

**ARTUR GASPAROTTO CAMPOS NOGUEIRA
GUILHERME YOOITI ENTRATICE OIDE
RAFAEL TINELLI CESAR**

**ANÁLISE TÉCNICA E ECONÔMICA DA CONSTRUÇÃO DE BACIAS
COMUNITÁRIAS – COMO OBRA DE DETENÇÃO DE ENCHENTES
URBANAS NA REGIÃO METROPOLITANA DE SÃO PAULO**

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

**SÃO PAULO
2012**

**ARTUR GASPAROTTO CAMPOS NOGUEIRA
GUILHERME YOOITI ENTRATICEOIDE
RAFAEL TINELLI CESAR**

**ANÁLISE TÉCNICA E ECONÔMICA DA CONSTRUÇÃO DE BACIAS
COMUNITÁRIAS – COMO OBRA DE DETENÇÃO DE ENCHENTES
URBANAS NA REGIÃO METROPOLITANA DE SÃO PAULO**

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

Orientador: Prof.^o Dr. KamelZahed Filho

SÃO PAULO

2012

Autor (Nome Completo) : ARTUR GASPAROTTO CAMPOS
NOGUEIRA GUILHERME YOOITI ENTRATICE OIDE RAFAEL
TINELLI CESAR
Título : ANÁLISE TÉCNICA E ECONÔMICA DA CONSTRUÇÃO DE
BACIAS COMUNITÁRIAS – COMO OBRA DE DETENÇÃO DE
ENCHENTES URBANAS NA REGIÃO METROPOLITANA DE SÃO
PAULO
Subtítulo :
Ano : 2012
Número de Páginas : 71
ou Número de volumes : 1
ISBN (Para Livro e Monografia) :
Assunto : DRENAGEM URBANA, ENCHENTES URBANAS,
RESERVATÓRIOS ENTERRADOS
Observações :
IP Address : 189.120.9.61

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradecemos a Escola Politécnica de São Paulo pela oportunidade que nos deu de transformar-nos de estudantes em profissionais capacitados a exercer a profissão de engenheiro, sempre com ética e contribuindo para uma sociedade melhor.

Em segundo lugar, mas não menos importante, agradecemos a todos os personagens que nos acompanharam durante todos esses anos de batalha, sempre nos apoiando, torcendo e educando. Citamos nossos Pais, Amigos e Professores, como peças fundamentais aos nossos desenvolvimentos.

Agradecemos especialmente àqueles que tiveram influência direta neste trabalho, auxiliando-nos nos diversos momentos em que necessitamos para o encaminhamento correto da nossa proposta e fornecendo material sobre o qual trabalhar: professores Kamel Zahed Filho, Podalyro Amaral de Souza e José Rodolfo Scarati Martins.

RESUMO

A solução do problema das enchentes é uma das atividades mais cobradas pelos cidadãos aos seus governantes. No entanto, há muita dúvida tanto por parte do governo quanto da população sobre o que é melhor fazer, ou qual é a melhor solução para cada região. Isso porque, se contar com a imaginação, as possibilidades são infinitas.

Assim, o objetivo deste trabalho é entender o motivo das enchentes nas cidades brasileiras e descrever os principais métodos que têm sido empregados, não só no Brasil, como também em outros países, para se minorar esse problema, e assim, propor uma nova solução que se aplica bem à realidade de regiões de cidades densamente urbanizadas.

Para isto, será proposto um elemento de microdrenagem, denominado bacia comunitária de detenção, como um mecanismo de melhorar a eficiência do sistema de drenagem local. Através de dados de topográficos e cadastrais da Prefeitura Municipal de São Paulo, será verificada a eficiência deste modelo a um estudo de caso.

Para o desenvolvimento da solução, serão empregados conhecimentos dos quatro departamentos do curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo: o Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica (PEF), Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental (PHD), Departamento de Engenharia de Construção Civil (PCC) e Departamento de Engenharia de Transportes (PTR).

