso a superfície de ruptura adotada seja planar. A situação é ilustrada a seguir.

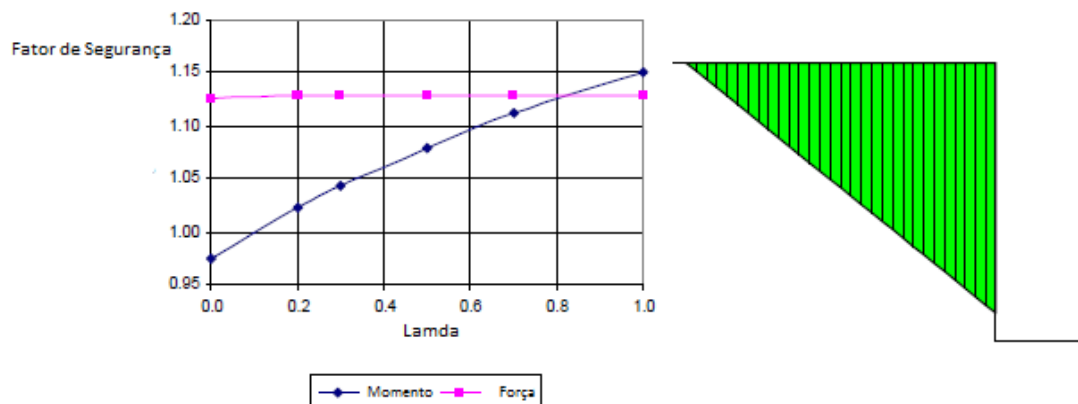


Figura 84 - Equilíbrio de Forças – Superfície Plana

Já em uma superfície de ruptura composta, ou seja, parte circular e parte plana, é de se supor que ambos os equilíbrios devam ser considerados para que o fator de segurança seja adequado. No caso abaixo, as forças cortantes aumentam o fator de segurança com relação ao equilíbrio de forças, e diminuem o fator de segurança com relação ao equilíbrio de momentos. Isso mostra que nem sempre o método de Bishop simplificado promove resultados a favor da segurança. Neste caso, o método de Bishop fornece um coeficiente de segurança mais alto, isto é, contra a segurança. Já o método de Morgenstern-Price resulta um coeficiente de segurança mais baixo e preciso, uma vez que considera equilíbrio de forças e momentos.

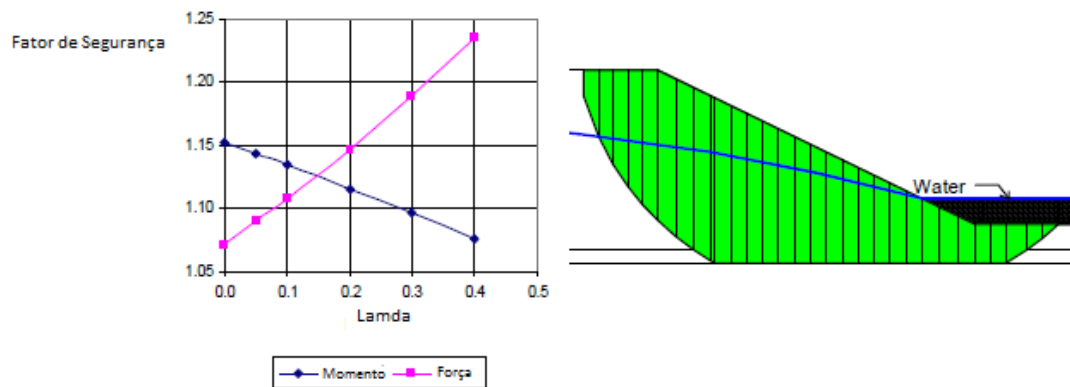


Figura 85 - Equilíbrio de Forças - Superfície Composta

Definir a superfície de ruptura crítica, isto é, aquela que confere o menor coeficiente de segurança, ainda é um dos grandes desafios da análise de equilíbrio limite. A posição dessa superfície é afetada pelos parâmetros de resistência do solo. Em um solo não coesivo ($c = 0$), por exemplo, essa posição é totalmente diferente com relação a um solo com resistência não drenada. Portanto para que a superfície de ruptura seja bem definida, é necessário determinar com precisão as propriedades do solo com relação aos parâmetros de resistência.

7.2.2 Descrição dos modelos numéricos

Assim como nos modelos de percolação, a ideia aqui também é elaborar um estudo comparativo entre o reservatório cônico e o reservatório cilíndrico, agora do ponto de vista de estabilidade da escavação. Espera-se que o reservatório cônico produza maiores coeficientes de segurança, já que o talude tem um ângulo menor, o que diminui o momento de tombamento. Todos os modelos foram feitos aproveitando-se da simetria do problema, ou seja, foi desenhada apenas metade da vala, a partir de seu eixo de revolução. Para o reservatório cônico, isso significa um talude 7H:4V, em sua configuração final, e para o cilíndrico, uma escavação a prumo de 4 m de profundidade. Essas representações planas não conseguem capturar as vantagens estruturais da escavação ser circular no problema real.

A escavação do terreno para execução do reservatório foi dividida em quatro etapas, cada uma com um metro de profundidade. O propósito dos modelos construídos é verificar a

estabilidade da escavação, com base nos resultados dos coeficientes de segurança de cada lance. Se esses coeficientes resultarem adequados, poderá ser dispensada a contenção com relação à estabilidade ou ruptura do solo.

De acordo com a literatura, os coeficientes de segurança devem ser maiores do que 1,3 para obras provisórias e maiores do que 1,5 para obras permanentes. Se houver acompanhamento e o construtor estiver mobilizado de forma a poder intervir imediatamente, as obras são caracterizadas como provisórias; caso contrário, permanentes. Logo a situação estudada pode ser considerada como obra provisória, e os coeficientes de segurança devem ser maiores do que 1,3 para que seja verificada sua estabilidade. Porém ainda seria preciso avaliar os deslocamentos excessivos, ou seja, a segurança contra recalques. O programa SLOPE/W não é capaz de fazer essa avaliação, pois o método do equilíbrio-limite não fornece resultados sobre recalques. Para isso, devem ser utilizadas outras formas de cálculo, que levem em conta os deslocamentos também.

Conforme já descrito anteriormente, os dois tipos de solo considerados foram o aterro na camada superior, do nível 4 ao 2,5 m, e os sedimentos aluviais na camada inferior, do nível 2,5 m em diante. Esses dois solos foram aqueles encontrados na sondagem localizada em Moema, obtida pelo grupo junto à prefeitura. Além disso, também foi adicionada a linha piezométrica no nível 2,5 m, representando o nível d'água presente na região.

Os parâmetros de resistência adotados para cada tipo de solo estão descritos na tabela a seguir. O modelo do material foi o de Mohr-Coulomb, já que a outra opção, chamada de Bedrock, é utilizada somente para materiais impenetráveis, como rochas e matacões. No modelo de Mohr-Coulomb, os parâmetros de entrada são somente o peso específico, a coesão e o ângulo de atrito.

Tabela 40 - Tabela de Parâmetros

	Aterro - argila siltosa	Sedimentos aluviais (argila arenosa)
Peso específico - γ (KN/m ³)	16	16
Coesão - c (Kpa)	10	8
Ângulo de atrito - ϕ (°)	20	20

Os resultados são apresentados a seguir, primeiro o modelo com o coeficiente de segurança e a superfície de ruptura crítica e, em seguida, o gráfico relacionando o fator de segurança com lambda.

1º lance de escavação – reservatório cilíndrico

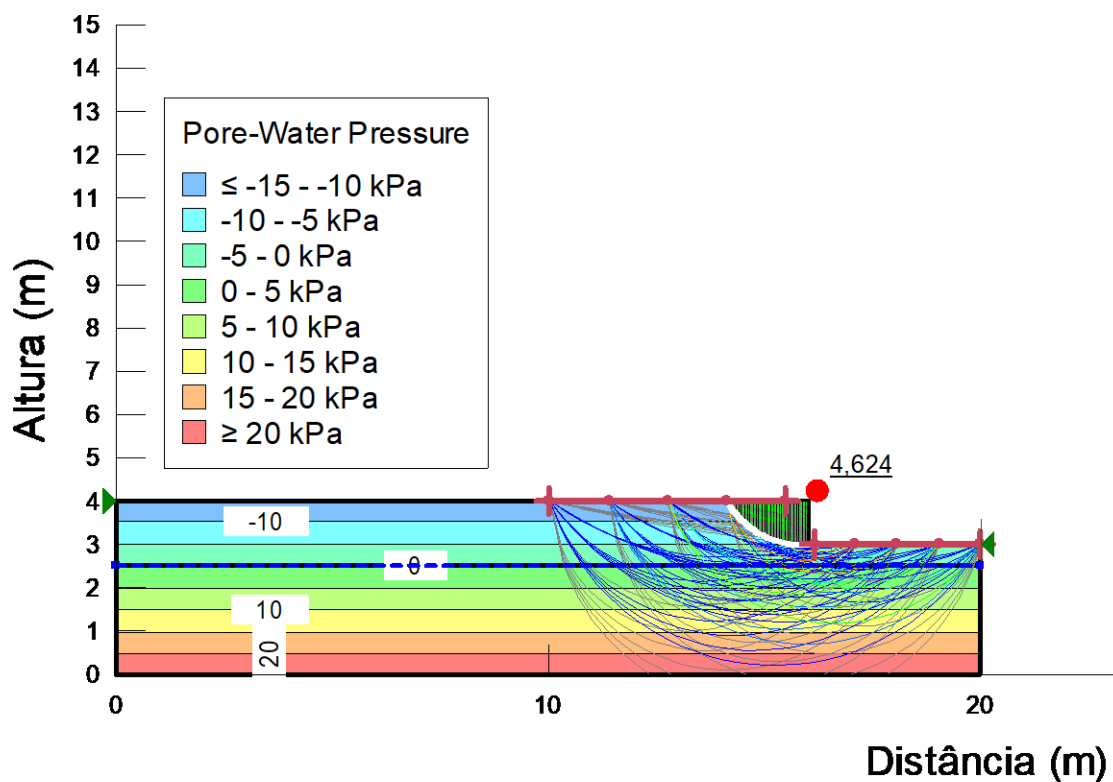


Figura 86 - Modelo com Coeficiente de Segurança e Superfície de Ruptura Crítica (1a escavação) – Reservatório Cilíndrico

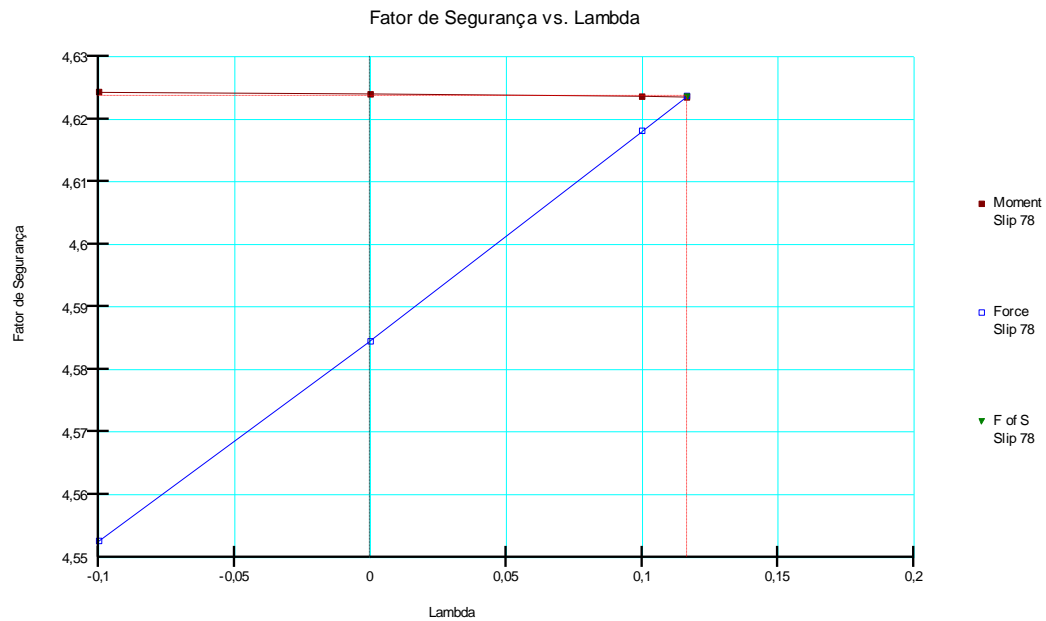


Figura 87 - Gráfico: Fator de Segurança e Lambda (1a escavação) - Reservatório Cilíndrico

1º lance de escavação – reservatório cônico

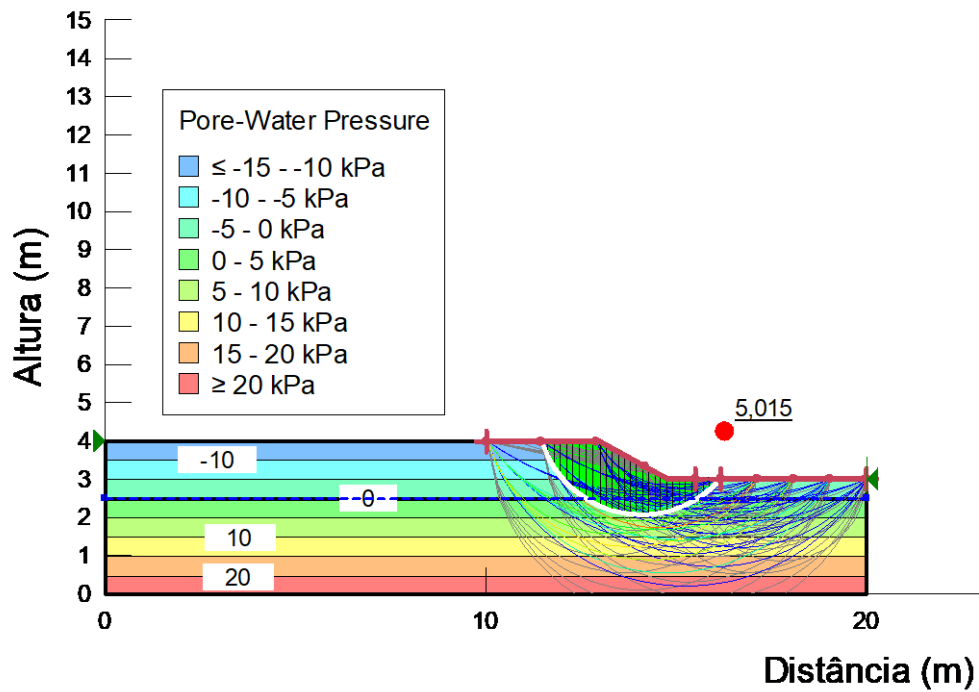


Figura 88 - Modelo com Coeficiente de Segurança e Superfície de Ruptura Crítica (1a escavação) – Reservatório Cônico

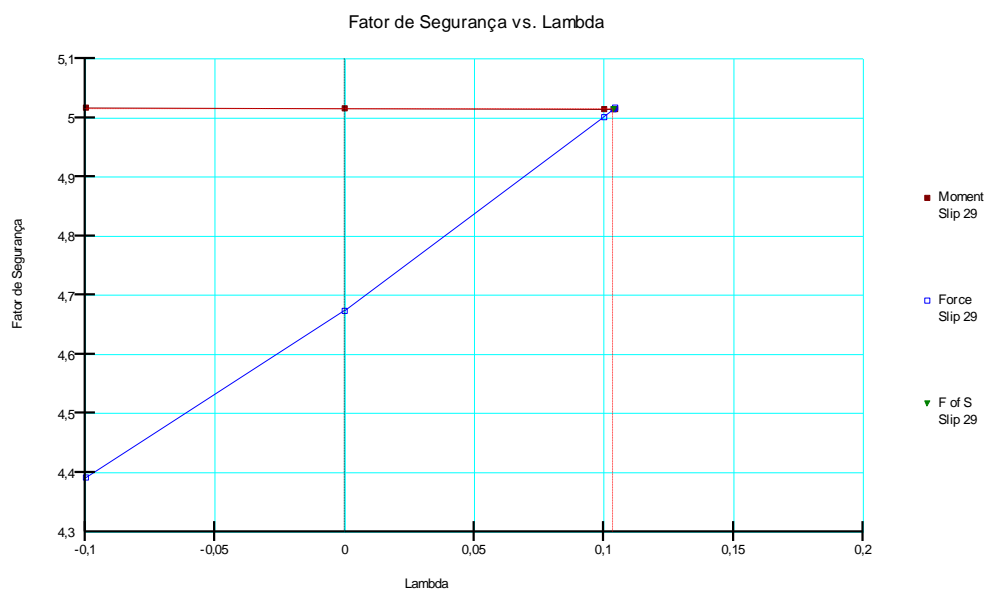


Figura 89 - Gráfico: Fator de Segurança e Lambda (1a escavação) - Reservatório Cônico

2º lance de escavação – reservatório cilíndrico

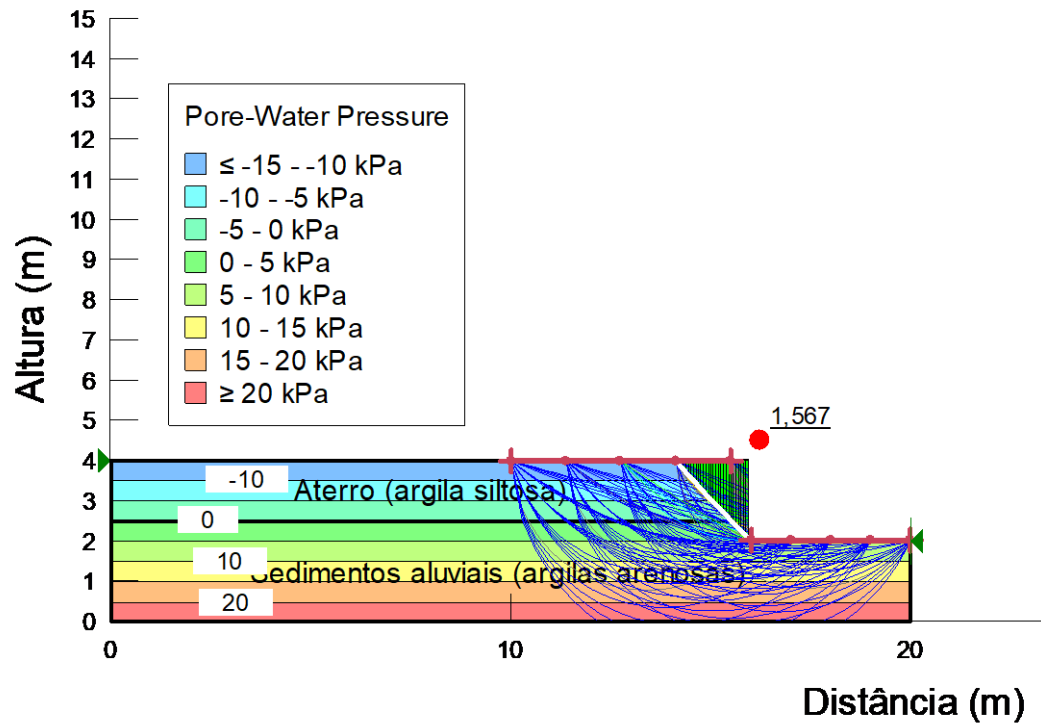


Figura 90 - Modelo com Coeficiente de Segurança e Superfície de Ruptura Crítica (2a escavação) – Reservatório Cilíndrico

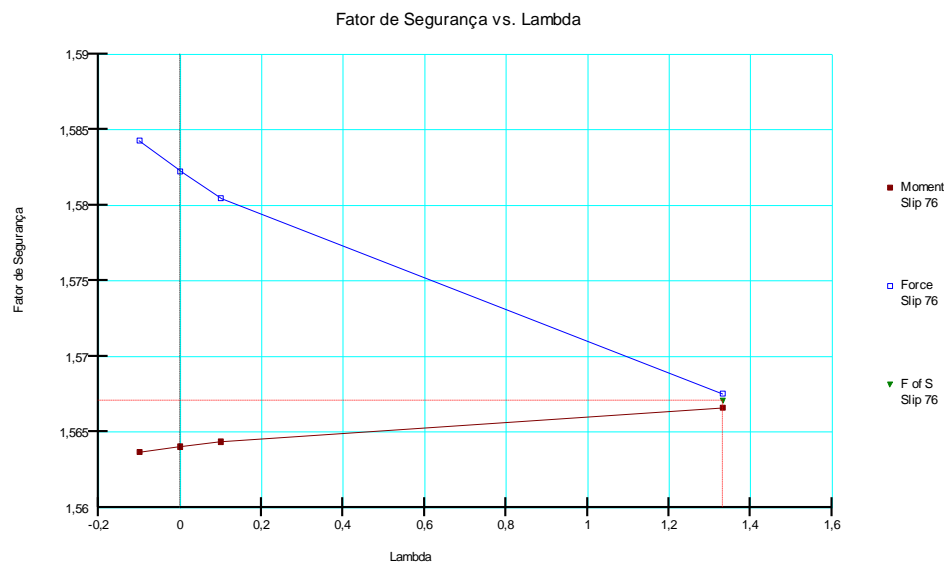


Figura 91 - Gráfico: Fator de Segurança e Lambda (2a escavação) - Reservatório Cilíndrico

2º lance de escavação – reservatório cônico

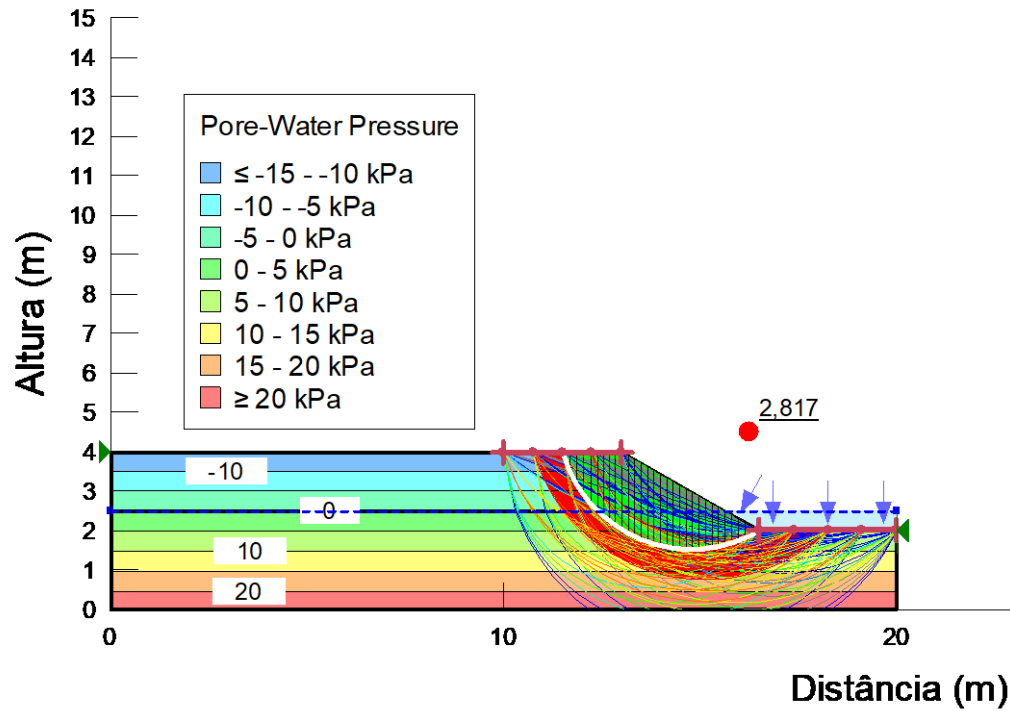


Figura 92 - Modelo com Coeficiente de Segurança e Superfície de Ruptura Crítica (2a escavação) – Reservatório Cônico

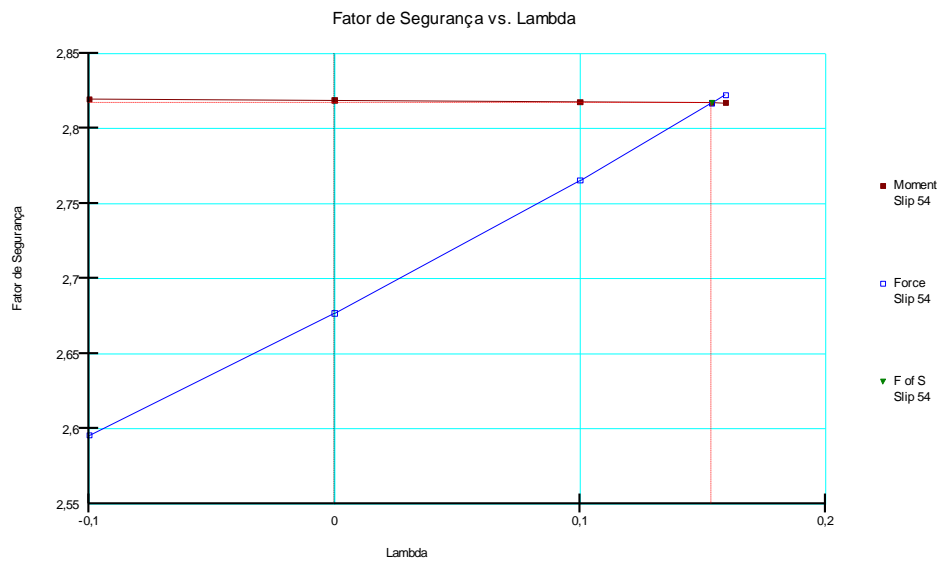


Figura 93 - Gráfico: Fator de Segurança e Lambda (2a escavação) - Reservatório Cônico