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	9
1.1 OBJETIVO	12
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	12
2.1 SOLUÇÕES DE CONTROLE DE ENCHENTES	12
2.2 O MODELO DE TÓQUIO	13
2.3 ANÁLISE DAS SOLUÇÕES EXISTENTES NO BRASIL	16
2.4 SOLUÇÃO ESTRUTURAL – PISCINÃO	16
2.5 SOLUÇÃO ESTRUTURAL – LEI DAS PISCININHAS	17
2.6 COMPARAÇÃO ENTRE PISCINÃO E AS PISCININHAS	18
3. METODOLOGIA	21
3.1 ESCOLHA DA REGIÃO DE ESTUDO	21
3.2 ANÁLISE DA TOPOGRAFIA	21
3.3 MODELAGEM MATEMÁTICA	22
3.4 ANÁLISE DA REDE DE DRENAGEM EXISTENTE.....	22
3.4.1 DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE DRENAGEM DA GALERIA.....	23
3.5 MODELO ESTRUTURAL	23
3.5.1 PARÂMETROS ADOTADOS.....	23

3.5.2	SISTEMA DE CONTENÇÃO.....	24
3.6	PLANEJAMENTO DE CONSTRUÇÃO	25
3.7	PROJETO ORÇAMENTÁRIO	25
4.	DESENVOLVIMENTO DO PROJETO.....	26
4.1	ESCOLHA DA REGIÃO DE ESTUDO	26
4.2	DELIMITAÇÃO DA BACIA HIDROGRÁFICA	30
4.2.1	ANÁLISE DA TOPOGRAFIA	30
4.2.2	ANÁLISE DA REDE DE DRENAGEM EXISTENTE.....	32
4.3	DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE DRENAGEM DA GALERIA.....	34
4.4	DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE ESCOAMENTO DA BACIA HIDROGRÁFICA	36
4.5	ANÁLISE DA CAPACIDADE DAS BACIAS DE DETENÇÃO COMUNITÁRIA.....	39
4.6	MODELO DE OPERAÇÃO.....	44
4.7	TECNOLOGIA DE CONSTRUÇÃO.....	50
4.8	MODELO ESTRUTURAL	52
4.8.1	SISTEMA DE CONTENÇÃO.....	52
4.8.2	CONCEPÇÃO DA ESTRUTURA	54

4.8.3	CÁLCULO DE CARGAS E DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA	54
4.9	PLANEJAMENTO DE CONSTRUÇÃO	64
4.10	PROJETO ORÇAMENTÁRIO	65
5.	CONCLUSÃO.....	68
6.	REFÊRENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	69
	ANEXOS	72

Pode-se caracterizar como um segundo estágio, o aumento acelerado no crescimento da população, que teve como consequência, a ocupação das margens dos Rios Tietê e Pinheiros. Esse desenvolvimento ocorreu em parte graças às grandes indústrias que aqui se estabeleceram no século XX. Ruas e avenidas foram construídas e um intenso processo de urbanização acabou por impermeabilizar as várzeas dos rios. Na tentativa de se resolver os problemas de trânsito, o Rio Tietê, que originalmente era formado por meandros, foi retificado e suas várzeas estreitadas para que dessem lugar às vias marginais.

Nesse período, foi constatada uma crescente poluição das águas, que somada às enchentes naturais dos rios resultaram em inundações ainda mais graves, pois trouxeram a proliferação de doenças e mal estar generalizado para a vida dos cidadãos.

O desenvolvimento atual pode ser caracterizado como um terceiro estágio, onde não há mais espaço para expansão e o crescimento continua, mas em meio ao caos urbano, tornando assim, cada vez mais difícil resolver os problemas de enchentes com as soluções tradicionais.

Em janeiro de 2011, o Governo Municipal, em parceria com o Instituto de Pesquisas Tecnológicas - IPT divulgou um estudo (IPT, 2011) sobre o mapeamento das áreas de risco da Região Metropolitana de São Paulo. Essas áreas de risco são definidas como regiões de deslizamentos de encostas ou de alagamentos de córregos. Foram mapeadas cerca de 410 áreas de risco, distribuídas em 26 subprefeituras. Com esses dados, foi concluído que 29 mil residências estão em risco e não deveriam ser habitadas, ou seja, quase 75 mil habitantes que podem perder as suas casas.

Para reduzir este risco, a Prefeitura de São Paulo traça ações de combate a enchentes através do remanejamento de famílias para novas habitações seguras e na construção de uma infraestrutura

suficiente para que não ocorram novos desastres, amenizando e evitando prejuízos à população residente.

O período mais crítico são os meses entre novembro e março, durante as chuvas de verão. Os jornais informam os prejuízos financeiros e sociais para a cidade e o aparente descaso do governo, onde para cada família prejudicada pela enchente, o município paga cerca de mil reais de indenização pelos danos patrimoniais, um valor irrisório em relação à real perda (Agência Estado, 2011).