3º lance de escavação – reservatório cilíndrico

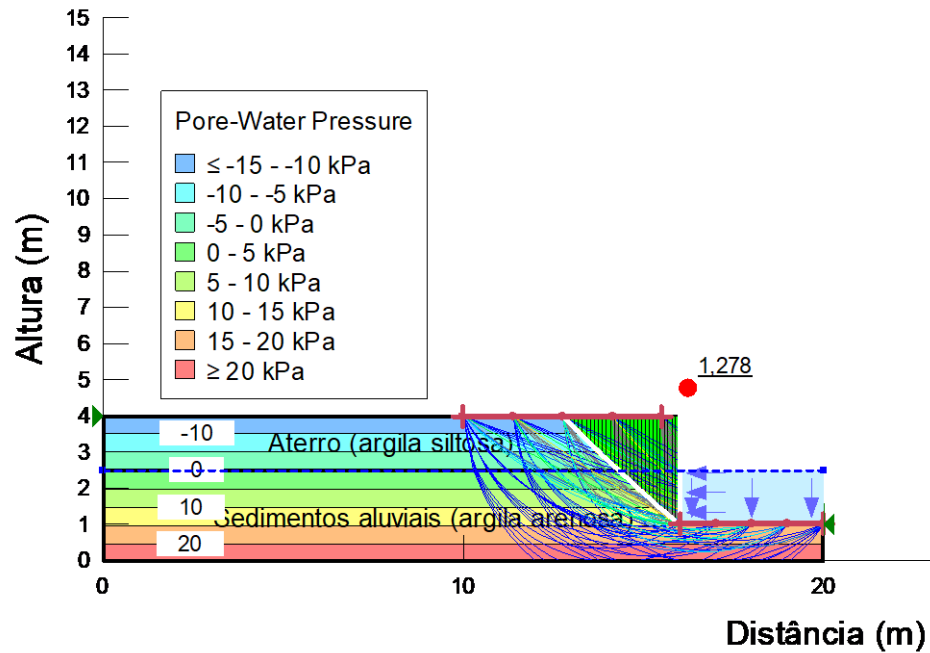


Figura 94 - Modelo com Coeficiente de Segurança e Superfície de Ruptura Crítica (3a escavação) – Reservatório Cilíndrico

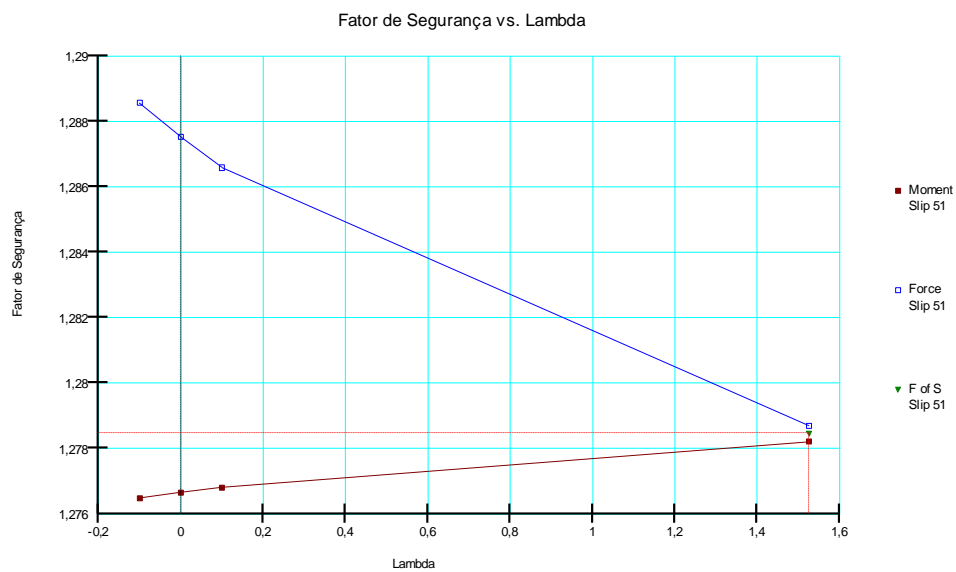


Figura 95 - Gráfico: Fator de Segurança e Lambda (3a escavação) - Reservatório Cilíndrico

3º lance de escavação – reservatório cônico

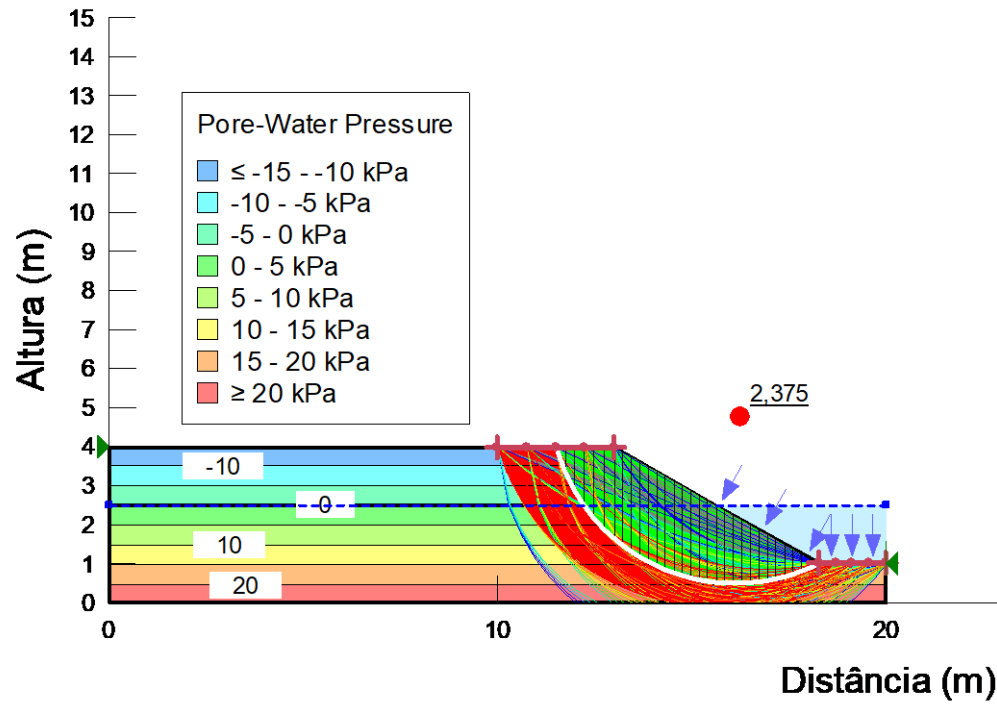


Figura 96 - Modelo com Coeficiente de Segurança e Superfície de Ruptura Crítica (3a escavação) – Reservatório Cônico

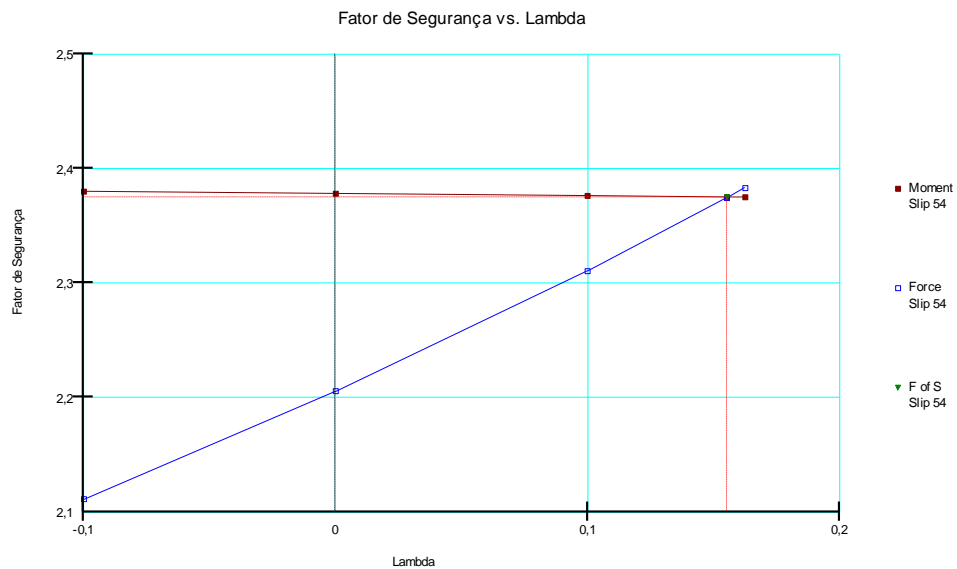


Figura 97 - Gráfico: Fator de Segurança e Lambda (3a escavação) - Reservatório Cônico

4º lance de escavação – reservatório cilíndrico

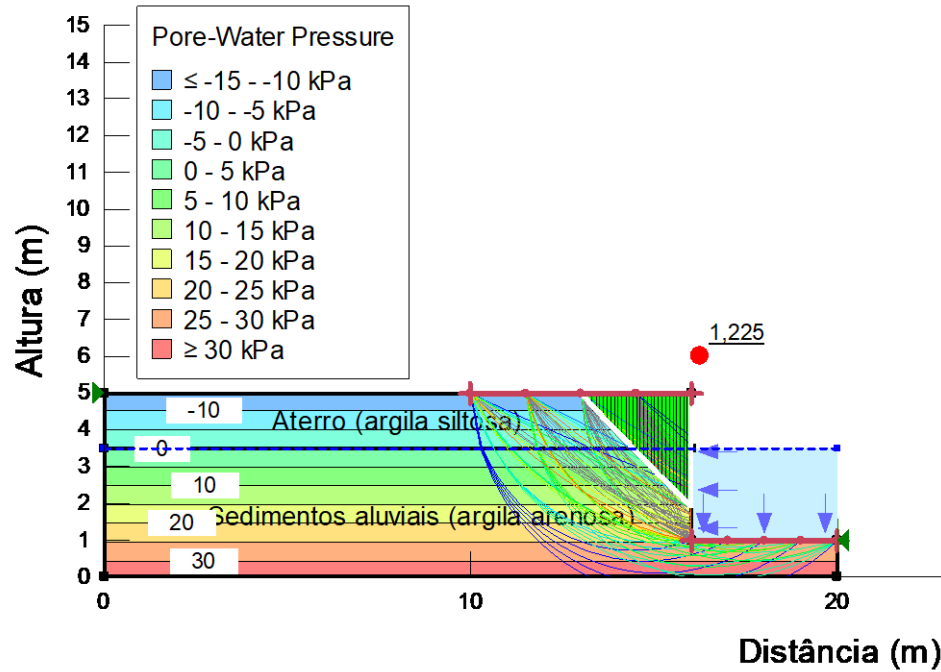


Figura 98 - Modelo com Coeficiente de Segurança e Superfície de Ruptura Crítica (4a escavação) – Reservatório Cilíndrico

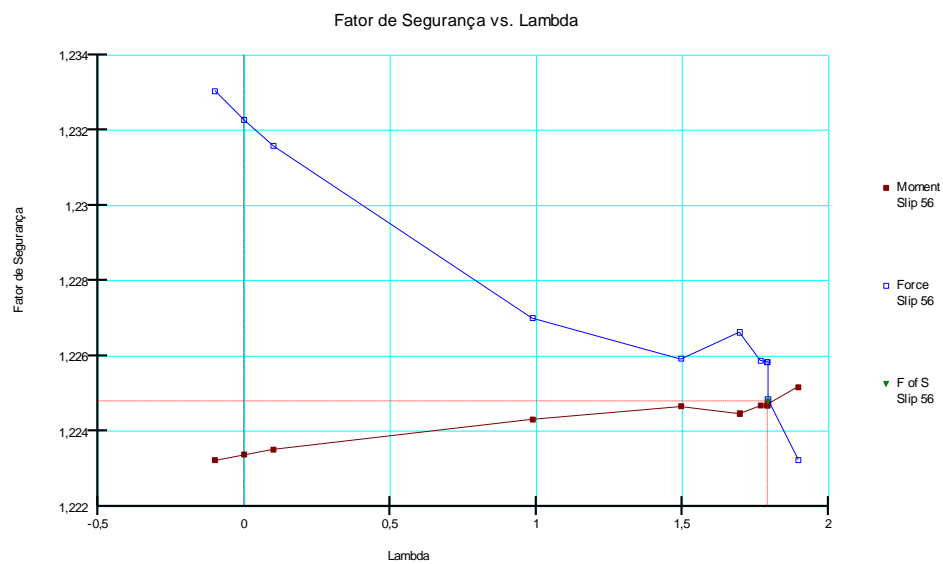


Figura 99 - Gráfico: Fator de Segurança e Lambida (4a escavação) - Reservatório Cilíndrico

4º lance de escavação – reservatório cônico

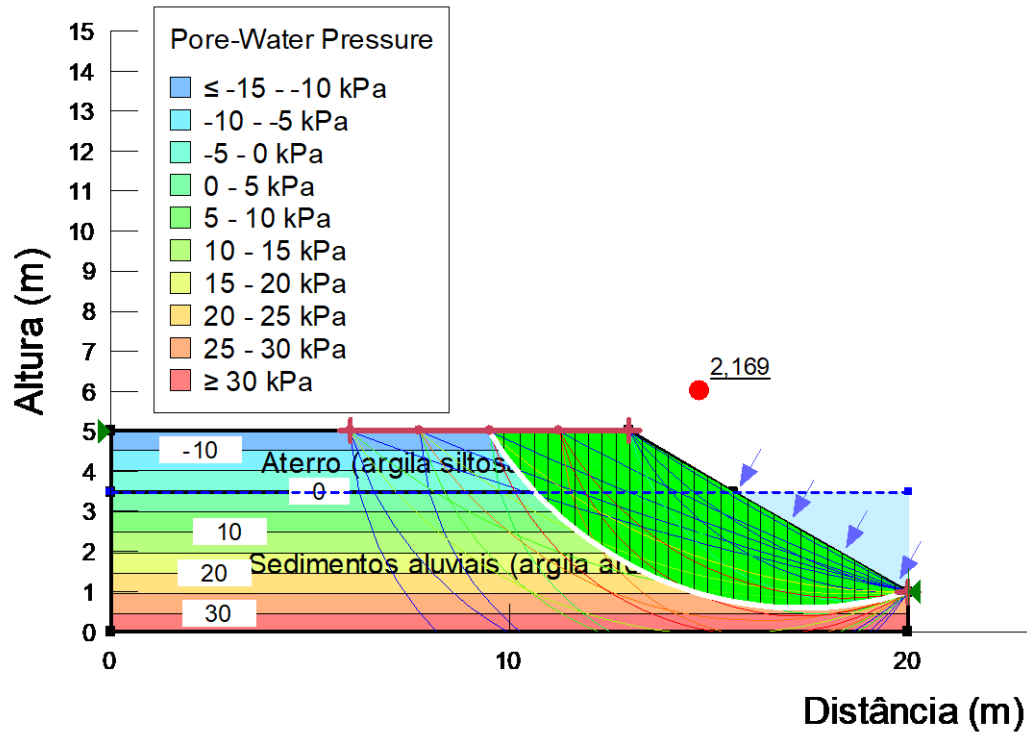


Figura 100 - Modelo com Coeficiente de Segurança e Superfície de Ruptura Crítica (4a escavação) – Reservatório Cônico

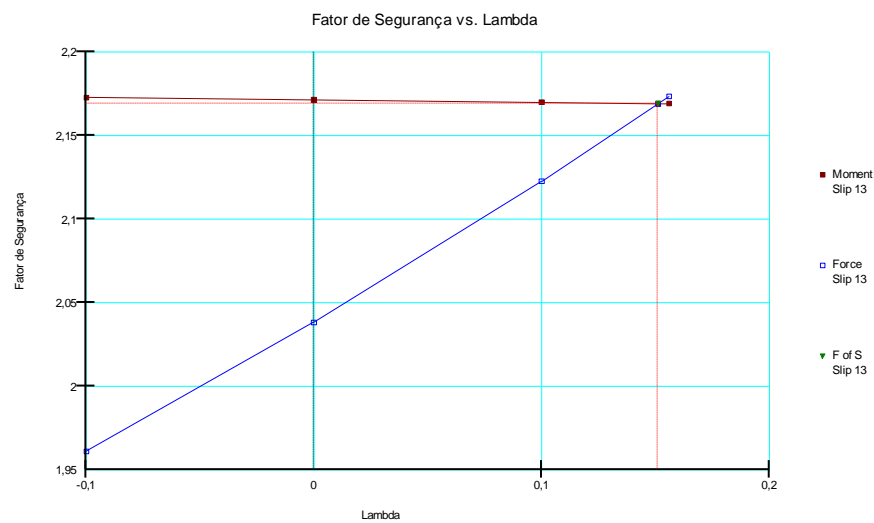


Figura 101 - Gráfico: Fator de Segurança e Lambda (4a escavação) - Reservatório Cônico

7.2.3 Análise dos Resultados

Os resultados mostram que a escavação até o segundo lance é segura para o reservatório cilíndrico, produzindo coeficientes de segurança maiores do que 1,3. Daí em diante, os coeficientes foram menores do que 1,3, indicando que é necessário prever algum tipo de contenção. Já a escavação do reservatório cônico produziu coeficientes de segurança maiores do que 1,3 em todos os lances, indicando que a escavação é segura. Como era esperado, as escavações para o reservatório cônico resultam coeficientes de segurança muito mais elevados, já que o ângulo do talude é menor. Considerando o talude como 4V:7H, seu ângulo de inclinação é de aproximadamente 30°, o que diminui o momento das forças atuantes e aumenta o coeficiente de segurança.

É possível fazer uma análise se os resultados estão coerentes tendo em vista a altura crítica de escavação, a qual é dada pela fórmula:

$$h_{cr} = \frac{4c}{\gamma} * tg(45^\circ + \frac{\phi}{2})$$

Uma dificuldade da situação estudada é que o solo é estratificado, isto é, existem duas camadas de solo sobrepostas (embora as camadas tenham parâmetros de resistência semelhantes). Para a camada superior, o aterro formado por argila siltosa, os parâmetros adotados foram $\gamma = 16$ KN/m³, $c = 10$ KPa e $\phi = 20^\circ$, resultando uma altura crítica de 3,57 m. Considerando agora a camada inferior, os sedimentos aluviais formados por argila arenosa, os parâmetros adotados foram $\gamma = 16$ KN/m³, $c = 8$ KPa e $\phi = 20^\circ$, resultando uma altura crítica de 2,86 m. Como a altura total de escavação é de 4 m, nenhum dos dois solos têm resistência suficiente para que a altura crítica ultrapasse esse valor.

Experiências de campo mostram ainda que as tensões de tração próximas à superfície enfraquecem o solo ali, formando as chamadas trincas de tração. Essas trincas surgem devido ao solo não resistir a tensões de tração. A altura crítica h_{cr} deve então ser reduzida para 64,5% da altura crítica original, segundo a hipótese conservadora de Terzaghi. As novas alturas críticas seriam de 2,3 m para o aterro e 1,84 m para os sedimentos aluviais. Portanto os coeficientes de segurança dificilmente seriam maiores do que 1,3 já no segundo lance de escavação.

Cabe frisar, por fim, as limitações desses resultados. Eles consideram que o solo se rompe bruscamente, sem deformações, portanto os deslocamentos excessivos e recalques não são analisados. Outro fator importante é que esses resultados são muito sensíveis aos parâmetros de resistência do solo, fornecidos no início da análise. Como não foram feitos testes em laboratório, sendo a sondagem de um local próximo e a literatura as únicas fontes de informação a respeito do solo, esses parâmetros não têm uma confiabilidade elevada. Logo os resultados também devem ter uma margem de incerteza considerável. Por isso foram feitos outros tipos de análise para avaliar a estabilidade da escavação.

7.3 Modelagem de Elementos Finitos – Plaxis

7.3.1 Introdução

A presente seção trata da análise numérica da escavação do poço e construção da estrutura, tanto em etapas intermediárias quanto em sua configuração final, utilizando o software PLAXIS. Bastante utilizado no meio técnico, trata-se de um modelador que utiliza o método dos elementos finitos especificamente para problemas da engenharia geotécnica. Lança mão de métodos iterativos para resolução das equações constitutivas adotadas e para a determinação de campos de deslocamentos e deformações de cada nó e elemento da discretização empregada no maciço.

O principal objetivo da modelagem no PLAXIS consiste na obtenção destes parâmetros para que seja assim verificada a estabilidade da obra. Além disso, busca-se também utilizá-lo para análise da percolação e consequentemente estimativas dos ganhos de capacidade oferecidos pela solução estudada.

Assim como na realização do experimento no laboratório de Mecânica dos Solos, manifesta-se aqui a preocupação com o espraio excessivo da rede de fluxo, o que aumentaria a influência (negativa) da água e do reservatório projetado sobre as fundações de edificações vizinhas. A ferramenta será assim útil também para esta finalidade.

7.3.2 Descrição do Modelo

Serão elaborados dois modelos similares, sendo que apenas um adota a construção de laje de fundo. Verifica-se, assim, a influência da laje quanto às deformações calculadas e sua consequente necessidade de implantação. A laje também é importante por evitar a erosão do fundo do reservatório frente à queda de água da chuva captada da superfície. Cada modelo divide-se em nove fases (além da inicial), sendo oito etapas construtivas e uma nona etapa relativa à análise da estabilidade do reservatório já em funcionamento.

Foram inseridas todas as nove camadas de solo detectadas na sondagem de referência. Apesar de somente duas delas estarem presentes no nível de escavação, a existência das outras sete contribui em menor escala para a formação do módulo de elasticidade do solo e certamente impacta nas condições de percolação locais. Serão utilizadas, portanto, afim de se avaliar aspectos da rede de fluxo envolvida no funcionamento do reservatório, caso implantado nas condições do cenário A. A análise de percolação caberá à nona e última fase dos modelos, a única com presença de água a até 4 metros de profundidade.

Utiliza-se modelo do tipo axissimétrico, isto é, tomando a extremidade esquerda, de direção Y, como eixo de simetria e revolução e considerando as tensões e deformações radiais desenvolvidas iguais em todas as direções ($\epsilon_x = \epsilon_z$). Devido à natureza axissimétrica do reservatório, os resultados encontrados no modelo, correspondentes a 1 radiano, podem ser transformados nos valores correspondentes ao reservatório completo, já rotacionado.

O modelo constitutivo utilizado é o de Mohr-Coulomb para todas as camadas de solo, escolhido pela simplicidade e por levar a resultados satisfatórios, sendo que seus defeitos não causam maiores consequências dadas as condições do reservatório. O modelo de Mohr-Coulomb:

- Superestima as deformações provocadas por tensões cuja ordem de grandeza é a metade da tensão que define o estado plástico e subestima as deformações da porção final da fase elástica. Por se tratar de um elemento de infraestrutura urbana, não são tolerados grandes recalques. As deformações serão provavelmente subestimadas, situação desejável por ser a favor da segurança.

- Adota um único valor de módulo de elasticidade, ao passo que materiais granulares são marcados pelo aumento do módulo e da rigidez do solo diante de condições de carregamento e descarregamento sucessivas. No caso, o modelo se encontra novamente sob caráter conservador.

O software possui quatro tipos de rotinas de cálculo, de acordo com o comportamento do solo quanto à saturação:

i. Drenado

- Análise em termos de tensões efetivas;
- Tipo de material: drenado;
- Parâmetros de resistência c , f_i ;

ii. Não drenado A

- Análise em termos de tensões efetivas;
- Tipo de material: não drenado;
- Parâmetros de resistência c , f_i ;

iii. Não drenado B

- Análise em termos de tensões efetivas;
- Tipo de material: não drenado;
- Parâmetros de resistência $c = S_u$, $f_i = 0$;

iv. Não drenado C

- Análise em termos de tensões totais;
- Tipo de material: não-poroso / drenado;
- Parâmetros de resistência $c = S_u$, $f_i = 0$;

- Coeficiente de poisson aproximadamente igual a 0,5;

Para a elaboração do modelo, escolhe-se a utilização do método de cálculo não drenado B, com a fornecimento ao programa da coesão não drenada dos solos existentes no terreno.

7.3.3 Considerações Adicionais

Adota-se comportamento elástico para a estrutura do reservatório. O atrito e aderência entre a superfície externa da estrutura e as partículas adjacentes de solo contribuem para o aumento da estabilidade da reservatório, principalmente durante sua construção. Considerando a escassez de informações sobre as condições in situ e a baixa resistência do solo nas camadas superiores, adota-se um valor baixo e de aspecto conservador para o coeficiente de interface R. Definido como a proporção de atuação da aderência e atrito na interface solo-estrutura frente aos máximos valores possíveis, o índice pode atingir valores de 0,01 (ocorrência quase absoluta de deslizamento entre solo e estrutura) a 1 (atrito e aderência máximos). Sendo assim, adota-se o valor de 0,5 para o coeficiente.

As paredes do reservatório serão modeladas como superfícies permeáveis, possibilitando a formação de linhas de fluxo que atravessam a estrutura e que não necessitam obrigatoriamente contorná-la em níveis inferiores, tais como são os problemas usualmente analisados no estudo da percolação. Como consequência, na situação em que o reservatório encontra-se cheio, tem-se a dissipação de grande parte dos diagramas de pressões da água sobre a estrutura.

7.3.4 Parâmetros utilizados

Utilizam-se para esta modelagem os mesmos parâmetros definidos anteriormente, no processo de análise das sondagens e demais dados coletados.

Como o local de implantação do reservatório consiste em terreno argiloso e submetido a grandes variações de nível freático, a modelagem será prioritariamente realizada por meio de análise do comportamento não-drenado do solo. O parâmetro chave para a simulação da capacidade resistente do solo é a coesão não drenada S_u , que equivale a 20 kN/m².

Além deste, utilizou-se valores de coesão efetiva iguais a 10 e 8 kPa para a primeira e segunda camadas e um ângulo de atrito igual a 20 graus e peso específico de 16 kN/m³ para as duas camadas.

Considerou-se a utilização de concreto C40, de elevada resistência e necessário devido à agressividade típica do ambiente onde será empregado, dado que a variação constante de nível d'água compromete a integridade das armaduras. Para um concreto com esta resistência, obtém-se um módulo de elasticidade secante igual a 32000 MPa.

7.3.5 Elaboração do Modelo

A grande vantagem do modelo Plaxis de elementos finitos é a caracterização do campo de tensões e deformações do maciço após cada uma das etapas construtivas que compõem a implantação do reservatório e como sua superposição afeta a estabilidade e equilíbrio do sistema finalizado.

Assim, é de grande importância sua segmentação em inúmeras fases construtivas. Para um estudo mais detalhado, foram propostas dez fases construtivas. As oito primeiras equivalem a lances alternados de escavação e de concretagem da estrutura do reservatório. A nona etapa possui alteração no método de cálculo: o comportamento do solo é determinado segundo análise drenada. Esta fase equivale, portanto, ao reservatório já finalizado e totalmente drenado.

A décima fase, por fim, trata da análise do comportamento do solo e da estrutura quando esta já está finalizada e já houve a concretagem da laje de fundo.

A seguir, pode-se visualizar como exemplo os modelos da primeira e última etapas utilizadas.

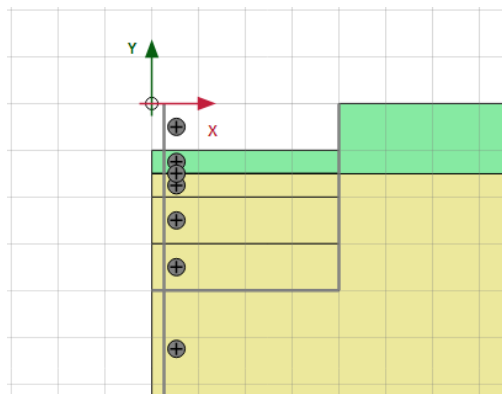


Figura 102 - Modelo da Etapa Construtiva 1

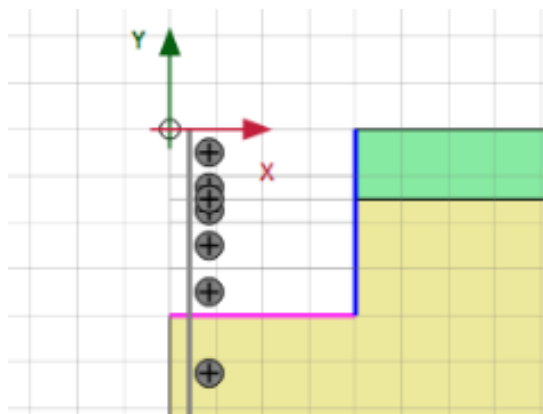


Figura 103 - Modelo da Etapa Construtiva 10

Resultados

Abaixo, tem-se a deformada da estrutura e do maciço na fase 10. Os valores de deformação máxima atingidos referem-se ao levantamento de fundo de vala e concentram-se no leito do poço. A máxima deformação ocorre no sentido y e, para a obra como um todo, equivale a aproximadamente 25,47 mm.

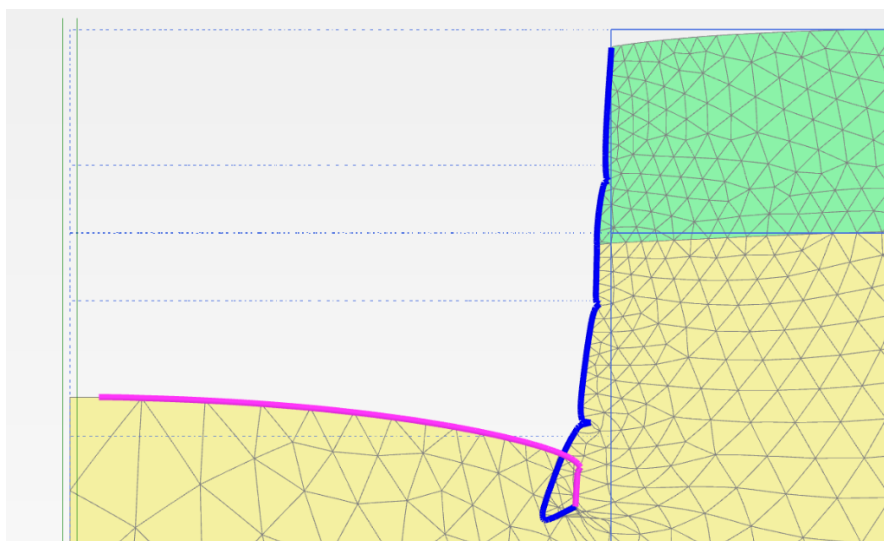


Figura 104 - Deformada da Etapa Construtiva 10

A tabela a seguir relaciona cada etapa com a máxima deformação atingida. Observa-se que o maior valor ocorreu na oitava e nona etapas, equivalentes à estrutura finalizada e já em sua profundidade máxima, em comportamento drenado e não drenado, mas sem a colocação da laje de fundo.

Tabela 41 - Deformações Máximas em Cada Etapa Construtiva

Etapa	Deformação máxima (mm)
1	8,583
2	8,315
3	14,22
4	13,98
5	19,59
6	19,41
7	25,07
8	25,46
9	25,47
10	22,96

A modelagem em elementos finitos indica a estabilidade da escavação e da estrutura ao longo de todo o processo construtivo e inclusive após sua conclusão, durante a vida útil do projeto e utilização no cotidiano. Esta constatação contrasta com os resultados obtidos na modelagem no Geoslope, onde constatou-se que o poço não resistiria e se romperia durante a execução do terceiro ou quarto lances de escavação. O modelo indicou, assim, a necessidade de utilização de elementos de contenção provisórios, dados os parâmetros ruins do solo encontrado no local escolhido para a implantação do reservatório - trata-se de argila mole.

O estudo de viabilidade deve-se guiar prioritariamente pelos resultados obtidos na modelagem no Plaxis. Um dos motivos é o fato de ser realizada em elementos finitos, método que oferece maior precisão quanto à previsão de comportamento do solo do que uma simples análise de estabilidade e fator de segurança, processo de cálculo executado pelo slope.

A principal razão deste contraste de resultados advém da maior adequação do Plaxis em considerar a atuação de escoramentos e principalmente estruturas do que o geoslope. A própria estrutura de casca projetada a cada lance já atua como um elemento de escoramento para o nível

de escavação em que está inserido. Pode-se considerar a casca como sendo um conjunto de anéis de concreto de alturas infinitesimais, sendo que cada um desses anéis contribui para a distribuição de esforços ao longo do reservatório.

O modelo em geoslope não considera a atuação da estrutura no ganho de estabilidade do processo construtivo. Por sua vez, o modelo no Plaxis fundamenta-se na interação entre o maciço e a estrutura e, assim, leva a resultados mais próximos da realidade.

No **Anexo III**, tem-se ainda resultados adicionais obtidos em relação ao comportamento do solo e seus efeitos sobre a estrutura.

8. Experimento no Laboratório de Mecânica dos Solos

8.1 Introdução

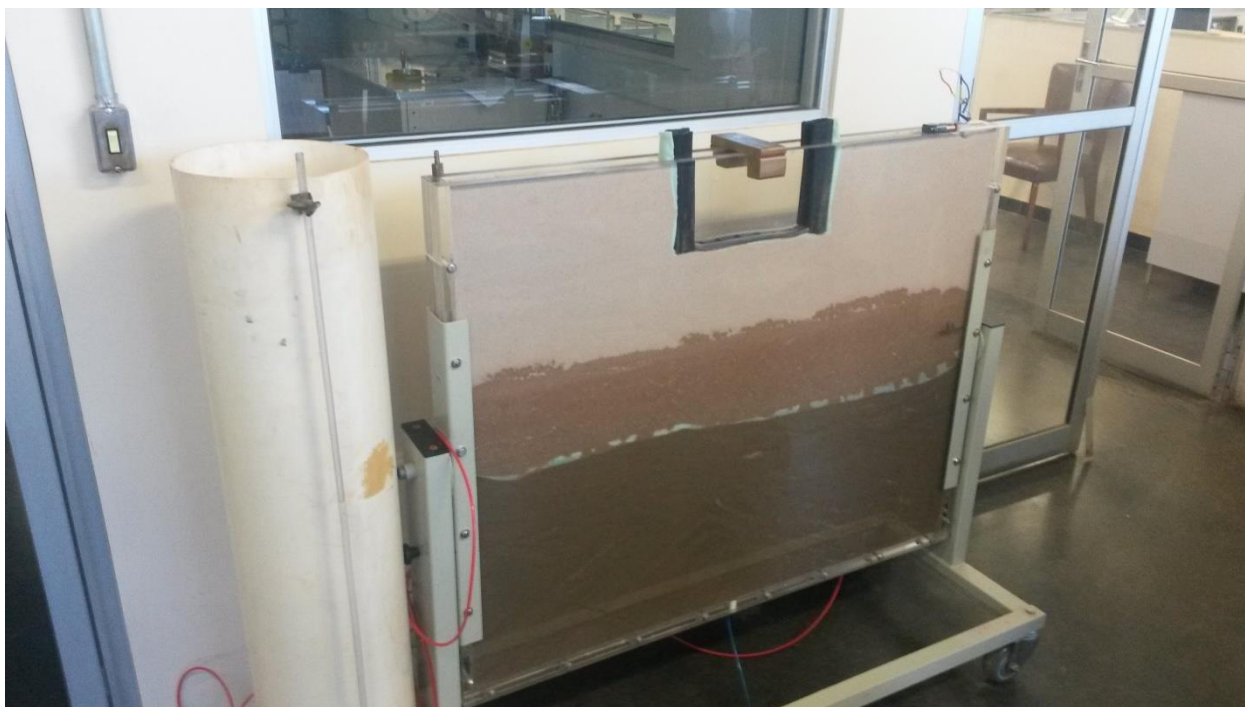


Figura 105 - Experimento elaborado no Laboratório de Mecânica dos Solos (LMS)

Elaborado no Laboratório de Mecânica dos Solos (LMS) da Escola Politécnica da USP, o experimento visa contribuir para um melhor entendimento da percolação que ocorrerá no reservatório em estudo. Como o reservatório possui uma configuração muito particular, devido à presença de furos na parede, ele não é abordado na literatura. Com o auxílio da teoria da análise dimensional e redução dos parâmetros reais do reservatório à escala laboratorial, é possível melhorar a previsão do problema e avaliar a influência dos furos na percolação. Dessa forma, o modelo físico poderá auxiliar os fundamentos teóricos e promover uma visão mais real do problema. Vale lembrar que a os experimentos de laboratórios sempre foram fundamentais para o desenvolvimento científico. Por isso a oportunidade de realizar esse experimento é de grande valia para o trabalho e para os integrantes do grupo.

Aproveitando-se das condições existentes no laboratório, promove-se a elaboração de um modelo plano, em **escala 1:25**, para estudo da percolação tridimensional que estará presente no reservatório. As paredes do reservatório são feitas de borrachas rígidas com furos de 1,2 cm de diâmetro a cada 2,8 cm, também respeitando a escala. As condições de contorno são preservadas, com algumas ressalvas que serão detalhadas mais adiante. O solo utilizado é areia fina do IPT no entorno do reservatório e areia grossa saturada na porção inferior, somente para completar a caixa. Este não é o tipo de solo encontrado na região onde será implantado o reservatório, porém suas propriedades já eram conhecidas por meio de ensaios de laboratório, tornando mais precisos e representativos os cálculos porventura necessários.

Cabe ao escopo do presente trabalho a análise de viabilidade do reservatório estudado em condições genéricas quanto a (i) implantação, (ii) topografia, (iii) parâmetros do solo e (iv) condições hidrológicas do terreno. Assim, dentre outros fatores, pode-se dizer que a granulometria e permeabilidade do solo variam de caso a caso. Porém, para fins da elaboração do modelo reduzido, o principal objetivo é analisar a contribuição dos furos para infiltração de água no solo.

8.2 Objetivos

A realização do experimento busca:

- I. Analisar a influência dos furos na rede de fluxo;
- II. Analisar a influência dos furos nos tempos de enchimento e esvaziamento do reservatório;
- III. Estudar o nível de espraiamento da rede de fluxo;
- IV. Avaliar a relação entre as capacidades de escoamento da superfície lateral e do fundo;
- V. Identificar a ocorrência de fenômenos não previstos na modelagem analítica;

8.3 Metodologia

A natureza do modelo é um aspecto importante a ser considerado - trata-se de um estudo de percolação. A resistência do solo e estabilidade das escavações não serão levados em conta. Com isso, a vazão é o parâmetro de interesse do estudo e o principal parâmetro reduzido. Dada a escala utilizada igual a 1:25, o experimento promoverá vazão igual a 1/625 da vazão prevista para o projeto real.

De forma natural, as dimensões físicas foram reduzidas logo de início. De acordo com a Lei de Darcy:

$$Q = k * i * A,$$

Onde:

Q = vazão de água

k = permeabilidade do solo

i = gradiente hidráulico ($\Delta H/\Delta L$)

A = área da seção transversal

Dessa forma, pode-se chegar às seguintes conclusões

- ΔH reduzido em escala
- ΔL reduzido em escala
- i igual
- raio reduzido em escala
- Área reduzida duas vezes em escala
- Permeabilidade do solo igual
- Vazão encontrada = $(1/625) * Q$ orig.

Determinação da permeabilidade (k)

De acordo com o ensaio de granulometria feito no laboratório e fornecido pela técnica Valdineia, o diâmetro efetivo (Defet ou D10) é da ordem de 0,15 mm. Esse é o diâmetro que, na curva granulométrica, corresponde à porcentagem que passa igual a 10%. A permeabilidade do solo se dá através da seguinte fórmula, obtida por Hazen:

$$k = 100 * D_{efet}^2$$

Obtendo-se $2,25 \cdot 10^{-2}$ cm/s, ou $2,25 \cdot 10^{-4}$ m/s

Tabela 42 - Resultados Peneiras

Peneiras ASTM	diâmetro (mm)	Retido (g)	passado (g)	% <
10	2	0	500	100
16	1,2	0,05	499,95	99,99
30	0,6	0,11	499,89	99,978
40	0,42	0,4	499,6	99,92
50	0,3	29,05	470,95	94,19
100	0,15	459,13	40,87	8,174
200	0,075	499,75	0,25	0,05

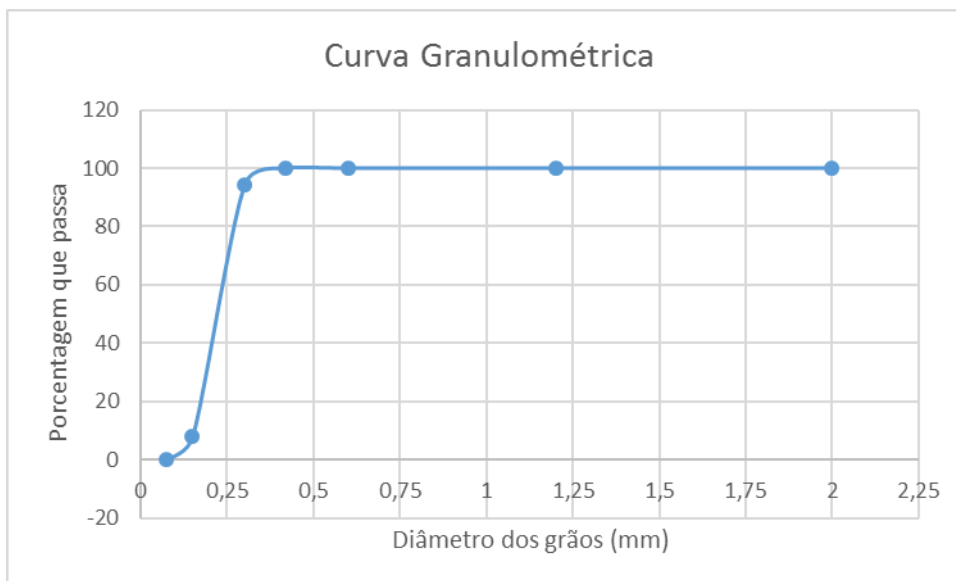


Figura 106 - Curva Granulométrica Areia Fina IPT

Analisando-se a tabela, também é possível perceber que a areia do IPT é mal graduada, pois a grande maioria dos grãos (quase 90%) encontram-se na faixa de 0,15 mm a 0,075 mm.

8.4 Materiais

Os materiais utilizados foram os seguintes:

Caixa de acrílico, cedida pelo professor Fernando Marinho. Suas medidas eram 1,1 m de altura, 0,88 m de comprimento e 0,03 m de largura.

Borracha rígida formando as paredes laterais. As borrachas deveriam ser rígidas para ficarem presas e não se deformarem quando do enchimento do reservatório. Além disso, elas não poderiam permitir a passagem de água por alguma fresta entre elas e a caixa de acrílico.

Manta geotêxtil permeável do tipo Bidim. Essa manta teve a finalidade de separar a areia fina do IPT, cujas características eram conhecidas, da areia grossa colocada na parte inferior da

caixa. Ela também foi colocada na parte externa das borrachas laterais para impedir que entrasse areia no momento em que a caixa era preenchida com este tipo de solo.

Furador de 1,2 mm. Esse furador foi utilizado para fazer os furos em escala nas paredes laterais e na base do reservatório.

Sargentão. Esse instrumento do laboratório foi utilizado para impedir a deformação da caixa de acrílico no ponto menos resistente, isto é, na parte central. Se a caixa de acrílico se deformasse, as borrachas não ficariam bem fixadas e o experimento teria resultados indesejados.

Trena. Utilizada para medir o nível d'água e todas as dimensões que eram importantes para o experimento.

Fios de cobre, lâmpada, pilhas e suporte para pilha. Foram utilizados para formar o circuito que daria a posição do nível d'água. Esse circuito foi introduzido na caixa de acrílico por meio de uma mangueira. Os dois fios de cobre eram separados e, quando atingiam a nível d'água, fechavam o circuito e acendiam a lâmpada, alimentada pela fonte de energia (pilhas). Esse fenômeno era possível graças à condutividade elétrica da água.

Piezômetro. Utilizado também para medir a posição do nível d'água. Diferentemente do circuito elétrico, que permitia estimar o nível d'água instantâneo, o piezômetro fornecia a posição do nível d'água após o sistema entrar em equilíbrio, o que demorava algum tempo. Isso porque o orifício de drenagem que conectava o piezômetro à caixa de acrílico era muito pequeno. O piezômetro fornecia a posição do NA de maneira mais precisa.



Figura 107 - Materiais Utilizados

8.5 Montagem

O primeiro passo para a montagem do experimento foi retirar o solo pre-existente na caixa de acrílico e limpá-la. A areia fina do IPT, emprestada pelo laboratório, foi então colocada na estufa para que ficasse com umidade $w = 0$. As borrachas foram furadas com o auxílio do furador de 1,2 mm de diâmetro e a distância entre os furos foi de 2,8 mm. Essas medidas foram adotadas considerando a escala de 1:25 em relação ao modelo real.

Primeiramente foi acrescentada à caixa a areia grossa, pois não havia areia fina suficiente para encher a caixa de acrílico. Em seguida foi colocada a camada separadora de manta geotêxtil permeável, para que fosse possível reutilizar a areia fina posteriormente. Foi introduzida água então à caixa por meio do orifício inferior, de modo a saturar a areia grossa recém colocada. Em seguida foi colocada as borrachas que formariam as paredes do reservatório.

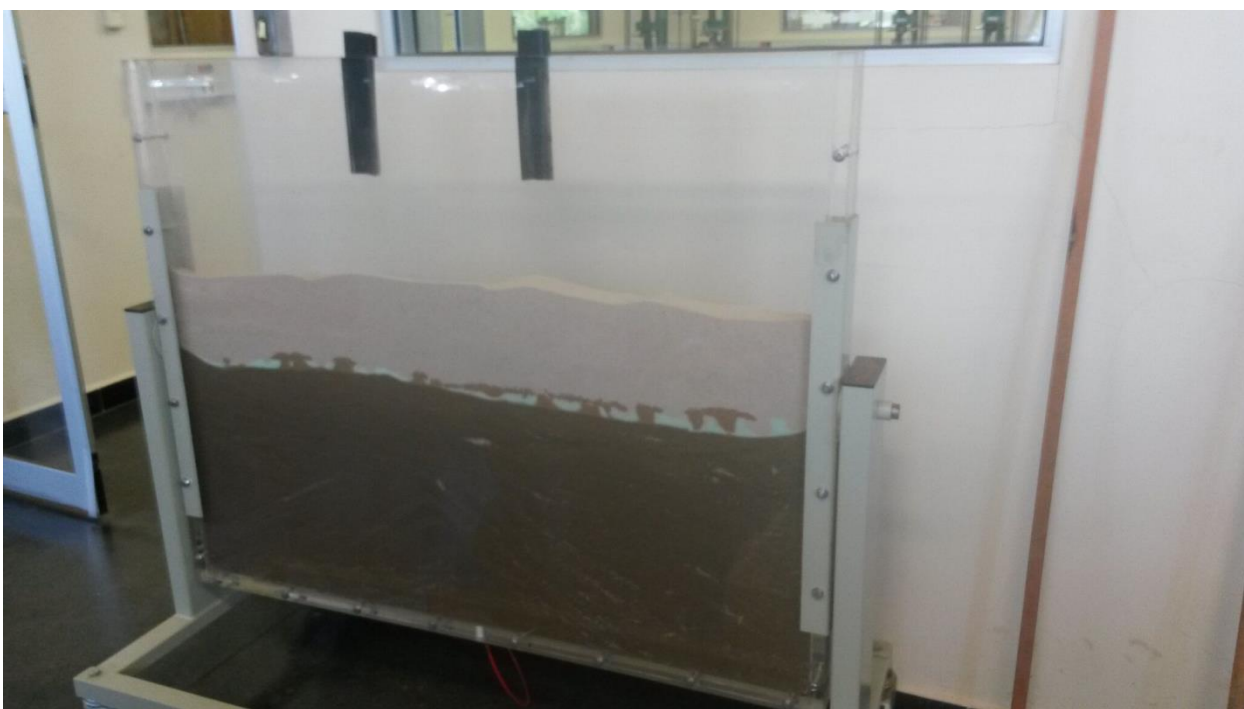


Figura 108 - Caixa de areia do Experimento

Em volta das paredes laterais, foi colocada uma camada de manta, para evitar a entrada de areia no reservatório. Foi então fixado o sargentão na parte central da caixa, oferecendo uma resistência para que a caixa não se deformasse nessa região. Finalmente foi possível completar a caixa com a areia fina. Essa areia foi primeiramente colocada até o nível de XX para em seguida ser também saturada. Na sequência, foi colocado o restante da areia fina para que a caixa ficasse cheia, com exceção do volume delimitado pelas paredes do reservatório, no qual seria adicionado água.



Figura 109 - Caixa de Areia do Experimento (2)

A areia foi mantida seca até a adição de água. O circuito elétrico foi introduzido por meio de uma mangueira até a posição da primeira camada de geotêxtil, de modo a identificar a posição do NA. Esse NA foi marcado na caixa de acrílico com uma caneta, para que ficasse de fácil visualização. O piezômetro foi então conectado ao reservatório para medir com mais precisão o nível d'água e aferir a mudança desse nível no decorrer do experimento.

8.6 Procedimentos

Foram realizados quatro ensaios, sendo três de carga variável, simulando a situação em que o reservatório se enche de água subitamente e passa por processo de gradativo esvaziamento durante e após a ocorrência de chuvas, e um responsável por simular a condição de esvaziamento sob carga constante, representando a situação em que o reservatório real se encha completamente e continue recebendo água da chuva à medida que promove a infiltração com máxima capacidade (dado que possuiria a maior área superficial disponível).

Nos três primeiros ensaios, a aplicação de súbito enchimento significaria o uso das vazões reais de entrada calculadas para o reservatório, respeitadas as condições de redução do modelo. No entanto, o emprego em laboratório de uma vazão de entrada variável e cujos valores são conhecidos é de difícil realização. Por sua vez, caso fosse utilizada a vazão máxima de entrada - novamente respeitando-se as condições de redução do modelo - de forma constante, obteríamos um tempo de esvaziamento igual a 4,5 segundos. Por se tratar de um intervalo de tempo curto para fins experimentais, decidiu-se apenas depositar a água dentro do reservatório reduzido com a maior agilidade possível e sem a preocupação com o tempo de enchimento, processo que não culmina em grandes erros para os fins do experimento.

A determinação da posição dos níveis d'água em cada caso ocorre durante a visualização de vídeos gravados durante a realização do experimento. A leitura da trena se deu com a adoção de eixo y crescente para cima e com origem no início da trena.

A base da borracha encontra-se, para o ângulo de visualização da câmera (alocada tão próxima quanto possível da posição diretamente frontal) a uma cota de -16,2 cm e o volume interno útil, isto é, descontando-se a espessura da laje de fundo e a porção das paredes laterais enterrada abaixo da laje de fundo, se encontra na cota -15 cm. Mede-se então a cota atingida pelo nível d'água interno para que se obtenha a altura da lâmina d'água.

1º Ensaio

Possui caráter de carga variável e teve início com o nível d'água na cota -43,5 cm, profundidade correspondente à marca de nível freático marcada próxima à lateral direita da caixa.

O volume de água adicionado foi de 1,5 L, correspondente ao volume interno útil do reservatório reduzido, isto é, equivalente a seu volume interno total deduzidos os espaços ocupados pelas borrachas-parede laterais e pela laje de fundo.

As medidas internas foram obtidas com o uso de paquímetro e o método de cálculo pode ser observado na tabela abaixo.

Tabela 43 - Tabela do Primeiro Ensaio

Etapa	Parâmetros	Ensaio			
		1	2	3	4
Valores Totais	Borracha - h total (cm)	-15	-15	-15	-16
	Cota (cm)	-8,5	0	0	0
	Altura da lâmina (cm)	6,5	15	15	16
	%	0,43	1	1	1
	Volume interno utilizado(cm³)	643,92	1485,97	1485,97	1485,97
	Volume de água adicionado (cm³)	1350	1800	1800	3100
	Tempo total (s)	38,52	104,91	564,65	-
	Vazão média de infiltração (cm³/s)	35,05	17,16	3,19	-
Enchimento	Tempo de enchimento (s)	15,91	11,43	9,36	28,8
	Vazão teórica de entrada	84,85	157,48	192,31	62,5

	(sem inf.) (cm ³ /s)				
	lâmina d'água sem inf. (cm)	13,63	18,17	18,17	16
	Lâmina d'água com inf. (cm)	6,5	15	15	16
	Diferença (cm)	7,13	3,17	3,17	-
	Volume diferença (cm ³)	706,08	314,03	314,03	-
	Vazão infiltração 1 (cm ³ /s)	44,38	27,47	33,55	-
Esvaziamento intermediário	Tempo intermediário de esvaziamento (s)	22,61	93,48	555,29	-
	Volume interno (cm ³)	643,92	1485,97	1485,97	-
	Vazão infiltração 2 (cm ² /s)	28,48	15,90	2,68	-
	Q inf 2 / Q inf 1 (%)	0,64	0,58	0,08	-

Durante o enchimento, parte da água perdeu-se por ser despejada fora da caixa. Estima-se que as perdas sejam da ordem de 10%, levando a um volume utilizado de 1,350 L.

Embora tenha sido realizado com a máxima agilidade possível e empregando o volume interno do reservatório, seu enchimento não possibilitou o posicionamento do nível d'água interno em níveis superiores ou mesmo próximo à condição de totalmente cheio. Ao invés disso, o nível máximo observado ficou aproximadamente na metade da altura, o que ocorreu devido à umidade nula do subsolo do experimento na faixa de profundidade próxima ao reservatório e às consequentes alta sucção e alto gradiente hidráulico, conforme relatado na seção anterior.

O enchimento se deu em aproximadamente 15 segundos e 91 centésimos, ao passo que o processo completo teve a duração de 38 segundos e 52 centésimos. Após o enchimento, houve, portanto, um período igual a 22 segundos e 61 centésimos e o esvaziamento, na verdade, ocorre do instante inicial ao instante final do ensaio.

O instante de término do enchimento é marcado por um nível de água na posição -8,5 cm, indicando uma lâmina de 6,5 cm conforme pode-se observar na figura abaixo.



Figura 110 - Máximo Nível D'água – Primeiro Ensaio

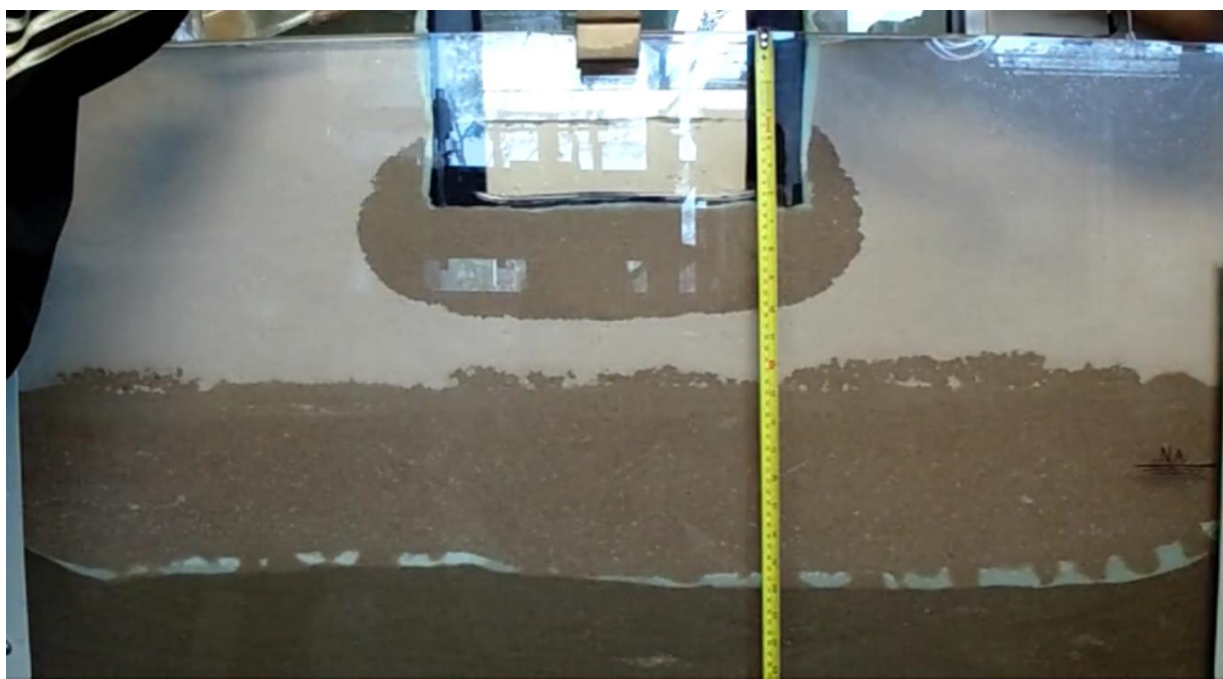


Figura 111 - Máximo Nível D'água – Primeiro Ensaio (2)

Após o enchimento, procedeu-se para a aplicação de corante junto às faces internas na porção interna do reservatório, em posição próxima ao nível d'água naquele instante. Como consequência, pode-se observar externamente a direção e sentido dos canais de fluxo formados.



Figura 112 - Experimento após o primeiro ensaio



Figura 113 - Experimento após o primeiro ensaio (2)

2º Ensaio

A maior umidade do solo em relação à tentativa anterior diminuiu a sucção matricial e sua influência no gradiente hidráulico e na vazão de infiltração, o que acarretou um esvaziamento mais lento e que possibilitou, junto à utilização de um maior volume de água (1,8 L), o alcance do nível máximo do reservatório. Considera-se a lâmina d'água correspondente ao volume interno útil completo, ou seja, 15 cm

Obteve-se neste ensaio tempos de enchimento igual a 11 segundos e 43 centésimos, tempo total de 1 minuto, 44 segundos e 91 milésimos e tempo intermediário de esvaziamento igual a 93 segundos e 48 centésimos.

Ao término do ensaio, o piezômetro indicava altura de 1,1 cm em relação à situação inicial, isto é, nível observado antes da realização do primeiro ensaio e equivalente, dado o equilíbrio entre a caixa e o piezômetro, ao nível d'água inicial adotado e à marca de nível d'água indicada na caixa.

Após o enchimento, novamente aplicou-se corante para visualização externa da percolação da água na areia. Desta vez, somente um dos lados recebeu o corante.

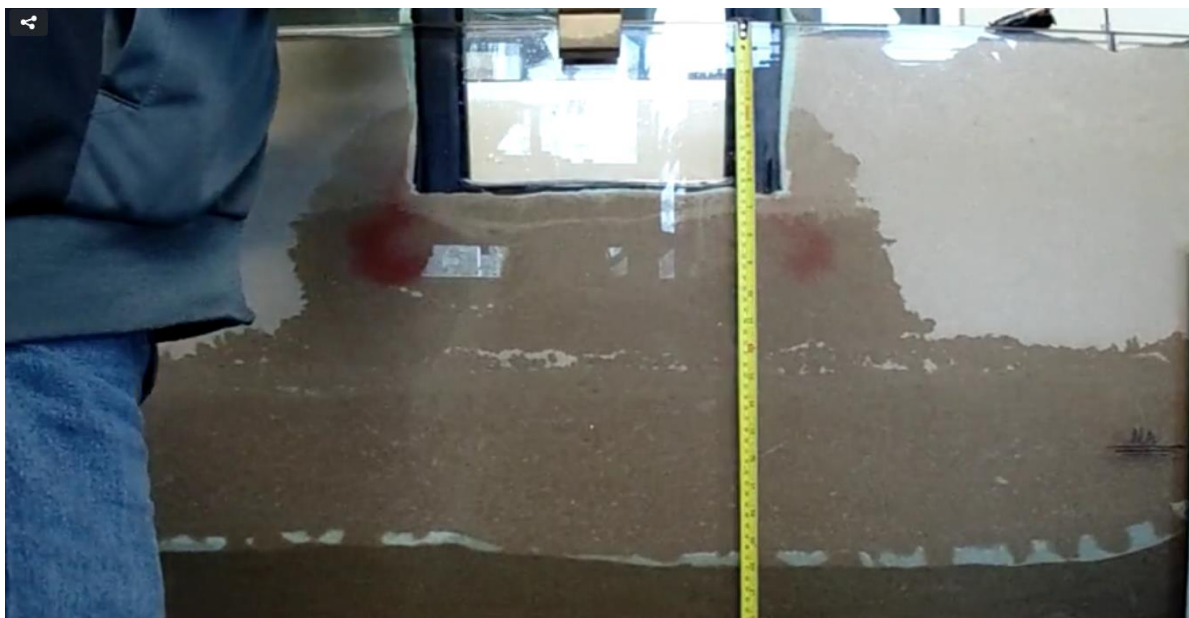


Figura 114 - Experimento antes do Segundo Ensaio



Figura 115 - Máximo NA atingido no Segundo Ensaio

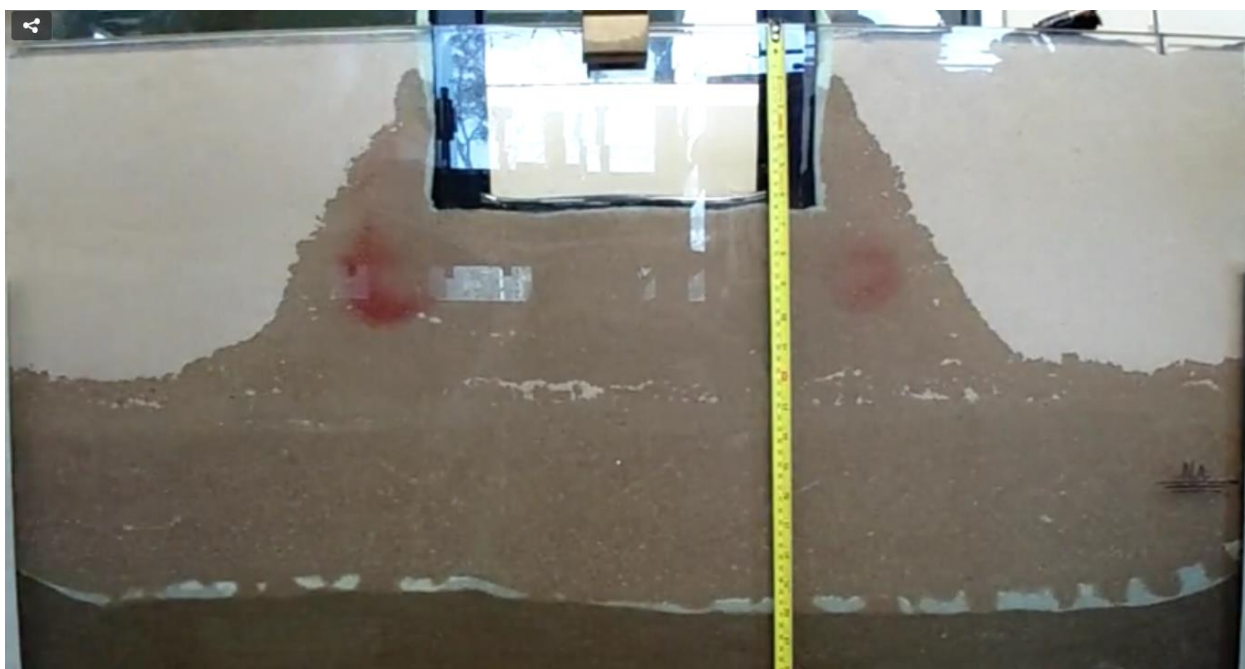


Figura 116 - Término do Segundo Ensaio

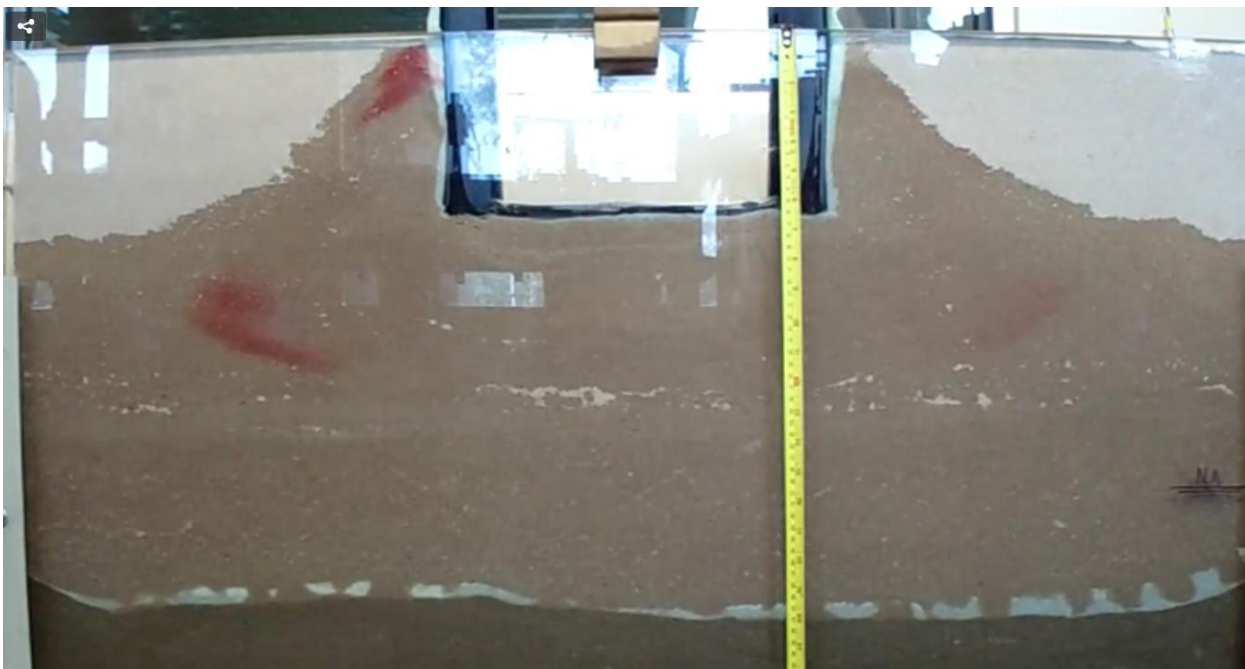


Figura 117 - Término do Segundo Ensaio (2)

3º Ensaio

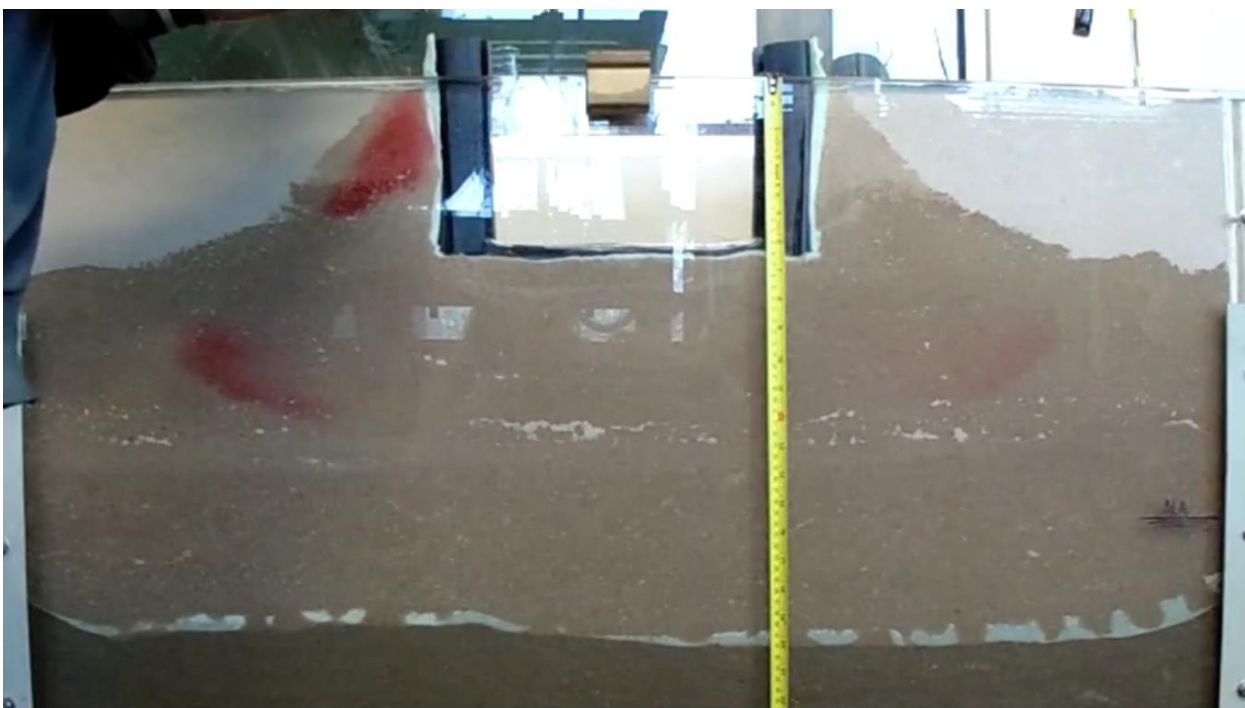


Figura 118 - Experimento antes do Terceiro Ensaio

No 3º experimento, o tempo de enchimento foi de 9 segundos e 36 centésimos, o tempo total foi de 9 minutos, 24 segundos e 65 centésimos e o tempo intermediário de esvaziamento foi de 9 minutos, 15 segundos e 29 centésimos. Foi executado da mesma forma que o anterior: sob carga variável, com a adição de 1,8 L sob máxima velocidade possível e obtenção do nível d'água interno no topo do reservatório, atingindo 0 cm de cota e uma lâmina de água de 15 cm.

O corante não foi aplicado diretamente na interface entre a água e a parede de borracha lateral e, por este motivo, a quantia aplicada dissolveu-se por todo o volume de água do reservatório.

Ao final do 3º ensaio, o piezômetro indicava uma altura de coluna d'água 2,8 cm acima do nível inicial. Além disso, mediu-se com o auxílio do piezômetro elétrico a nova altura do nível freático do solo, chegando-se a uma cota de -35 cm, ou seja, 35 cm abaixo da superfície superior da caixa de acrílico. Comparando-se ao nível freático inicial, de -43,8 cm, observa-se que o nível freático aumentou em cerca de 8,8 cm após a realização dos ensaios 1, 2 e 3.

Com isto, encerraram-se as atividades do experimento naquele dia. Esperou-se então o equilíbrio do sistema caixa - piezômetro para avaliação da carga piezométrica (que, no caso, equivale à total) presente na base da caixa e do subsolo utilizado. O piezômetro indicou então um nível igual a 5,1 cm acima do original.

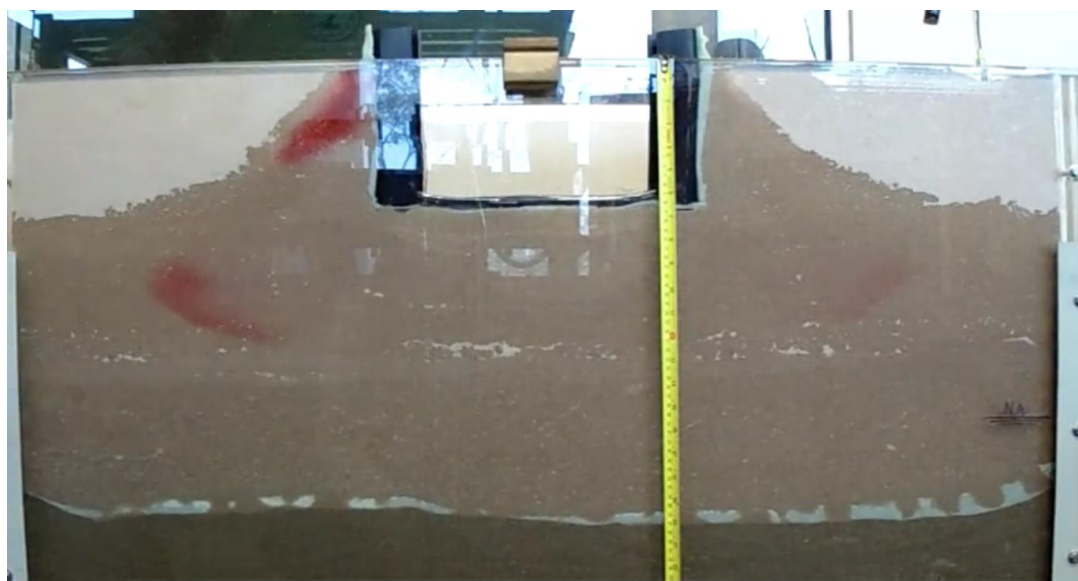


Figura 119 - NA máximo - Terceiro Ensaio

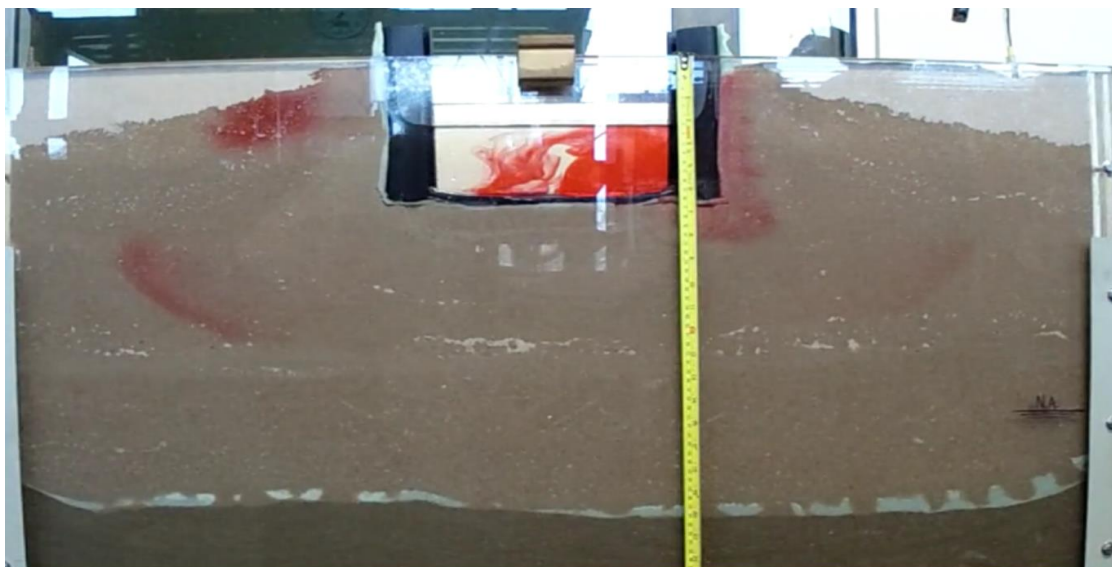


Figura 120 - Corante Aplicado



Figura 121 - Experimento Após Terceiro Ensaio

4º Ensaio

Foi realizado em um dia posterior ao dos ensaios 1, 2 e 3. Diferentemente dos anteriores, este ensaio foi realizado de modo a simular a condição de carga constante, isto é, em que o reservatório já se encontra cheio e continua a receber o aporte de água da chuva, mantendo seu nível interno na posição máxima. Para isto, foram empregados cerca de 3,1 L de água. À medida que o nível d'água começava a descer, uma nova quantia era despejada no reservatório para que o nível pudesse voltar à cota máxima. Estima-se que o volume interno de água tenha atingido a cota máxima aos 28 segundos e 8 centésimos.

O tempo total do ensaio não pode ser coletado por ser caracterizada como uma duração de tempo muito extensa, e que é causada devido à baixa vazão de infiltração observada.

Neste ensaio, utilizou-se de técnica adicional: a partir dos 68 segundos, leu-se no laboratório a cota do nível interno d'água do reservatório a cada 10 segundos. Os valores medidos podem ser observados na tabela abaixo.

Ao fim do ensaio e reequilíbrio do sistema piezômetro - caixa, o piezômetro indicava nível 5,1 cm acima da marcação inicial.

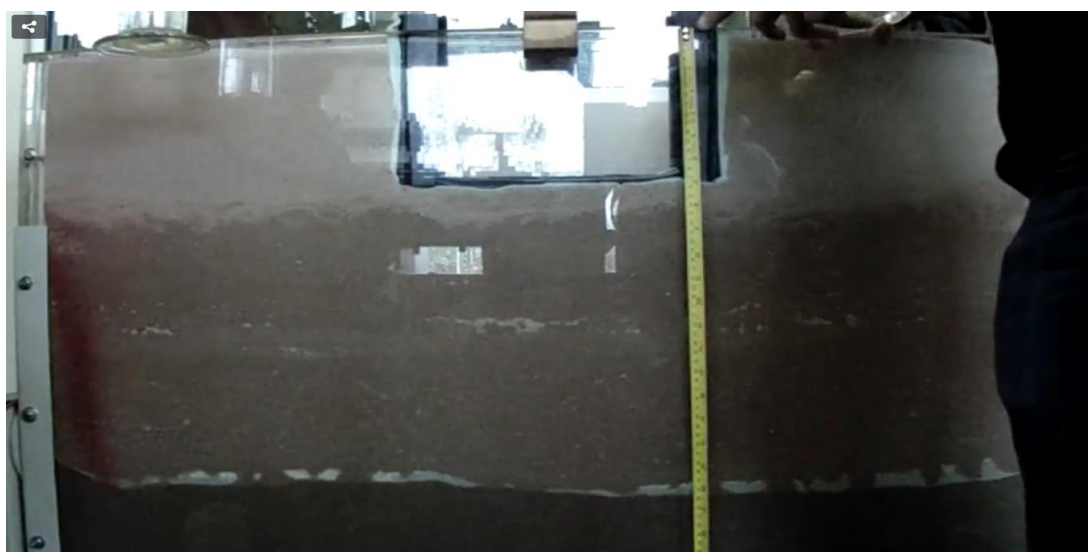


Figura 122 - Antes do Quarto Ensaio



Figura 123 - NA máximo Quarto Ensaio

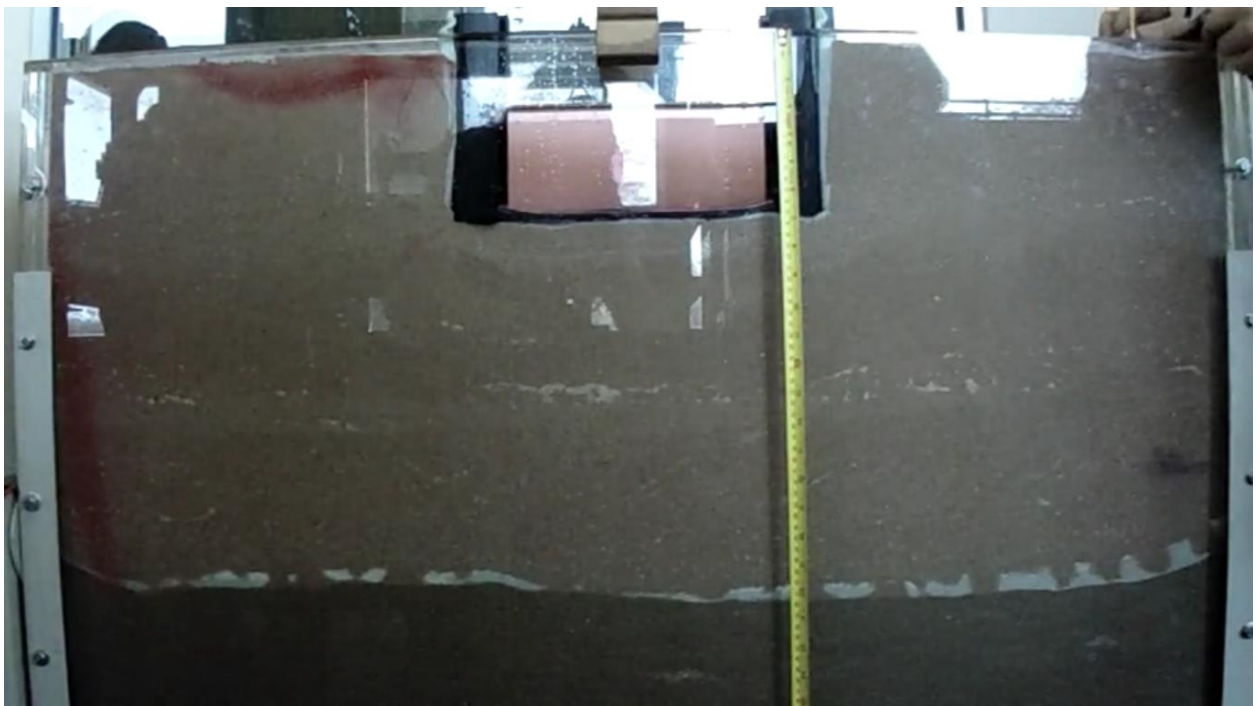


Figura 124 - Término do Quarto Ensaio

8.7 Análise

Abaixo, tem-se uma tabela resumo contendo os tempos avaliados durante a realização dos ensaios. Devido à longa duração do 4º ensaio, de carga constante, não se pode acompanhá-lo até o final.

Tabela 44 - Tempos de enchimento e esvaziamento mensurados nos ensaios.

Período	Ensaio			
	1	2	3	4
Período de Enchimento (s)	15.91	11.43	9.36	28.8
Período intermediário de esvaziamento (s)	22.61	93.48	555.29	-
Duração total (s)	38.52	104.91	564.65	-

Por meio dos processos descritos na seção anterior, podem-se estimar as vazões de infiltração da água no solo durante a realização dos diferentes ensaios do experimento. O cálculo procede segundo os parâmetros indicados na tabela abaixo.

Tabela 45 - Resultados estimados a partir dos ensaios

Etapa	Parâmetros	Ensaio			
		1	2	3	4
Valores Totais	Borracha - h total (cm)	-15	-15	-15	-16
	Cota (cm)	-8.5	0	0	0
	Altura da lâmina (cm)	6.5	15	15	16

	%	0.4333333333	1	1	1
	Volume interno utilizado(cm³)	643.9203333	1485.97	1485.97	1485.97
	Volume de água adicionado (cm³)	1350	1800	1800	3100
	Tempo total (s)	38.52	104.91	564.65	-
	Vazão média de infiltração (cm³/s)	35.04672897	17.15756363	3.187815461	-
Enchimento	Tempo de enchimento (s)	15.91	11.43	9.36	28.8
	Vazão teórica de entrada (sem inf.) (cm³/s)	84.85229415	157.480315	192.3076923	62.5
	lâmina d'água sem inf. (cm)	13.6274622	18.1699496	18.1699496	16
	Lâmina d'água com inf. (cm³/s)	6.5	15	15	16
	Diferença (cm)	7.127462196	3.169949595	3.169949595	-
	Volume diferença (cm³)	706.0796667	314.03	314.03	-
	Vazão infiltração 1 (cm³/s)	44.3796145	27.47419073	33.55021368	-
Esvaziamento intermediário	Tempo intermediário de esvaziamento (s)	22.61	93.48	555.29	-

	Volume interno (cm ³)	643.9203333	1485.97	1485.97	-
	Vazão infiltração 2 (cm ² /s)	28.47944862	15.89612751	2.67602514	-
	Q inf 2 / Q inf 1 (%)	0.6417236595	0.5785840126	0.07976179126	-

Os ensaios podem ser divididos em duas etapas: fases de enchimento e de esvaziamento intermediário. Esta última corresponde ao período que tem início quando a vazão de entrada cessa e término no instante em que a água depositada sobre o reservatório é escoada completamente. O termo intermediário foi escolhido para chamar a atenção ao fato de que a infiltração não ocorre somente neste período, mas também já durante a etapa de enchimento. A soma destas duas etapas define a duração total dos ensaios realizados.

As vazões foram calculadas para cada etapa separadamente a fim de se obter maior precisão na avaliação do ocorrido nos ensaios.

A observação dos valores calculados leva à nítida constatação de uma tendência de diminuição das vazões a cada ensaio.

Conforme já mencionado, o acréscimo de água a um solo insaturado expulsa o ar nele contido na forma de bolhas. O volume de ar presente nos vazios do solo possui pressões neutras negativas - de sucção - e acarretam na atração de partículas de água que percolavam nas proximidades. O aumento da umidade do solo contribui para a eliminação de ar e dissipação das pressões neutras negativas. Constata-se, assim, a variação da sucção matricial do solo durante o experimento e suas influências e consequências na vazão de infiltração. Estes efeitos são maiores do que o aumento de permeabilidade com a adição de água em solos insaturados.

A análise e modelagem do comportamento do solo quanto à sucção matricial e aumento de gradiente hidráulico fogem ao escopo do presente trabalho.

Ruptura hidráulica

Embora as paredes do reservatório tenham sido posicionadas de forma que suas bases entrem em contato direto com a areia, no início do segundo dia de ensaios observou-se completo descolamento na interface entre as partes, conforme indicado nas figuras abaixo.



Figura 125 - Ruptura Hidráulica



Figura 126 - Ruptura Hidráulica (2)

Constata-se então a ocorrência de ruptura hidráulica na porção de solo localizada logo abaixo da base do reservatório. Parte do maciço se descolou do restante do solo com a formação de uma superfície de ruptura em formato de cunha. Ao longo da realização dos três primeiros ensaios e da aplicação do volume adicional de água para eliminação do corante espalhado pela caixa, as partículas de areia (principalmente as junto à base do reservatório) foram amplamente expostas a forças de percolação. Estas são definidas pela expressão:

$$F = \Delta H * \gamma_w * A$$

Onde:

ΔH = Diferença de carga entre as faces de entrada e saída

γ_w = Peso específico da água

A = Área da seção transversal ao fluxo

A força de percolação aplicada pela água sobre o solo produziu tensões superiores à de ruptura da areia. Os grãos da região foram então desarranjados, o que provocou perda de sua resistência e fez com que a areia rompesse. Daí o deslocamento da parcela do maciço que estava em contato com a base do reservatório, em função do peso próprio aplicado pela camada superior.

Rede de Fluxo

Formulou-se a hipótese de que a rede de fluxo possuiria forma similar à do modelo abaixo, sendo o número de canais delimitado pelo número de lances de furos nas paredes e na laje de fundo.

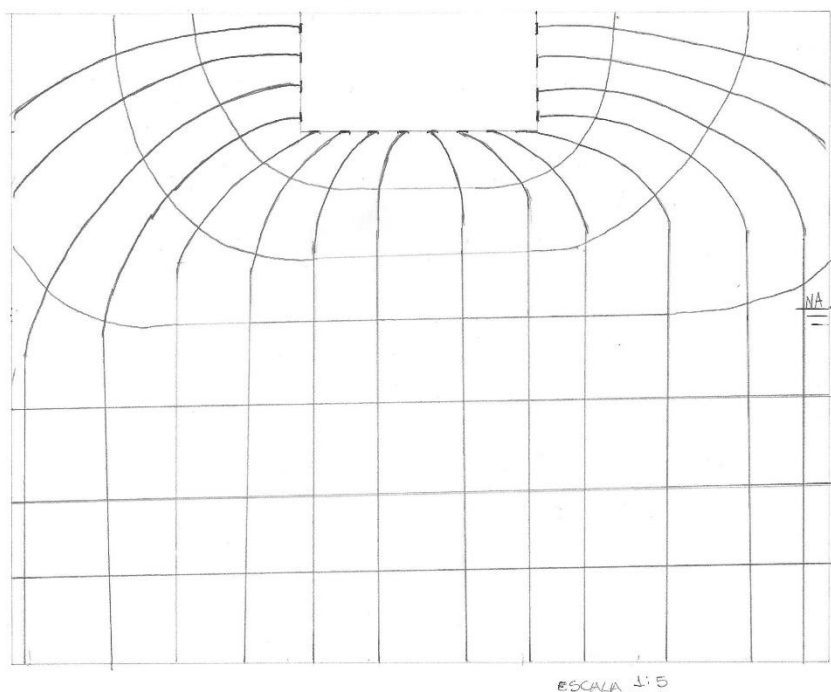


Figura 127 - Rede de Fluxo

O experimento validou a hipótese, embora não se possa ter ideia exata do fator de forma ou número de canais e de quedas de carga existentes. O croqui assemelha-se mais à rede formada no primeiro ensaio, de umidade inicial nula, ao passo que nos ensaios posteriores a presença de umidade no solo provocou o espalhamento das redes. A causa deste fenômeno é novamente a sucção matricial, que atrai a água em percolação às regiões mais secas na caixa, e a tendência das moléculas de água de prosseguir com velocidade horizontal quando a região logo abaixo de si encontra-se saturada ou com alta umidade.

Nos três primeiros ensaios, houve um período inicial de enchimento em que parte do volume era infiltrada e parte permanecia no reservatório. No primeiro ensaio, o gradiente hidráulico era muito elevado, por isso não foi possível encher o reservatório até o topo, a vazão de infiltração era muito alta. Já no segundo e terceiro ensaios, a areia já estava com certa umidade, por isso a vazão de infiltração foi menor e foi possível encher completamente o reservatório. O volume despejado também foi maior: 1,8 L contra 1,35 L no primeiro ensaio. No quarto ensaio, conforme já dito anteriormente, o objetivo foi avaliar o reservatório sob regime de carga constante.

O volume parcial infiltrado é aquele em que ocorre a cada intervalo de tempo. Já o volume infiltrado acumulado é a soma de todos os volumes parciais infiltrados, até determinado instante. A vazão parcial é feita dividindo-se o volume infiltrado parcial pelo intervalo de tempo considerado e a vazão média considera o volume infiltrado acumulado dividido pelo tempo total já transcorrido.

Abaixo, seguem resultados dos 4 ensaios realizados, com as tabelas e gráficos gerados. Eles mostram a tendência de, num dado ensaio, se diminuir a vazão ao longo do tempo, devido à redução do gradiente hidráulico. Além disso, do primeiro ensaio até o quarto ensaio, também há uma tendência de redução da vazão, pois o solo ganha umidade progressivamente e perde sucção. É por isso que, num dado ensaio, a lâmina d'água cai de forma mais acentuada no começo, e de forma mais suave no final.

Tabela 46 - Análises e tendências – Ensaio 1

1º Ensaio						
Tempo (s)	Cota da lâmina de água (cm)	Altura da lâmina de água (cm)	Volume parcial infiltrado (cm³)	Volume infiltrado acumulado (cm³)	Vazões parciais (cm³/s)	Vazão média (cm³/s)
0	0	15	-	-	-	-
10	11	4	452,26	452,26	45,23	45,23
15,91	8,5	6,5	253,82	706,08	42,95	44,38
20	11	4	247,66	953,74	24,77	47,69
30	14	1	297,19	1250,94	29,72	41,70
38,52	15	0	99,06	1350,00	11,63	35,05



Figura 128 - Altura da lâmina d'água - Ensaio 1

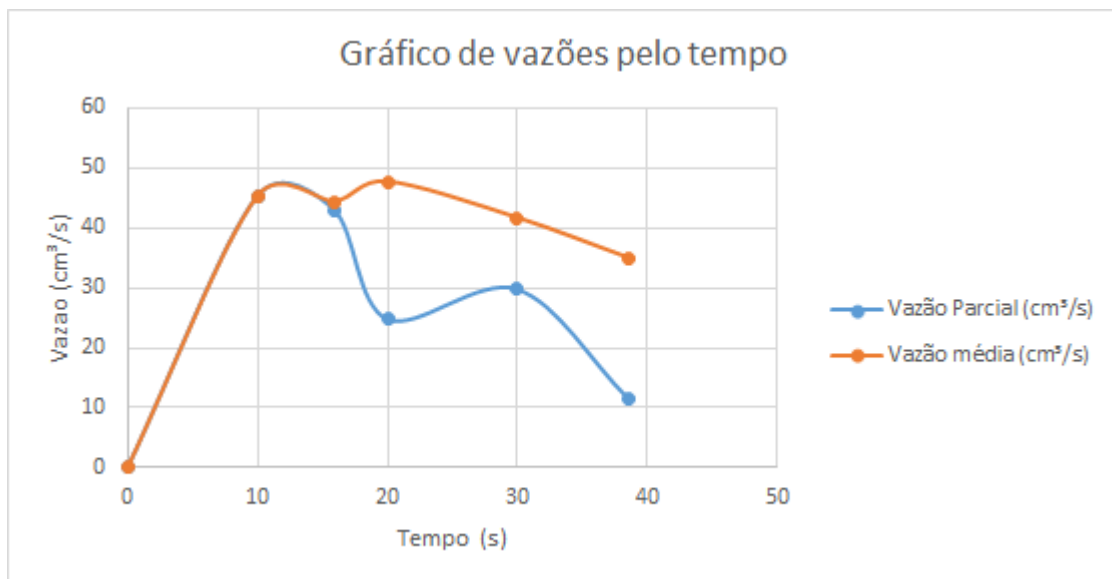


Figura 129 - Vazão Pelo Tempo - Ensaio 1

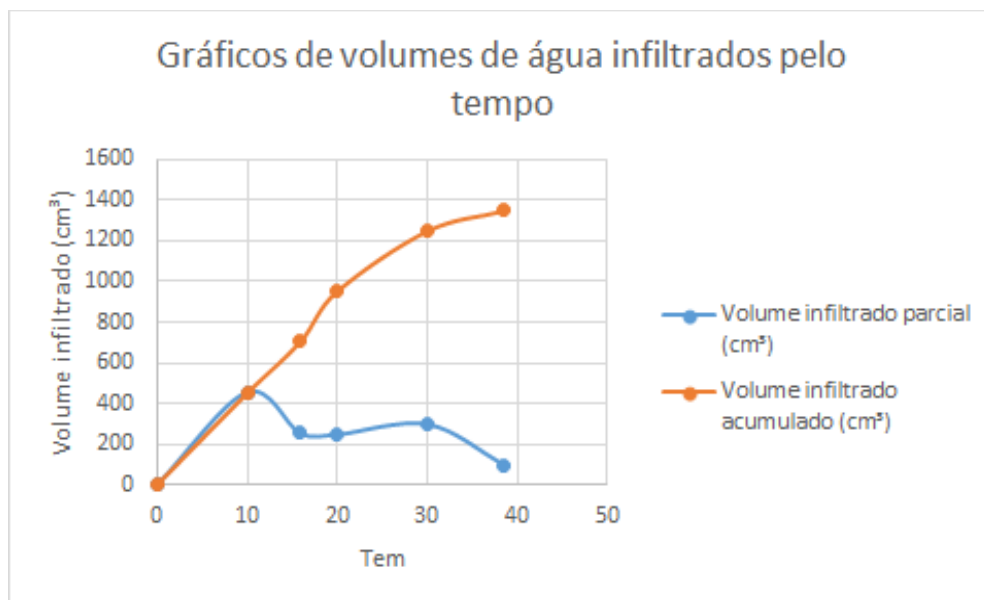


Figura 130 - Volumes de água infiltrados com o tempo - Ensaio 1

Tabela 47 - Análises e Tendências - Ensaio 2

2º ensaio						
Tempo (s)	Cota da lâmina de água (cm)	Altura da lâmina de água (cm)	Volume parcial infiltrado (cm³)	Volume infiltrado acumulado (cm³)	Vazões parciais (cm³/s)	Vazão média (cm³/s)
0	0	15	-	-	-	-
10	5	10	274,74	274,74	27,47	27,47
11,43	0	15	39,29	314,03	27,47	27,47
20	4	11	396,26	710,29	46,24	35,51
30	7	8	297,19	1007,48	29,72	33,58
40	9	6	198,13	1205,61	19,81	30,14
50	10	5	99,06	1304,68	9,91	26,09
60	11	4	99,06	1403,74	9,91	23,40
70	12	3	99,06	1502,81	9,91	21,47
80	14	1	198,13	1700,94	19,81	21,26
90	14,5	0,5	49,53	1750,47	4,95	19,45
100	14,8	0,2	29,72	1780,19	2,97	17,80
104,91	15	0	19,81	1800,00	4,04	17,16

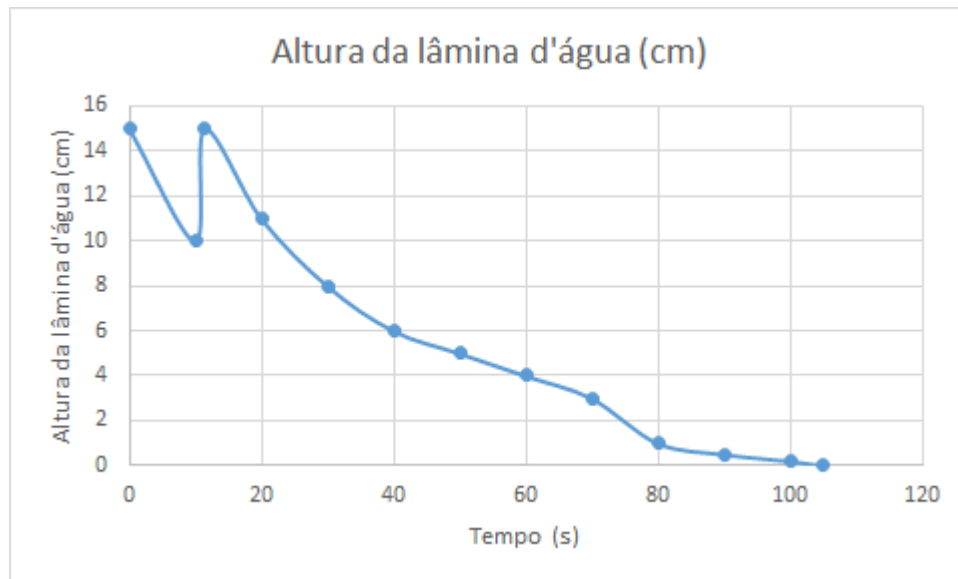


Figura 131 - Altura da lâmina d'água - Ensaio 2

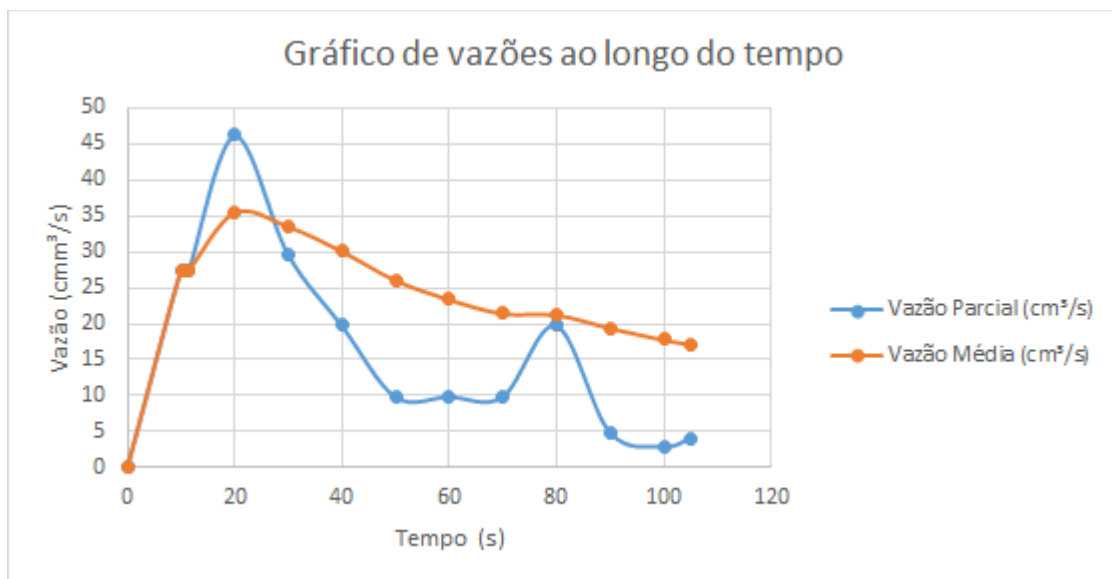


Figura 132 - Vazões ao longo do tempo - Ensaio 2

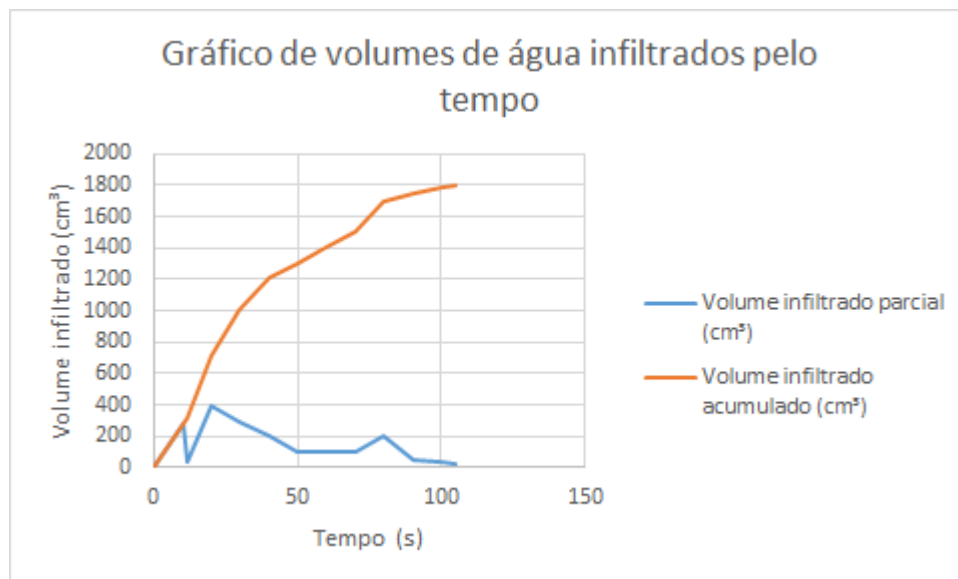


Figura 133 - Volumes de água infiltrados pelo tempo - Ensaio 2

Tabela 48 - Análises e Tendências - Ensaio 3

3º Ensaio						
Tempo (s)	Cota da lâmina de água (cm)	Altura da lâmina de água (cm)	Volume parcial infiltrado (cm³)	Volume infiltrado acumulado (cm³)	Vazões parciais (cm³/s)	Vazão média (cm³/s)
0		15	-	-	-	-
9,36	0	15	314,03	314,03	33,55	33,55
10	0,5	14,5	49,53	363,56	77,39	36,36
20	2	13	148,60	512,16	14,86	25,61
30	3	12	99,06	611,22	9,91	20,37
40	4	11	99,06	710,29	9,91	17,76
50	5	10	99,06	809,35	9,91	16,19
60	6	9	99,06	908,42	9,91	15,14
70	7	8	99,06	1007,48	9,91	14,39
80	7,8	7,2	79,25	1086,73	7,93	13,58
90	8,5	6,5	69,35	1156,08	6,93	12,85
100	9	6	49,53	1205,61	4,95	12,06
110	9,5	5,5	49,53	1255,14	4,95	11,41
120	9,8	5,2	29,72	1284,86	2,97	10,71
130	10	5	19,81	1304,68	1,98	10,04
140	10,2	4,8	19,81	1324,49	1,98	9,46
150	10,4	4,6	19,81	1344,30	1,98	8,96
160	10,6	4,4	19,81	1364,12	1,98	8,53
170	10,8	4,2	19,81	1383,93	1,98	8,14

180	11	4	19,81	1403,74	1,98	7,80
190	11,1	3,9	9,91	1413,65	0,99	7,44
200	11,2	3,8	9,91	1423,55	0,99	7,12
210	11,3	3,7	9,91	1433,46	0,99	6,83
220	11,4	3,6	9,91	1443,37	0,99	6,56
230	11,5	3,5	9,91	1453,27	0,99	6,32
240	11,6	3,4	9,91	1463,18	0,99	6,10
250	11,7	3,3	9,91	1473,09	0,99	5,89
260	11,8	3,2	9,91	1482,99	0,99	5,70
270	11,9	3,1	9,91	1492,90	0,99	5,53
280	12,1	2,9	19,81	1512,71	1,98	5,40
290	12,3	2,7	19,81	1532,53	1,98	5,28
300	12,4	2,6	9,91	1542,43	0,99	5,14
310	12,5	2,5	9,91	1552,34	0,99	5,01
320	12,6	2,4	9,91	1562,24	0,99	4,88
330	12,7	2,3	9,91	1572,15	0,99	4,76
340	12,8	2,2	9,91	1582,06	0,99	4,65
350	12,9	2,1	9,91	1591,96	0,99	4,55
360	13	2	9,91	1601,87	0,99	4,45
370	13,1	1,9	9,91	1611,78	0,99	4,36
380	13,2	1,8	9,91	1621,68	0,99	4,27
390	13,3	1,7	9,91	1631,59	0,99	4,18
400	13,4	1,6	9,91	1641,50	0,99	4,10
410	13,5	1,5	9,91	1651,40	0,99	4,03

420	13,6	1,4	9,91	1661,31	0,99	3,96
430	13,7	1,3	9,91	1671,22	0,99	3,89
440	13,8	1,2	9,91	1681,12	0,99	3,82
450	13,9	1,1	9,91	1691,03	0,99	3,76
460	14	1	9,91	1700,94	0,99	3,70
470	14,1	0,9	9,91	1710,84	0,99	3,64
480	14,2	0,8	9,91	1720,75	0,99	3,58
490	14,3	0,7	9,91	1730,65	0,99	3,53
500	14,4	0,6	9,91	1740,56	0,99	3,48
510	14,5	0,5	9,91	1750,47	0,99	3,43
520	14,6	0,4	9,91	1760,37	0,99	3,39
530	14,7	0,3	9,91	1770,28	0,99	3,34
540	14,8	0,2	9,91	1780,19	0,99	3,30
550	14,8	0,2	0,00	1780,19	0,00	3,24
560	14,9	0,1	9,91	1790,09	0,99	3,20
564,65	15	0	9,91	1800,00	2,13	3,19

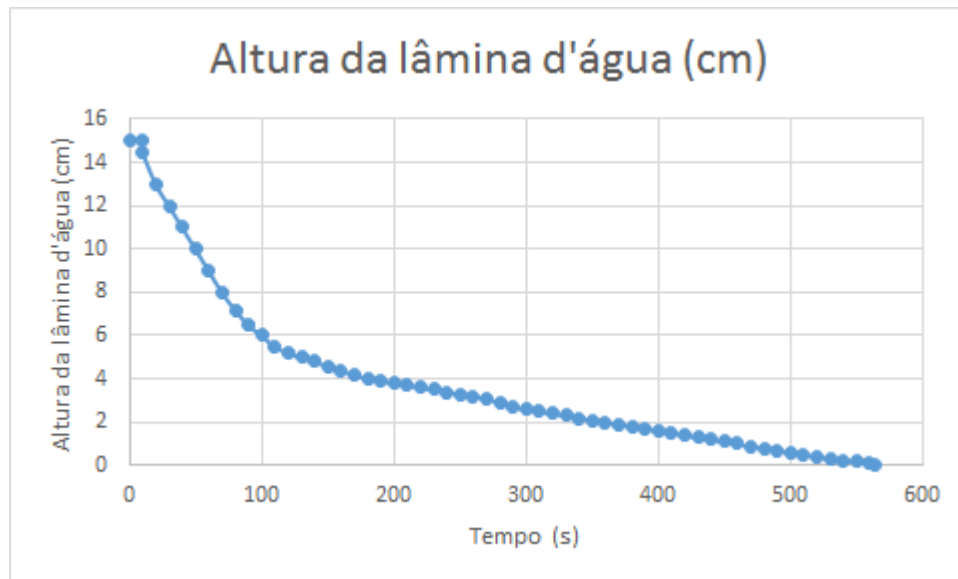


Figura 134- Altura da lâmina d'água - Ensaio 3

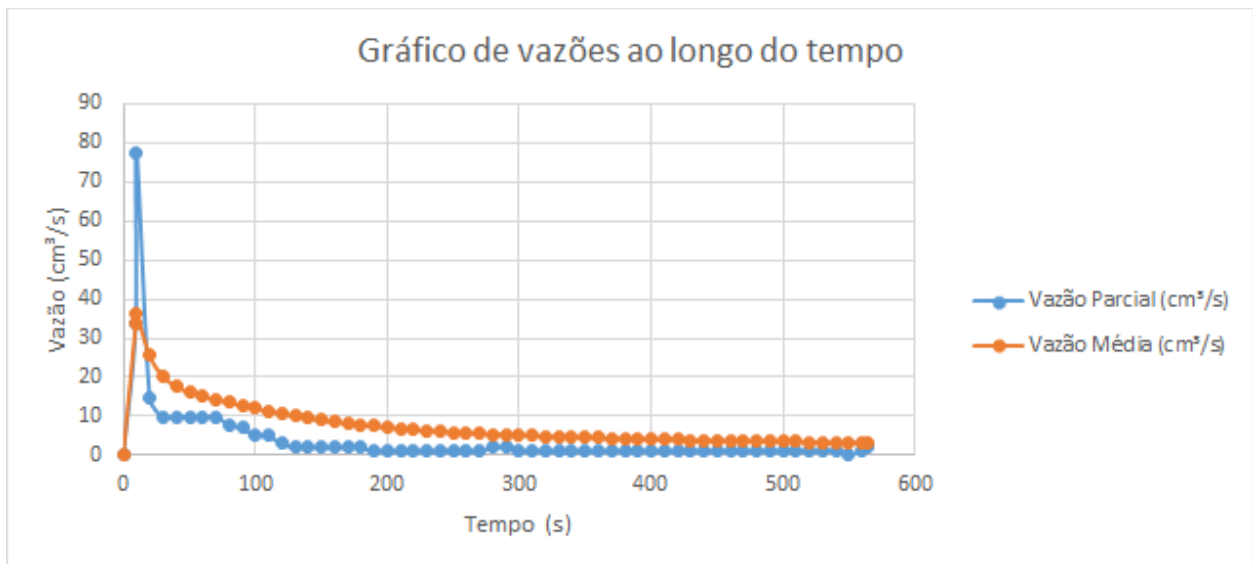


Figura 135 - Vazões ao longo do tempo - Ensaio 3

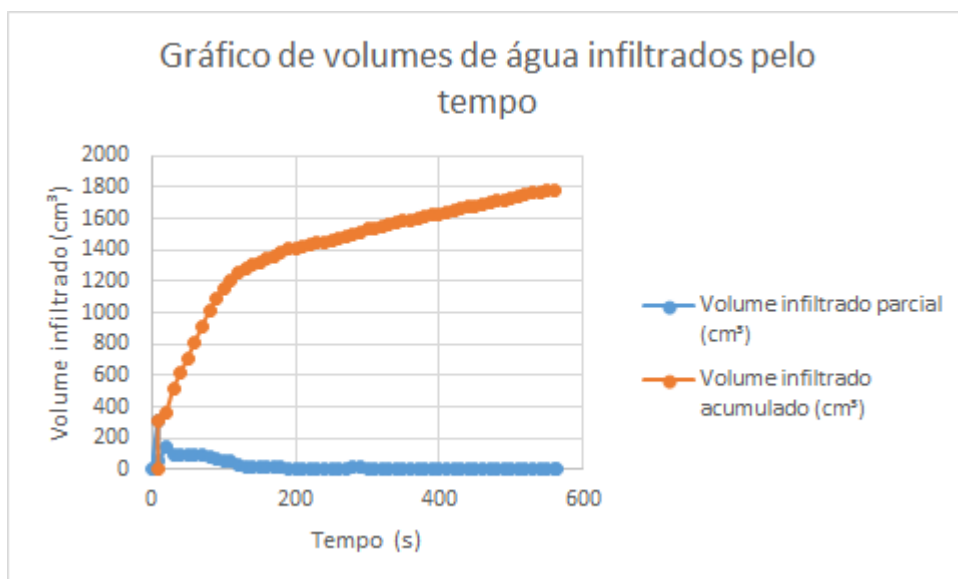


Figura 136 - Volumes de água infiltrados com o tempo - Ensaio 3

4º Ensaio

Tabela 49 - Análises e Tendências - Ensaio 4

4º Ensaio						
Tempo (s)	Cota da lâmina de água (cm)	Altura da lâmina de água (cm)	Volume parcial infiltrado (cm³)	Volume infiltrado acumulado (cm³)	Vazões parciais (cm³/s)	Vazão média (cm³/s)
0	0	16	-	-	-	-
10	0,7	15,3	65,01	65,01	6,50	6,50
20	2,4	13,6	157,88	222,90	7,89	11,14
30	3,1	12,9	65,01	287,91	2,17	9,60
40	3,6	12,4	46,44	334,34	1,16	8,36

50	4,1	11,9	46,44	380,78	0,93	7,62
60	4,4	11,6	27,86	408,64	0,46	6,81
70	4,6	11,4	18,57	427,22	0,27	6,10
80	5	11	37,15	464,37	0,46	5,80
90	5,2	10,8	18,57	482,94	0,21	5,37
100	5,2	10,8	0,00	482,94	0,00	4,83
110	5,4	10,6	18,57	501,51	0,17	4,56
120	5,5	10,5	9,29	510,80	0,08	4,26
130	5,7	10,3	18,57	529,38	0,14	4,07
140	5,8	10,2	9,29	538,66	0,07	3,85
150	5,8	10,2	0,00	538,66	0,00	3,59

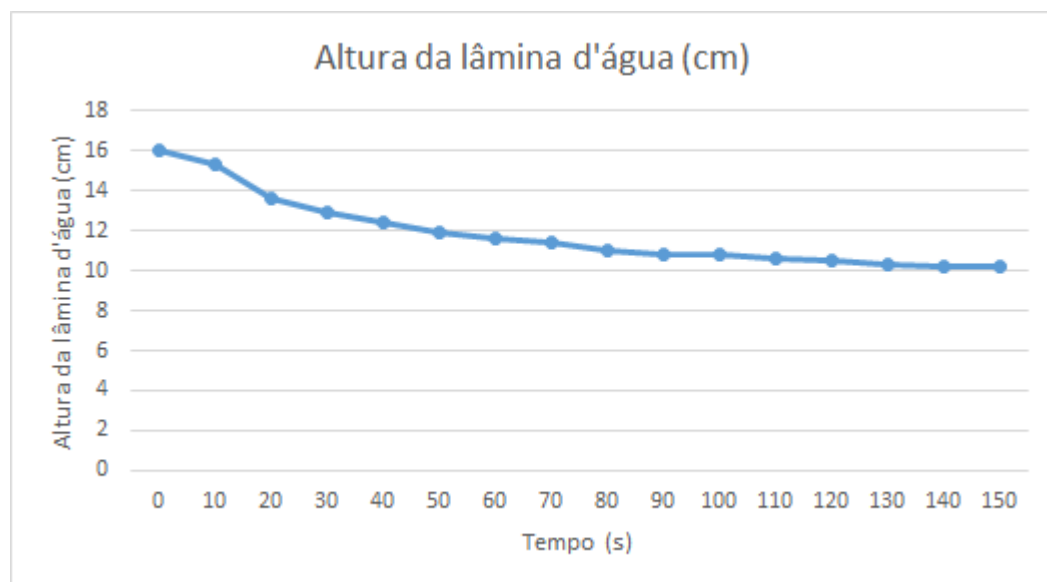


Figura 137 - Altura da lâmina d'água - Ensaio 4

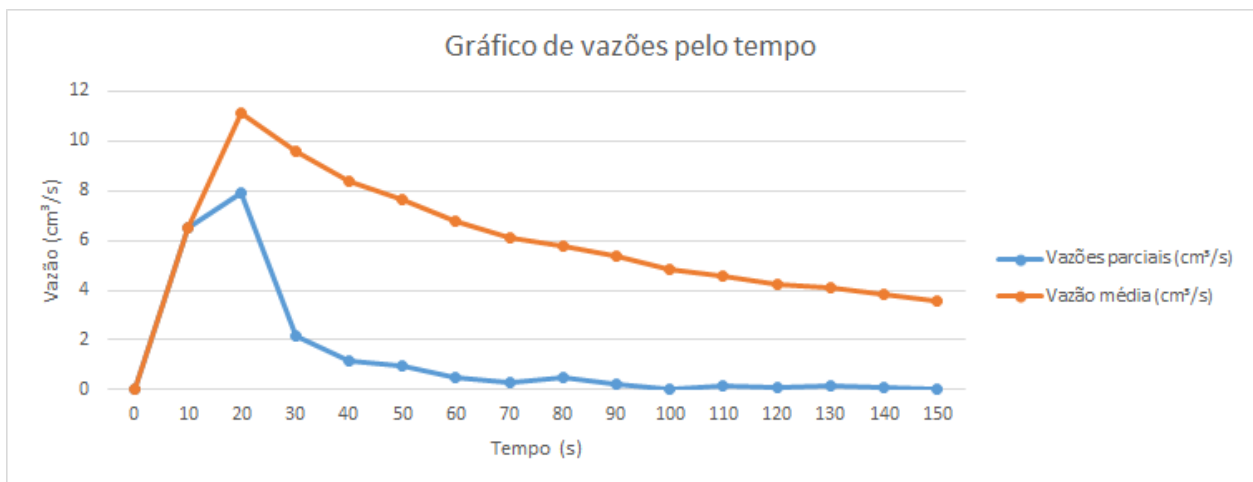


Figura 138 - Vazões pelo Tempo - Ensaio 4

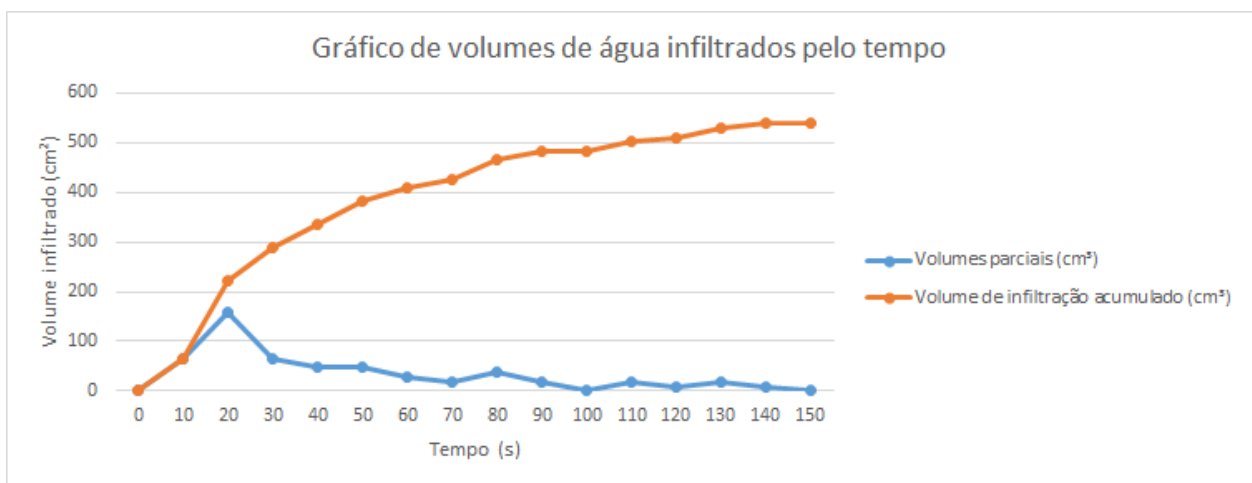


Figura 139 - Volumes de água infiltrados pelo tempo - Ensaio 4

9. Planejamento da Obra

9.1 Detalhamento do Método Construtivo

Reservatório Cilíndrico

Dado o fato de que o solo na região é extremamente compactado somado às características do reservatório, em que os esforços do peso próprio da estrutura serão suportados por pilares e vigas apoiados na própria laje de fundo do dispositivo, a solução dispensa a necessidade de fundação. Sendo assim, não é preciso que toda a escavação seja feita para que se inicie a execução da estrutura. Ao contrário, a sugestão é que ela seja concebida de cima para baixo, começando pela concretagem da viga de bordo em que se apoiará a cobertura.

Inicia-se a escavação de um metro de solo seguida pela concretagem da viga de bordo da estrutura, utilizando-se fôrmas de madeirite e concreto bombeado, que inicialmente se apoiará sobre o próprio terreno. A armadura da viga posteriormente deverá ser amarrada às da viga da cobertura e, por isso, ela deve ser transpassada na fôrma antes da concretagem. Na ilustração da sequência do método construtivo esta fase da construção é representada pela primeira etapa, a armadura é destacada em laranja.

Embora o nível da água na região seja alto, a percolação da água pelo solo argiloso é bastante lenta, o que torna o bombeio da água suficiente para executar a obra no local dispensando a necessidade de rebaixamento do lençol. Em caso de presença arenosa no solo, seria recomendável a escavação de um poço ao lado da execução ou de rebaixamento utilizando ponteiros filtrantes, o que mudaria consideravelmente a execução do método construtivo aqui apresentado.

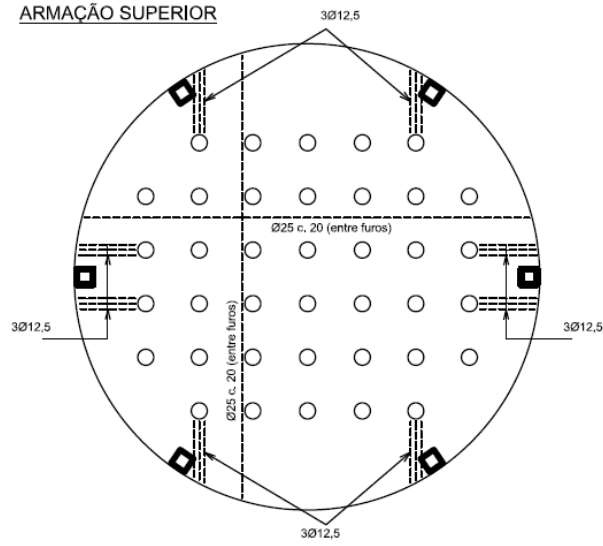
Após a concretagem da viga de bordo, escava-se mais um lance de um 1 metro de profundidade. As armaduras que foram transpassadas pela viga devem ser interligadas às telas de armação da casca do reservatório. Em seguida, realiza-se a concretagem do corpo do dispositivo utilizando concreto projetado via seca, cujas vantagens estão associadas principalmente a não necessidade de fôrmas e aos prazos de execução, que são muito menores comparativamente com o concreto bombeado. O jateamento do concreto deve ser feito em partes: primeiro é projetado 5 centímetros de concreto para o cobrimento, depois colocam-se as telas e mais 10 centímetros de

espessura podem ser concretadas novamente; em seguida, coloca-se mais uma camada de tela e concreta-se os 5 centímetros finais de cobrimento. Para a previsão dos buracos na parede do reservatório podem ser cravados no solo madeirites em formato cilíndrico que servirão como uma espécie de fôrma no momento de concretagem e que deverão ser retirados depois e reaproveitados no próximo lance escavado. Sucessivamente o reservatório toma forma com o concreto projetado à medida que as escavações são feitas e as telas são amarradas umas as outras.

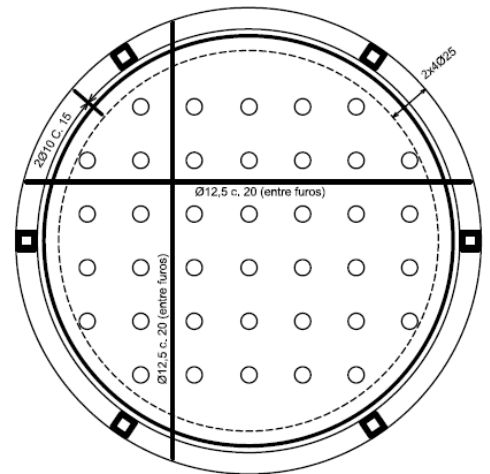
As escavações podem ser feitas com uma escavadeira até próximo à cota de fundo do reservatório. Entretanto, as escavações finais, pela necessidade de uma superfície mais regularizada para apoio da laje de fundo, devem ser feitas manualmente.

Sobre a superfície regularizada, após a escavação manual no fundo do terreno, lança-se um concreto magro, constituído de pouco cimento, pouca água e predominantemente de agregados, com objetivo de preparar o terreno para a laje de fundo deixando-o ainda mais regular e preencher o espaço entre a laje e o solo com um material permeável. Na sequência, são colocadas as fôrmas e armaduras e lançado concreto para a laje de fundo. Nela, deverão ser deixadas as armaduras necessárias transpassadas para a amarração com os pilares. A seguir, a imagem mostra o detalhamento das armaduras negativas e positivas da laje de fundo, de acordo com os cálculos feitos no dimensionamento.

ARMAÇÃO SUPERIOR



ARMAÇÃO INFERIOR



Detalhamento das armaduras Da laje de fundo

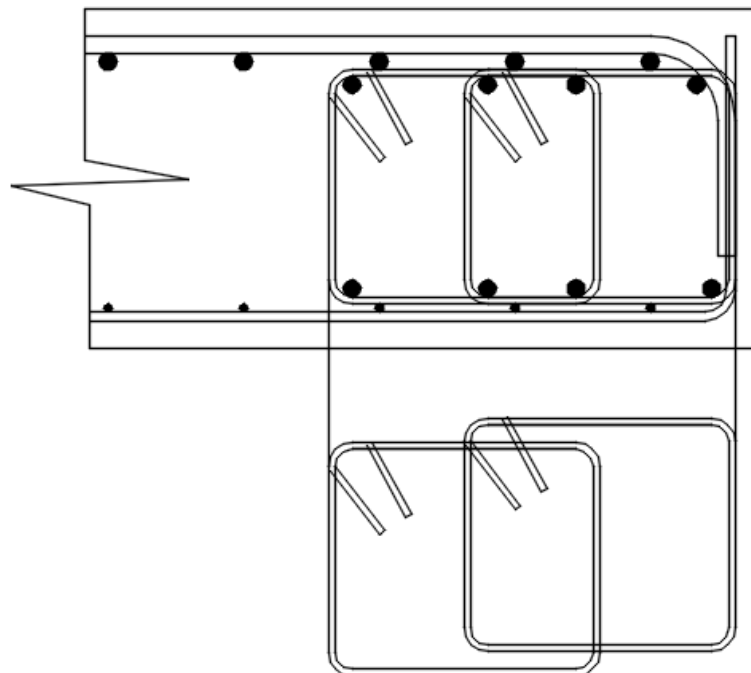
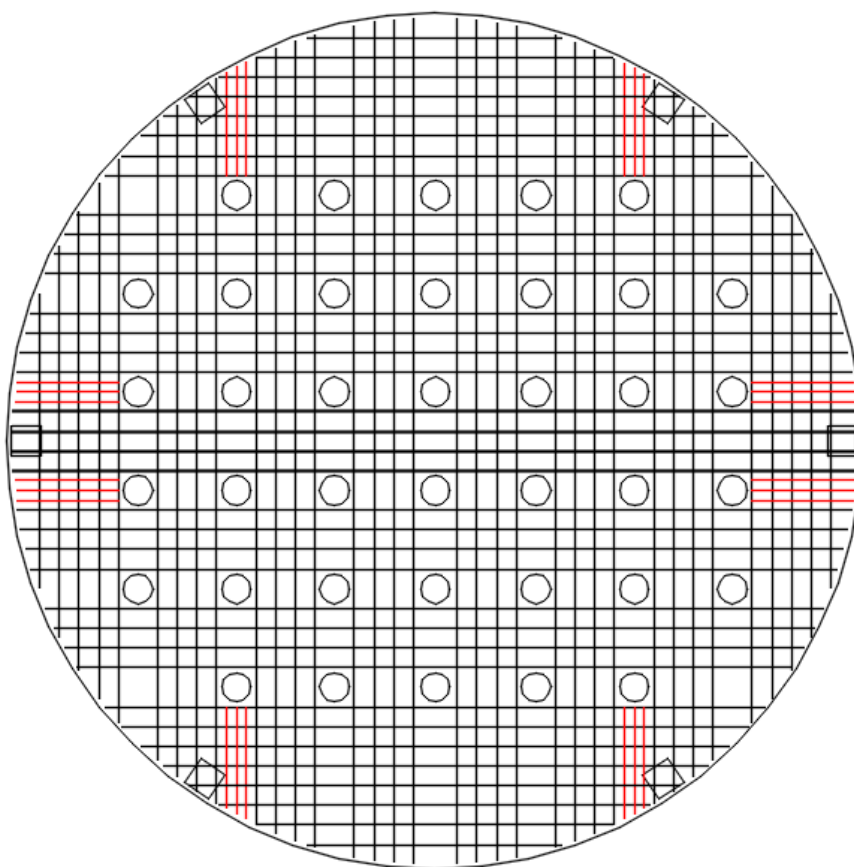


Figura 140 Detalhe da borda da laje de fundo



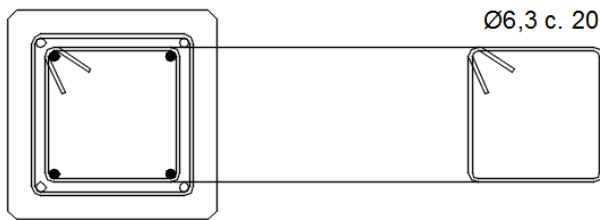
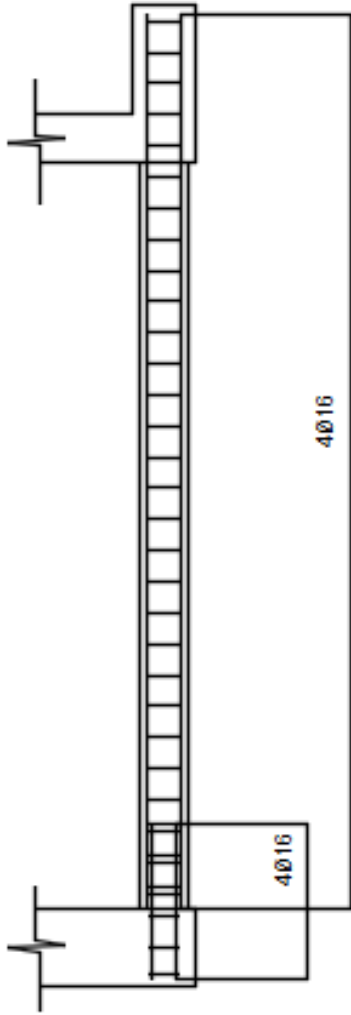
Representação da disposição das armaduras na laje de fundo

Assim que a laje for desformada, a manta geotêxtil deverá ser fixada ao dispositivo de forma a impedir que impurezas trazidas para dentro do reservatório pelas águas das chuvas penetrem no solo e, principalmente, que partículas argilosas do subsolo adentrem o reservatório diminuindo o volume útil do mesmo.

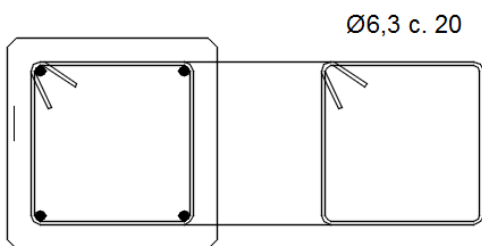
Por último, são concretados os pilares, a viga e a laje de cobertura. As armaduras dos pilares são amarradas às da laje de fundo e o concreto pode ser lançado nas fôrmas, assim como as armaduras da viga conectam-se às dos pilares e assim sucessivamente. Estando as três partes com o concreto suficientemente curado e desformadas, a superfície recebe uma camada de reaterro compactado com o intuito de aproximar a superfície do solo a como era antes de receber a estrutura.

Detalhe do pilar

PILARES



Seção do pilar no transpasse da armadura com a laje de fundo

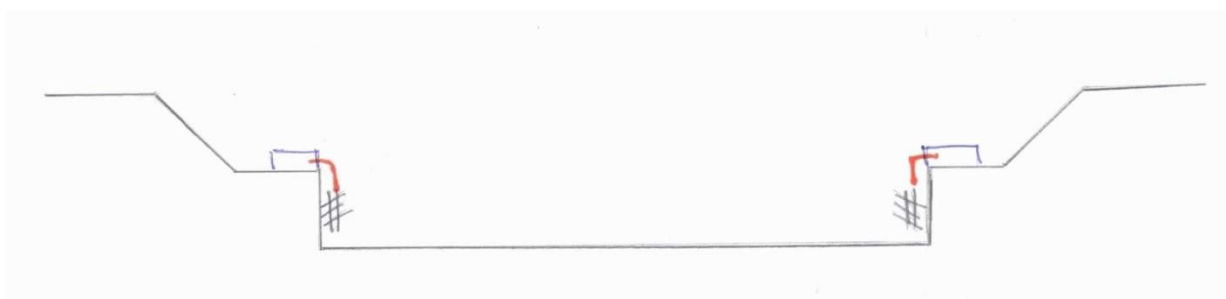


Seção do pilar do meio do vão

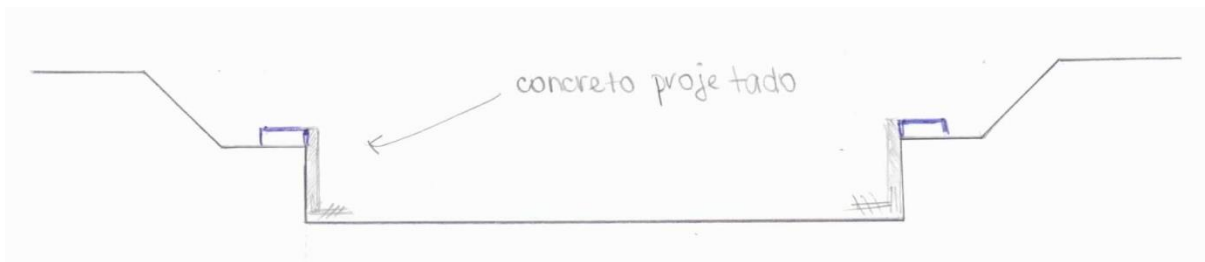
Representação da sequência do método construtivo:



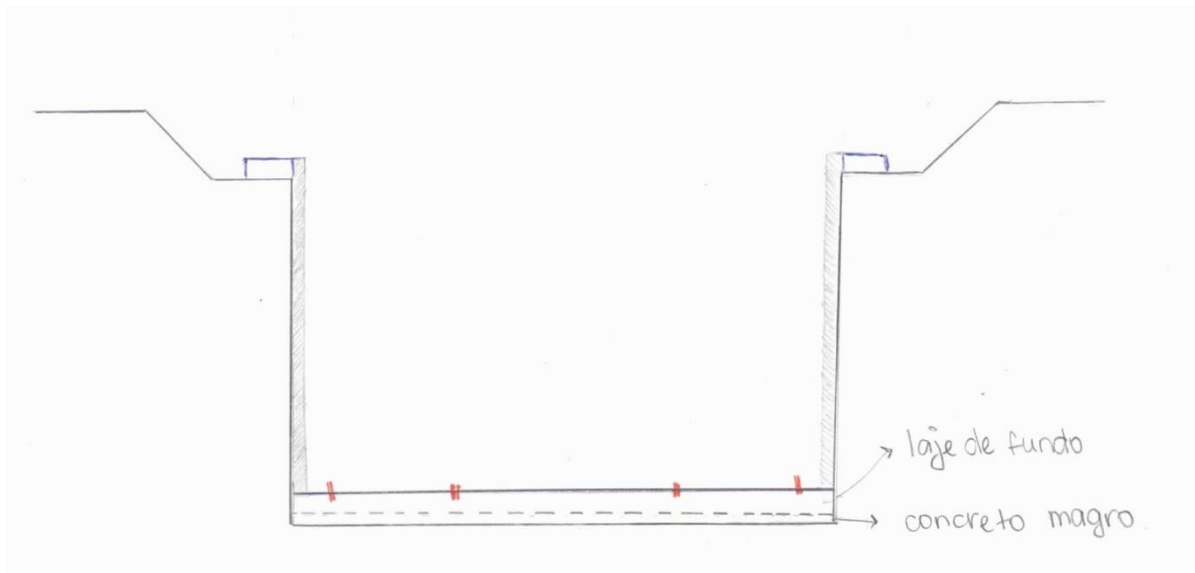
1ª ETAPA: Execução das vigas superiores com traspasse das armaduras



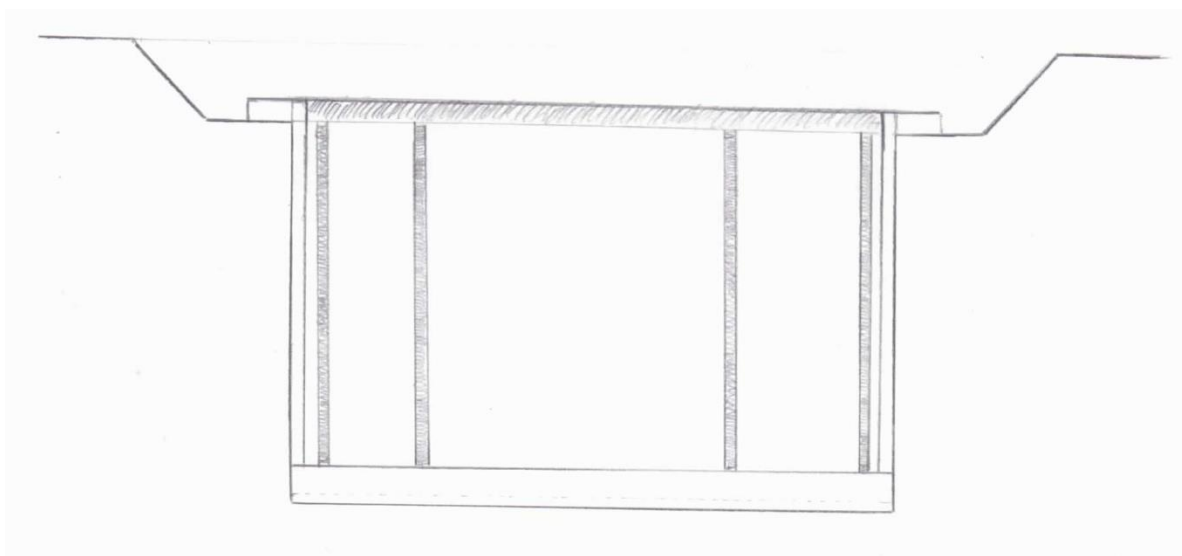
2ª ETAPA: Escavação de mais um metro e ligação da armadura transpassada com as telas



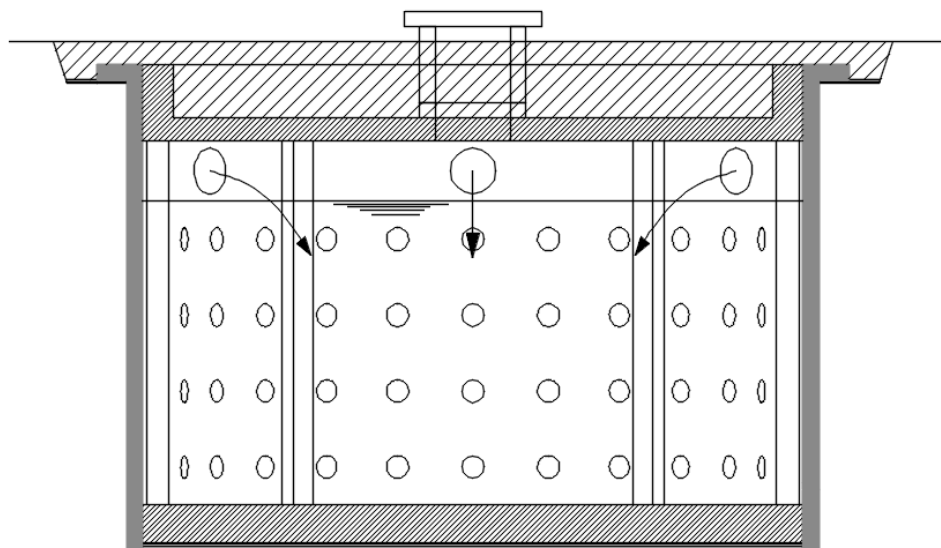
3ª ETAPA: Execução do concreto projetado



4ª ETAPA: Execução da laje de fundo



5ª ETAPA: Execução dos pilares, viga e laje superiores



Corte - Disposição final do reservatório

Reservatório Cônico

Para o reservatório cônico, o método construtivo se assemelha ao cilíndrico no sentido de que o reservatório toma forma com concreto projetado à medida que as escavações acontecem, também por partes. Contudo, nesse caso não é necessária a concepção de pilares para suportar a cobertura da estrutura, que se apoiará exclusivamente sobre a viga de bordo.

Outra diferença consiste no fato de que o cone dispensa a laje de fundo. Em sua ponta, na verdade, não haverá material algum, de modo que a água também pode escoar pela parte inferior do reservatório.

9.2 Orçamento

Os custos apresentados a seguir foram feitos com base em um estudo preliminar de um orçamento exclusivo para a execução da estrutura cilíndrica, que não levou em consideração um cronograma prévio, mas apenas os custos unitários para a realização de cada atividade. Estes, por sua vez, levam em conta os equipamentos necessários para a realização da tarefa, os materiais essenciais e a mão de obra envolvida.

A tabela a seguir indica os custos unitários das atividades:

<i>Custos unitários</i>	
Estrutura	
Escavação	R\$ 40,00 /m ³
Escavação manual	R\$ 55,00 /m ³
Fôrma	R\$ 30,00 /m ²
Concreto Projetado	R\$ 700,00 /m ³
Concreto Bombeado	R\$ 550,00 /m ³
Reaterro	R\$ 60,00 /m ³
Aço	R\$ 3,00 /kg
Telas de aço	R\$ 7,00 /m ²
Geotêxtil	R\$ 18,00 /m ²

Os unitários do concreto bombeado incluem a mão de obra necessária para o lançamento do concreto, formatação das armaduras e constituição das fôrmas, assim como no unitário do concreto projetado está contabilizada a mão de obra para operação da bomba de projeção. Para o reaterro, considera-se o custo também para a compactação e para o aço, o corte e a dobra.

Considerando as dimensões do reservatório, chega-se aos seguintes custos para as atividades em questão:

<i>Custo</i>	
Estrutura	
Escavação	R\$ 8.322,55
Escavação manual	R\$ 1.634,79
Fôrma	R\$ 6.178,10
Concreto Projetado	R\$ 15.657,70
Concreto Bombeado	R\$ 30.969,57
Reaterro	R\$ 3.015,93
Aço	R\$ 13.383,60
Telas de aço	R\$ 1.600,96
Geotêxtil	R\$ 2.058,37

Total

R\$ 82.821,56

Dessa forma, estima-se que toda a obra, considerando mobilização, desmobilização e custo da execução dos acessórios (que não foram considerados no cálculo acima), não ultrapassem os R\$ 150.000,00.

Em 2011, a revista PINI fez um orçamento para a implantação de um piscinão para uma bacia com área de drenagem inferior a 1 km², com 24 mil metros cúbicos de capacidade de armazenamento. O custo final ao qual a revista chegou para o estado de São Paulo foi de R\$ 1.884.971,58. A figura a seguir mostra as atividades e custos que a revista levou em consideração no cálculo.

DESCRIÇÃO	UN	QUANTIDADE	PREÇO TOTAL SP (R\$)
Estaca metálica perfil W	m ²	450,00	290.194,41
Pavimentação em concreto ao redor do reservatório, formando quadrados rápidos de 1,20 x 1,20 m	m ²	850,00	40.870,85
Colocação de chumbador de 1"	um	2.000,00	115.328,00
Concreto rolado de 20 MPa – CCR	m ³	700,00	176.675,17
Escavação mecânica do reservatórios	m ³	26.000,00	322.406,66
Limpeza mecanizada de terreno	m ³	8.500,00	2.786,15
Lastro de areia	m ³	500,00	68.132,50
Rachão agulhado	m ³	1.200,00	103.069,20
Gabião tipo colchão reno com H = 0,17 m	m ²	3.750,00	294.914,33
Lastro de concreto magro	m ³	30,00	7.461,23
Troca de solo mole por aterro compactado	m ³	12.000,00	85.808,30
Dreno horizontal profundo (DHP) PVC, diâmetro = 150 mm, envoltio sem brita e geotêxtil	m	450,00	19.963,57
Manta geotêxtil não tecido	m ²	3.500,00	58.854,60
Fôrma de madeira compensada resinada de 12 mm para estrutura	m ²	800,00	56.972,52
Revestimento de concreto 20 MPa, inclusive colocação, espalhamento e acabamento	m ²	130,00	40.419,79
Concreto das estruturas de entrada e saída (25 MPa), inclusive colocação, espalhamento e acabamento	m ³	95,00	31.623,31
Lastro de brita	m ³	550,00	47.432,00
Grama batatais em placas	m ²	2.000,00	12.410,48
Armação de aço CA-50 (fornecimento, corte, dobra e colocação)	kg	21.200,00	109.648,52
Total			1.884.971,58

Para efeito de comparação, o cálculo da revista Pini é apropriado para o caso visto que levou em consideração basicamente materiais e atividades necessárias exclusivamente para a execução do piscinão. Naturalmente, o custo para a execução do piscinão é significativamente maior que para construir o reservatório proposto, afinal o volume que o piscinão retém é muito maior. Entretanto, do ponto de vista

funcional e de custo benefício essa comparação se torna um pouco mais complicada devido aos custos de operação e manutenção. Apesar do piscinão reter volumes muito maiores, seus custos de manutenção e operação são muito superiores quando comparados com o dispositivo em questão.

Além da diferenciação no custo, as outras vantagens da solução não convencional aqui proposta envolvem a redução no tempo de execução, ocupação de menores terrenos e infiltração da água retida no solo.

10. Síntese do Problema e Análise dos Resultados Finais

Nesse trabalho a proposta foi resolver o problema de inundação em Moema, mais especificamente nas regiões que abrangem a Av. Ibijaú, Al. Arapanés, Al. Jauaperi e Rua Gaivota do bairro. Esse problema afeta os moradores da região – no passado, a altura crítica da lâmina d'água já chegou a 1,5 metros, causando transtornos como carros arrastados e perigo aos moradores. Suas principais causas envolvem a ineficiência do sistema de drenagem frente ao volume de água gerado pelas chuvas, principalmente aquelas conhecidas como chuvas críticas.

O sistema de drenagem foi bem analisado pelo grupo – tanto a influência da macro (galeria, córrego) como da microdrenagem (bocas de lobo, bueiros) e junto a essas informações, foi estudada também a parte hidrológica do problema. Na hidrologia, a Chuva de Projeto utilizada foi estimada para um Período de Retorno de 10 anos, e uma duração de 2,5 horas. Também procurou-se estudar as propriedades prováveis do solo da região, quanto à resistência, deformabilidade e permeabilidade.

Para resolver o problema foi proposta a construção de 3 reservatórios, com capacidade de 200 m³ cada, localizados em estacionamentos, pequenas praças ou postos de gasolina (um estacionamento que existe entre a Ibijaú e a Arapanés e outro estacionamento entre a Rouxinol e a Arapanés, por exemplo). Os reservatórios são providos de furos para esvaziamento no menor tempo possível e revestidos com manta geotêxtil para filtrar impurezas do solo como substâncias químicas ou cargas poluidoras elevadas. A forma do reservatório poderia ser cônica ou cilíndrica e seu volume foi definido com base na análise inicial de chuvas da região. Com base em estudos teóricos e experimentais pode-se afirmar que cada reservatório poderia estar saturado, para a chuva de projeto, num intervalo de tempo de 8090 segundos, contabilizando o tempo desde o começo da chuva. Além disso, o esvaziamento poderia se dar em um intervalo de tempo de 1000 s para um reservatório cilíndrico, considerando as propriedades tais para o solo da região e considerando a vazão dos furos e a vazão de saída para a rede de drenagem a partir de uma tubulação ligada ao reservatório.

Foram ainda estudados métodos construtivos para a construção de ambos reservatórios. Foi feita a análise dos esforços nas paredes e lajes do reservatório cilíndrico, considerando carregamentos simétricos e não simétricos, bem como as fases do método construtivo. Para o reservatório cilíndrico, verificou-se que as paredes poderiam ter espessura de 20 cm, em concreto projetado. A laje de fundo com espessura de 50 cm, estaria adequada às cargas consideradas e ao tipo de solo da região. Por sua vez, a laje de cobertura poderia ser feita com 30 cm e sob uma camada de 100 cm de aterro, separando o reservatório da superfície.

Portanto, com a solução proposta, pode-se afirmar que os problemas de enchentes poderiam ser bastante amenizados. Uma lâmina d'água hoje de 70 cm considerada para a chuva de projeto, por exemplo, teria sua altura reduzida a partir dos volumes que vão para os reservatórios (600 metros cúbicos para os três, e isso apenas no local estudado). As obras propostas poderiam ser executadas com menos transtorno do que uma intervenção no sistema de drenagem pois elas necessitariam de uma área menor para ocorrer e também de menos tempo. Além disso, os custos também seriam menores, como foi demonstrado no orçamento, mostrando que essa solução seria de reprodução acessível em diversos outros pontos com os mesmos problemas. Dessa forma, pode-se dizer que, com o presente trabalho, contribuiu-se para aprofundar discussões sobre como resolver problemas de inundações em centros urbanos, que causam muitos danos e situações perigosas a população e que são comuns a virtualmente todas as cidades do Brasil. Espera-se que, com as conclusões aqui apresentadas, soluções desse tipo possam ser utilizadas em situações de drenagem urbana.

11. Referências

NAKAZONE, L M – **Implantação de reservatórios de detenção em conjuntos habitacionais: A experiência da CDHU**. 287 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005

TUCCI, Carlos E. M. **Inundações e drenagem urbana**.

FILHO, Kamel Zahed et al. **Coleção águas urbanas**. São Paulo, 2012. Fascículo 3: Inundações Urbanas.

UNITED NATIONS. **World urbanization prospects the 2011 revision**. Nova Iorque, 2012. Disponível em http://www.un.org/en/development/desa/population/publications/pdf/urbanization/WUP2011_Report.pdf. Acesso em: 15 Nov. 2015.

UNITED STATES DEPARTMENT OF AGRICULTURE. **Federal stream corridor restoration handbook**. Estados Unidos, 2010. Disponível em <http://www.nrcs.usda.gov/wps/portal/nrcs/detailfull/national/water/quality/?&cid=stelprdb1043448>. Acesso em: 15 Nov. 2015

BERTOLDI, Luis Bianchi — **Relatório sobre as observações efetuadas com o movimento das águas no vale dos rios Tamandateí e Tietê durante a inundação de 1887**. (manuscrito) (Museu do Instituto Geológico).

TUCCI, Carlos E. M. **Inundações Urbanas**. 1. Brasil: ABRH, 2007. 389. 858868621X.

HADDAD, Eduardo A.; TEIXEIRA, Eliane. **Economic impacts of natural disasters in megacities: The case of floods in São Paulo, Brazil**. Habitat International, <http://dx.doi.org/10.1016/j.habitatint.2014.06.023>, article in press.

TUCCI, C.E.M., **1995 Enchentes urbanas** in: Drenagem Urbana, cap. 1 Editora da Universidade, ABRH

PREFEITURA DE SÃO PAULO – Desenvolvimento Urbano; FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA. **Manual de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais: Aspectos Tecnológicos: Diretrizes Para Projetos. Volume III.** São Paulo, 2012.

TUCCI, C.E.M. 2003. Águas urbanas. In: TUCCI, C.E.M.; BERTONI, J.C. (Org.) **Inundações urbanas na América do Sul.** Porto Alegre: Associação Brasileira de Recursos Hídricos.

CANHOLI, Aluísio Pardo. et. al. O Plano Diretor de Macrodrenagem da Bacia do Alto Tietê. **Revista Água e Energia**, São Paulo, Abril, 1999.

Villela, S. M. & Mattos, A. 1975, **Hidrologia Aplicada.** Editora Mc Graw Hill, São Paulo, 245 p.

WANIELISTA, Martin P. **Hydrology and water quantity control.** Universidade de Michigan. Wiley, 1990. 565. 0471624047.

PORTO, R. M. Análise de desempenho das bacias de retenção. In: BRAGA, B; TUCCI, C.; TOZZI, M. **Drenagem Urbana: Gerenciamento, Simulação e Controle.** Porto Alegre: editora UFRGS/ABRH, 1998. p. 177-187.

TUCCI, C. E. M.; MARQUES, D. M. L. da M. **Avaliação e controle da drenagem urbana.** Porto Alegre: Ed. UFRGS, 2001. 2 v.

YASSUDA, Carmo ; HORI, Kenzo ; ROCHA, Hugo Cássio . Água do Subsolo. In: ABMS; ABGE; ABEF. (Org.). **Solos da cidade de São Paulo.** São Paulo: , 1992, v. 1, p. -.

AB`SÁBER, A.N. **Geomorfologia do Sítio Urbano de São Paulo**. Boletim do Instituto de Geografia (USP). Tese de Doutorado (FFLCH-USP), 1957.

Anais da Mesa Redonda Solos da Cidade de São Paulo, São Paulo, maio de 1992, ABMS-NRSP/ABEF.

VARGAS, Milton. **A Mecânica dos Solos na Técnica de Fundações**. Escola Politécnica USP, Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo, 1951.

COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO – CMSP. 1994. **Memorial Justificativo dos Parâmetros geotécnicos do Projeto Básico da Linha 4 – Amarela**. RT-4.10.00.00/4C3-002, elaborado por Promon Engenharia. São Paulo.

Chuva Mensal na região de Congonhas – prefixo E3-052. <Disponível em: http://www.daee.sp.gov.br/index.php?option=com_content&view=article&id=744:hidrometeorologia-&catid=43:hidrometeorologia>. Acesso em: 01 de dezembro, 2015.

Mapa Hipsométrico do município de São Paulo. Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano – SMDU; Departamento de Produção e Análise de Informação – DEINFO. <Disponível em: http://www.prefeitura.sp.gov.br/cidade/secretarias/desenvolvimento_urbano/dados_estatisticos/> 2008. Acesso em: 01 de dezembro, 2015.

PINTO, Carlos de Sousa, 2006, **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas**. Editora Oficina de Textos, São Paulo, 367 p.

CHIOSSI, Nivaldo, 2013, **Geologia de Engenharia**. Editora Oficina de Textos, São Paulo, 424 p.

MASSAD, Faïçal, 2005, **Escavações a céu aberto em solos tropicais - Região Centro-Sul do Brasil**. Editora Oficina de Textos, São Paulo, 96 p.

CANHOLI, Aluísio Pardo, 2005, **Drenagem urbana e controle de enchentes**. Editora Oficina de Textos, São Paulo, 302 p.

MASSAD, Faïçal, 2010, **Obras de terra: curso básico de geotecnia**. Editora Oficina de Textos, São Paulo, 216 p.

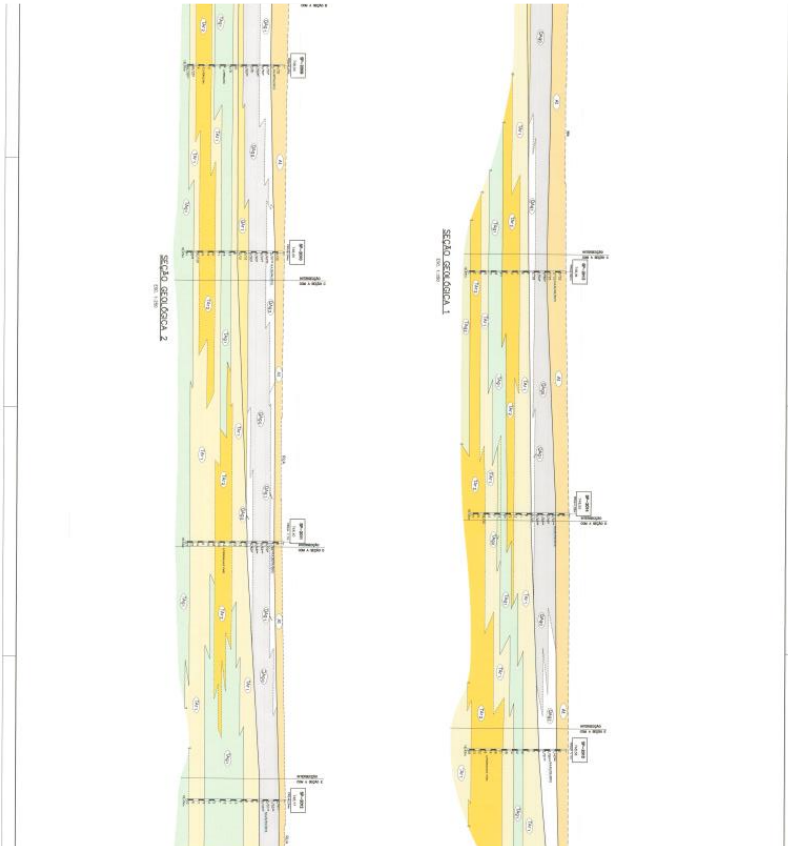
TSCHEBOTARIOFF, Gregory Porphyriewitch, 1899, **Fundações, estruturas de arrimo e obras de Terra: a arte de projetar e construir e suas bases científicas na mecânica dos solos**. Editora McGraw-Hill do Brasil, LTDA, São Paulo, 513 p.

Stability Modeling with Slope/W. <Disponível em: <http://downloads.geo-slope.com/geostudioresources/8/0/9/books/slope%20modeling.pdf?v=8.0.10.6504>> 2012.
Acesso em: 01 de junho, 2016

Seepage Modeling with Seep/W. <Disponível em: <http://downloads.geo-slope.com/geostudioresources/8/0/6/books/seep%20modeling.pdf?v=8.0.7.6129>> 2012.
Acesso em: 10 de junho, 2016.

ANEXO I

(Sondagem do Local)



ANEXO II

Tabela do reservatório atuando com sua capacidade máxima, sem redução de volume no seu interior.

Q (m³/s)	Área Reserv	T (s)	Enchi mento	Soma Ench	Tempo decorrente (s)	Saida Furos Laterais	Saida Furos Fundo	Altura (m)- saida drenagem	Altura (m) resultante
-------------	----------------	-------	----------------	--------------	----------------------------	-------------------------	-------------------------	----------------------------------	--------------------------

0,167	50,3	10	0,1330	4,124	8100	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,167	50,3	10	0,1330	4,257	8110	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,167	50,3	10	0,1330	4,390	8120	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,167	50,3	10	0,1330	4,523	8130	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,167	50,3	10	0,1330	4,656	8140	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,167	50,3	10	0,1330	4,789	8150	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,167	50,3	10	0,1330	4,922	8160	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,167	50,3	10	0,1330	5,055	8170	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,167	50,3	10	0,1330	5,188	8180	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,167	50,3	10	0,1330	5,321	8190	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,167	50,3	10	0,1330	5,454	8200	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,167	50,3	10	0,1330	5,587	8210	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,167	50,3	10	0,1330	5,720	8220	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,167	50,3	10	0,1330	5,853	8230	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,167	50,3	10	0,1330	5,986	8240	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,167	50,3	10	0,1330	6,119	8250	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,167	50,3	10	0,1330	6,252	8260	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,167	50,3	10	0,1330	6,385	8270	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,167	50,3	10	0,1330	6,518	8280	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,167	50,3	10	0,1330	6,651	8290	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,167	50,3	10	0,1330	6,784	8300	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,167	50,3	10	0,1330	6,917	8310	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,167	50,3	10	0,1330	7,050	8320	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,167	50,3	10	0,1330	7,183	8330	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,167	50,3	10	0,1330	7,316	8340	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,167	50,3	10	0,1330	7,449	8350	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,167	50,3	10	0,1330	7,582	8360	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,167	50,3	10	0,1330	7,715	8370	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,167	50,3	10	0,1330	7,848	8380	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,167	50,3	10	0,1330	7,981	8390	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	8,142	8400	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	8,302	8410	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	8,463	8420	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	8,623	8430	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	8,784	8440	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	8,944	8450	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	9,105	8460	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	9,266	8470	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	9,426	8480	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	9,587	8490	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	9,747	8500	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905

0,202	50,3	10	0,1606	9,908	8510	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	10,068	8520	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	10,229	8530	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	10,390	8540	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	10,550	8550	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	10,711	8560	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	10,871	8570	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	11,032	8580	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	11,192	8590	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	11,353	8600	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	11,513	8610	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	11,674	8620	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	11,835	8630	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	11,995	8640	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	12,156	8650	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	12,316	8660	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	12,477	8670	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	12,637	8680	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	12,798	8690	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	12,959	8700	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	13,119	8710	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	13,280	8720	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	13,440	8730	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	13,601	8740	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	13,761	8750	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	13,922	8760	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	14,082	8770	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	14,243	8780	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	14,404	8790	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	14,564	8800	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	14,725	8810	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	14,885	8820	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	15,046	8830	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	15,206	8840	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	15,367	8850	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	15,528	8860	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	15,688	8870	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	15,849	8880	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	16,009	8890	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	16,170	8900	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	16,330	8910	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905

0,202	50,3	10	0,1606	16,491	8920	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	16,652	8930	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	16,812	8940	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	16,973	8950	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	17,133	8960	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	17,294	8970	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	17,454	8980	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,202	50,3	10	0,1606	17,615	8990	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	17,775	9000	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	17,935	9010	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	18,095	9020	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	18,255	9030	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	18,415	9040	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	18,575	9050	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	18,735	9060	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	18,895	9070	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	19,055	9080	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	19,215	9090	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	19,375	9100	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	19,535	9110	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	19,695	9120	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	19,855	9130	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	20,015	9140	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	20,175	9150	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	20,335	9160	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	20,495	9170	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	20,655	9180	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	20,815	9190	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	20,975	9200	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	21,135	9210	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	21,295	9220	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	21,455	9230	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	21,615	9240	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	21,775	9250	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	21,935	9260	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	22,095	9270	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	22,254	9280	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	22,414	9290	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	22,574	9300	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	22,734	9310	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	22,894	9320	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905

0,201	50,3	10	0,1600	23,054	9330	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	23,214	9340	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	23,374	9350	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	23,534	9360	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	23,694	9370	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	23,854	9380	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	24,014	9390	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	24,174	9400	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	24,334	9410	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	24,494	9420	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	24,654	9430	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	24,814	9440	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	24,974	9450	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	25,134	9460	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	25,294	9470	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	25,454	9480	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	25,614	9490	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	25,774	9500	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	25,934	9510	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	26,094	9520	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	26,254	9530	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	26,414	9540	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	26,574	9550	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	26,734	9560	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	26,894	9570	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	27,054	9580	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,201	50,3	10	0,1600	27,214	9590	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	27,359	9600	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	27,504	9610	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	27,649	9620	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	27,793	9630	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	27,938	9640	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	28,083	9650	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	28,228	9660	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	28,373	9670	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	28,518	9680	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	28,662	9690	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	28,807	9700	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	28,952	9710	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	29,097	9720	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	29,242	9730	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905

0,182	50,3	10	0,1448	29,387	9740	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	29,532	9750	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	29,676	9760	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	29,821	9770	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	29,966	9780	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	30,111	9790	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	30,256	9800	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	30,401	9810	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	30,545	9820	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	30,690	9830	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	30,835	9840	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	30,980	9850	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	31,125	9860	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	31,270	9870	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	31,415	9880	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	31,559	9890	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	31,704	9900	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	31,849	9910	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	31,994	9920	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	32,139	9930	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	32,284	9940	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	32,428	9950	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	32,573	9960	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	32,718	9970	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	32,863	9980	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	33,008	9990	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	33,153	10000	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	33,297	10010	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	33,442	10020	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	33,587	10030	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	33,732	10040	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	33,877	10050	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	34,022	10060	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	34,167	10070	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	34,311	10080	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	34,456	10090	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	34,601	10100	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	34,746	10110	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	34,891	10120	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	35,036	10130	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	35,180	10140	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905

0,182	50,3	10	0,1448	35,325	10150	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	35,470	10160	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	35,615	10170	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	35,760	10180	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	35,905	10190	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905
0,182	50,3	10	0,1448	36,050	10200	1,579E-06	6,52E-07	0,095	3,9905

ANEXO III

Resultados adicionais obtidos em relação ao comportamento do solo e seus efeitos sobre a estrutura (Plaxis):

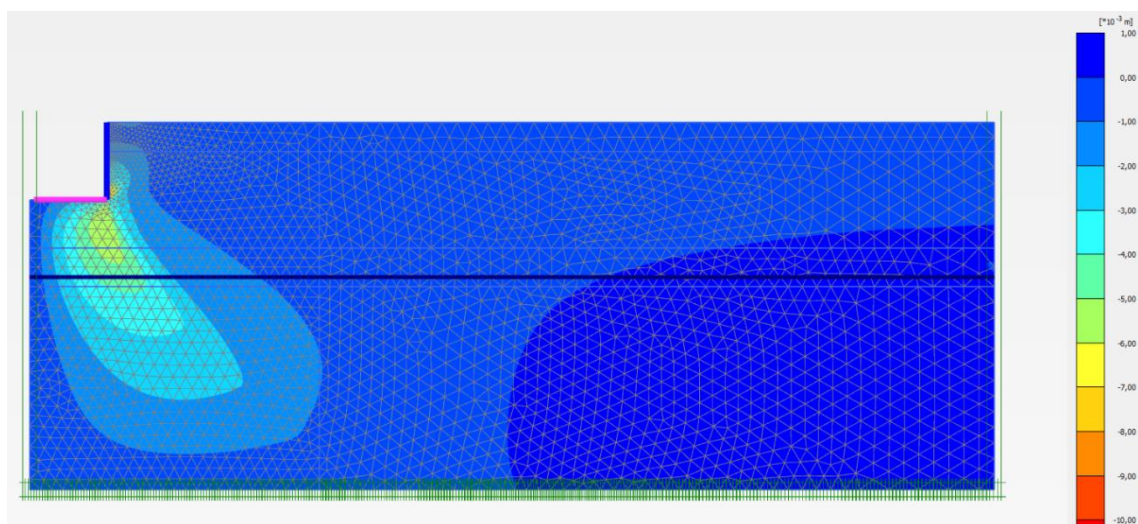


Figura 141 - Deslocamentos do maciço totais em x.

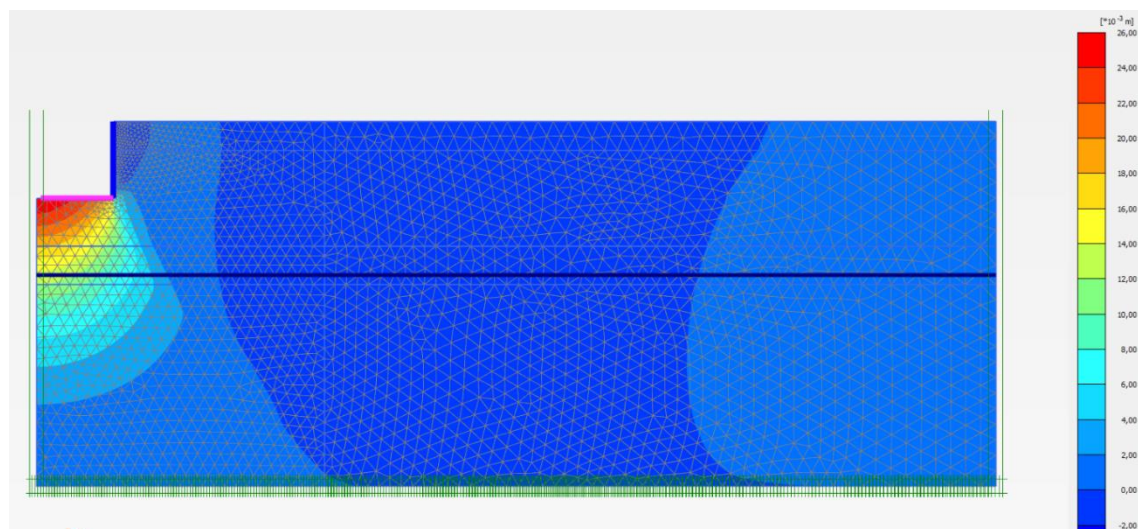


Figura 142 - Deslocamentos do maciço totais em y.

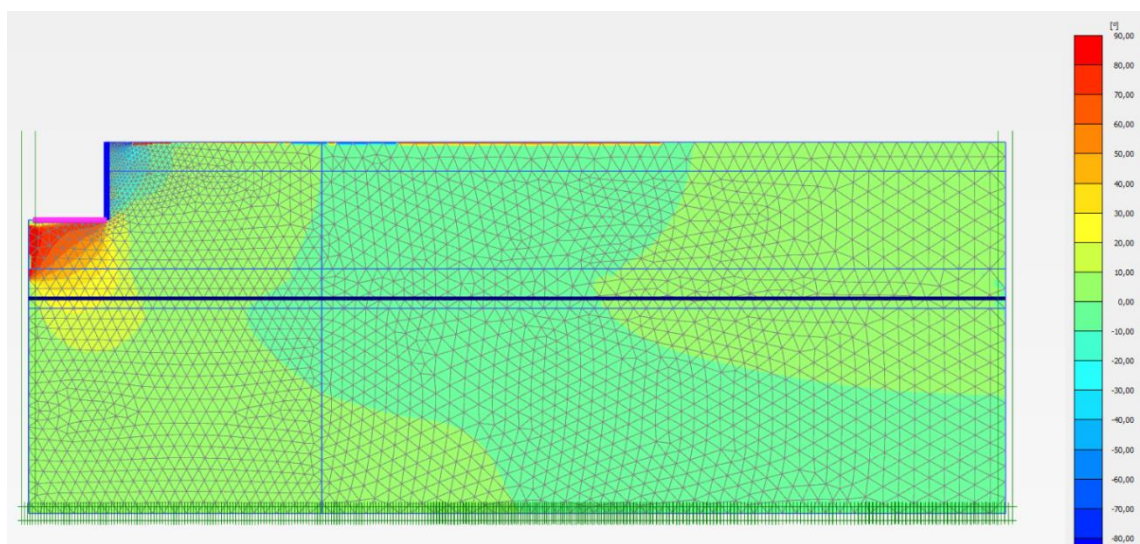


Figura 143 - Direções das tensões principais do maciço.

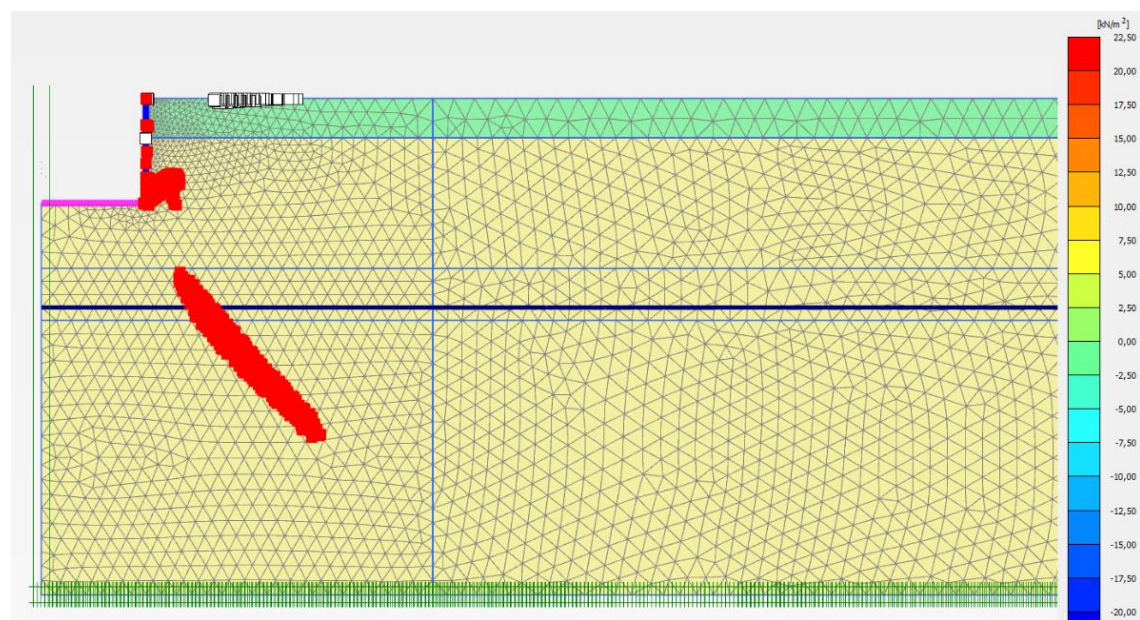


Figura 144 - Pontos de plastificação do maciço na última fase.

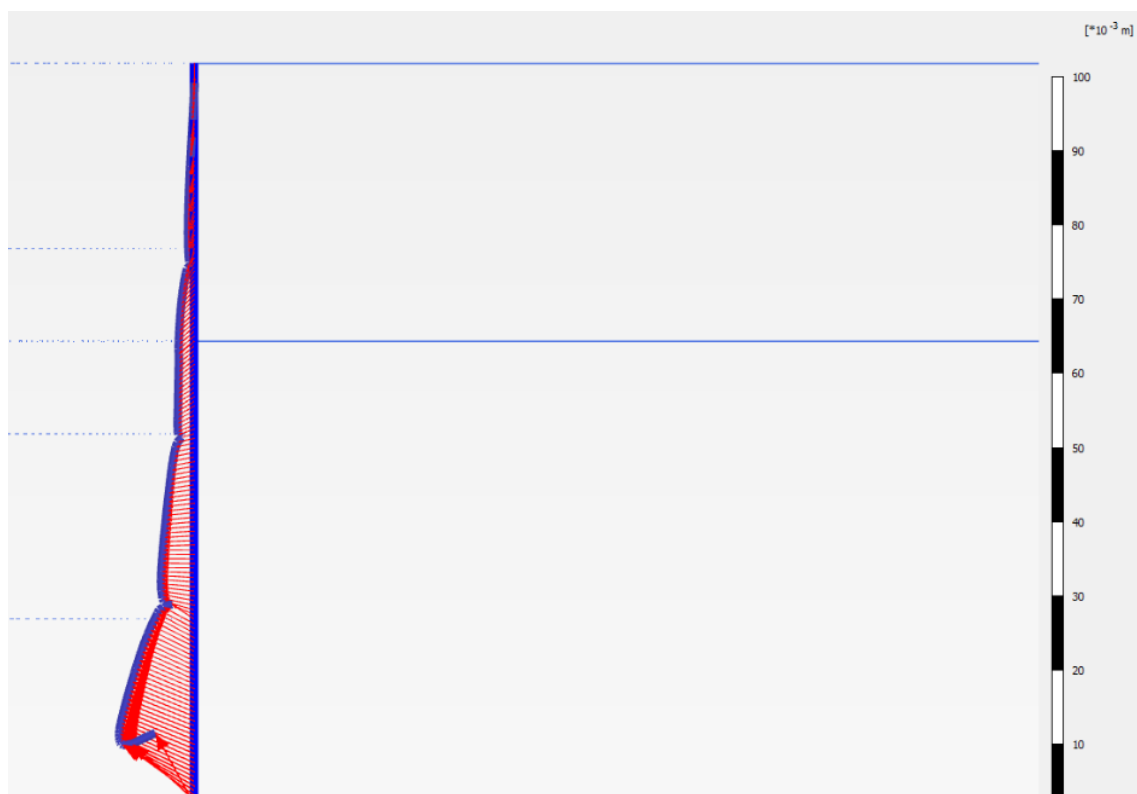


Figura 145 - Deslocamentos totais da estrutura.

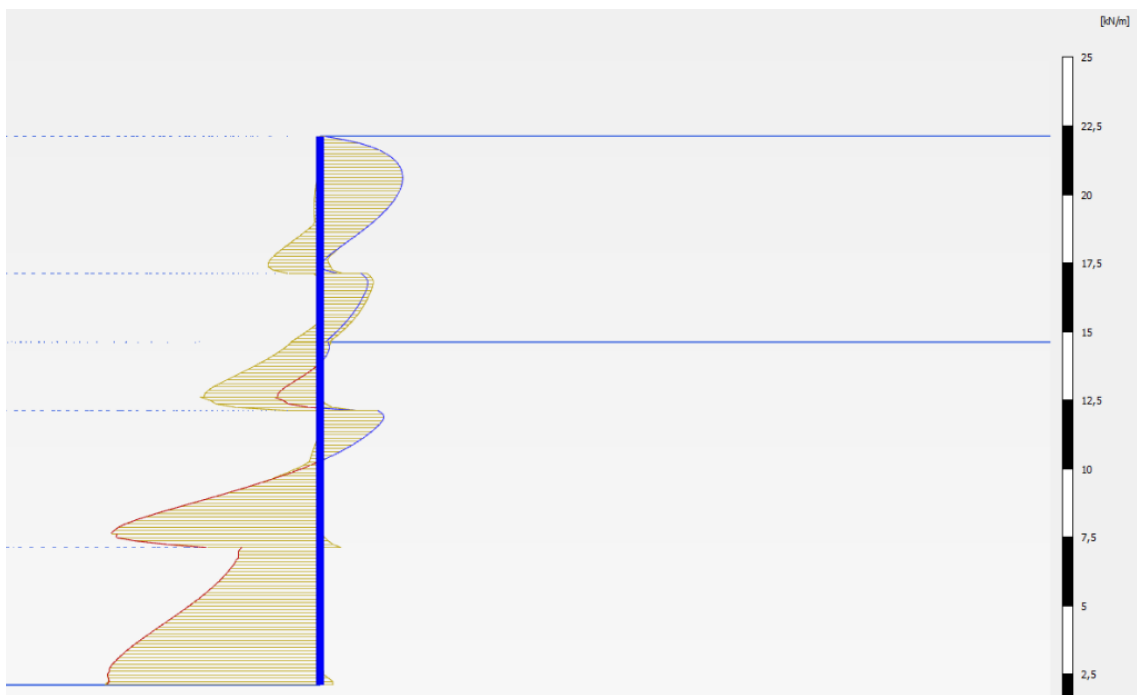


Figura 146 - Envoltória de forças cortantes da estrutura.

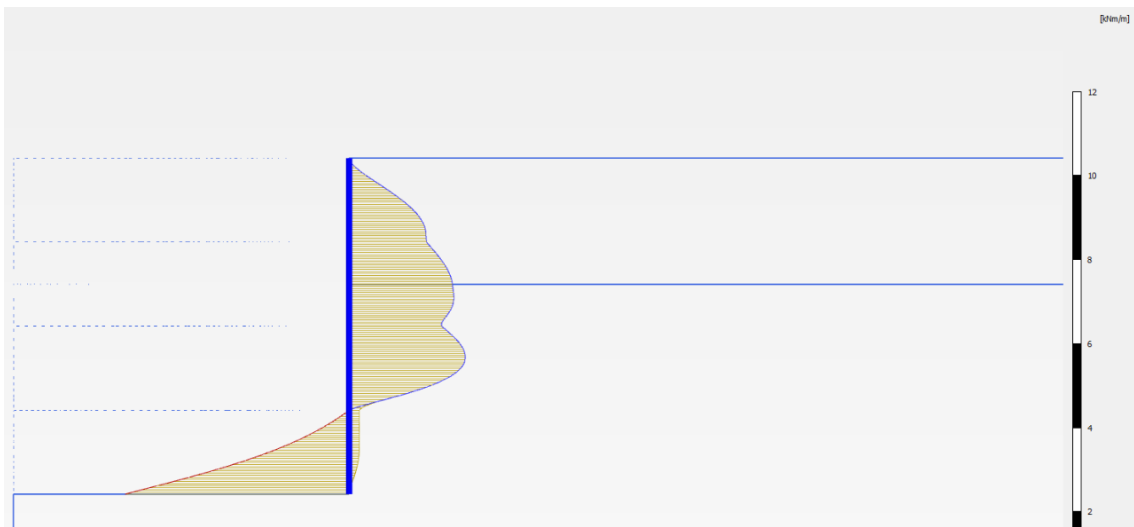


Figura 147 - Envoltória de momentos fletores da estrutura.

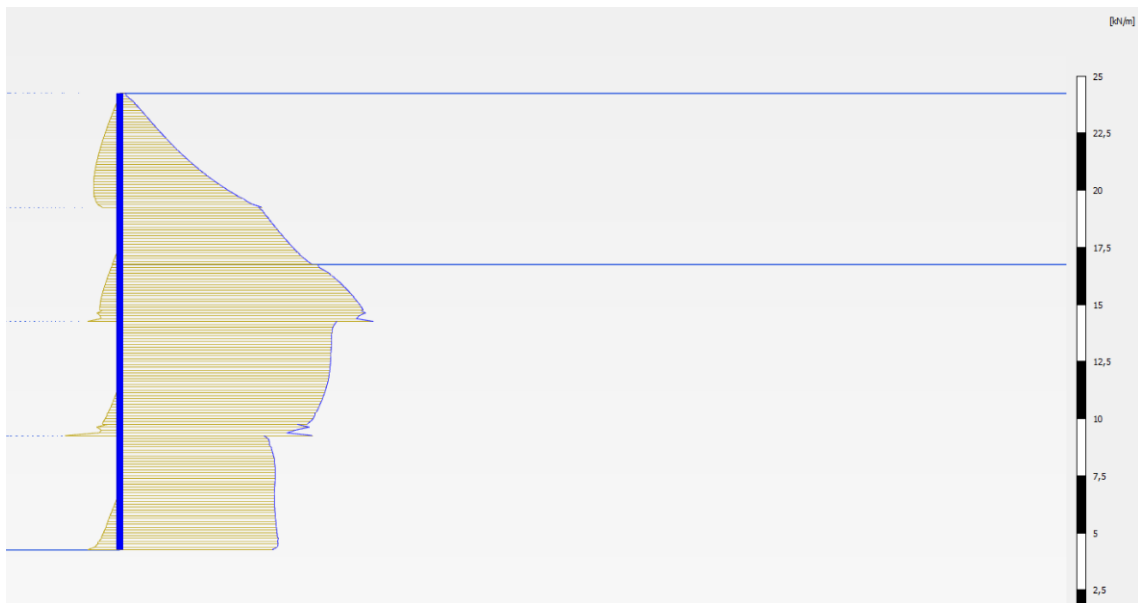


Figura 148 - Envoltória de forças axiais da estrutura.