O levantamento do Instituto de Pesquisas e Estudos Econômicos da FIESP e do CIESP (Agência Estado, 2011) revela um prejuízo de quase 2,1 bilhões de reais para cada enchente que acontece na cidade de São Paulo. Este estudo contempla apenas os prejuízos indiretos (atraso de serviços e de entrega de produtos).

Segundo o fluxograma de Parker (figura 2 – Parker, 2000, in Zahed Filho, 2011b), outros prejuízos diretos e de perdas materiais e vidas humanas elevariam essa cifra a valores muito maiores.

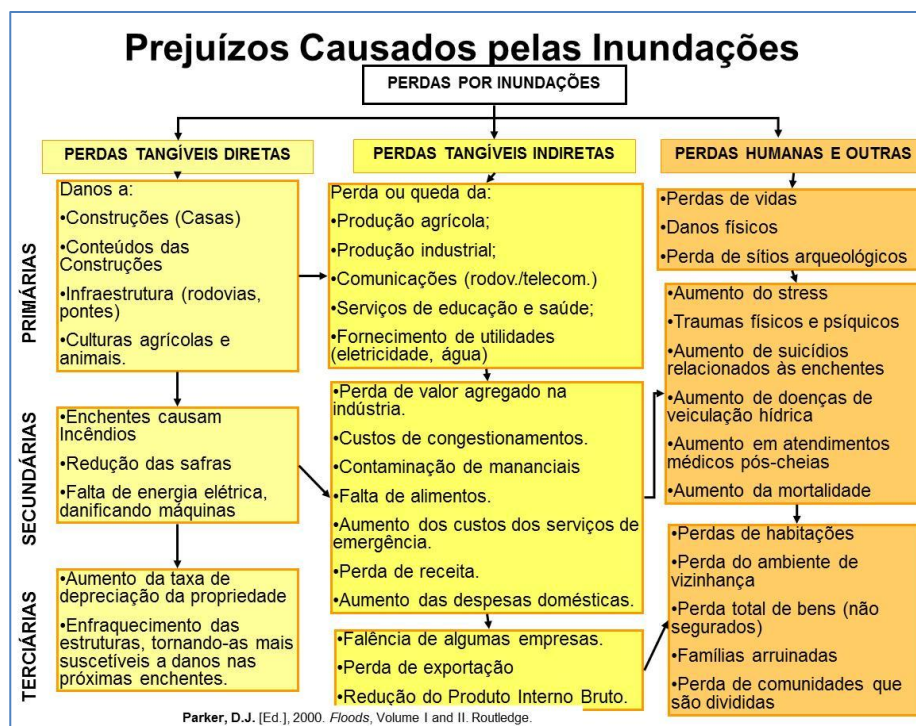


Figura 2 – Fluxograma de Parker

1.1 OBJETIVO

Como as enchentes urbanas são consideradas como um grande problema urbano, serão analisadas as medidas estruturais, como "Piscinões", e não estruturais, como a "Lei das Piscininhas", para o combate à enchente urbana, e com base nestas comparações, será proposta uma nova alternativa que se adapte à realidade das cidades densamente desenvolvidas.

Neste trabalho de formatura, será estruturada uma solução complementar de obras de drenagem.

A alternativa proposta será aplicada a uma região da cidade de São Paulo, mas vale para outras cidades, bastando apenas seguir o método apresentado. A alternativa em questão foi denominada por "Bacias Comunitárias de Detenção".

O resultado final do trabalho será a apresentação de uma análise de eficiência deste novo modelo, ou seja, o quanto foi minimizada a vazão pico provocada pela chuva sobre a bacia hidrográfica. Além disto, serão propostos sistemas estruturais para a construção deste modelo, bem como será discutida a viabilidade técnica e econômica desta solução.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 SOLUÇÕES DE CONTROLE DE ENCHENTES

As soluções de controle de enchentes são divididas em dois macro grupos: medidas estruturais e medidas não estruturais.

As medidas estruturais têm o objetivo de minimizar os danos e/ou prejuízos de problemas decorrentes de enchentes, através da implantação de obras. Estas ainda podem ser subdivididas em:

intensivas e extensivas. As intensivas caracterizam-se em intervenções físicas que causam grande impacto na redução do volume das enchentes, como a aceleração do escoamento através da canalização dos rios, controle do fluxo através de bacias de retenção/detenção. E as extensivas, por medidas de pequeno impacto, como pequenos armazenamentos, recuperação da vegetação lateral do corpo d'água, entre outras (CANHOLI, 2005).

As medidas não estruturais têm como principal característica disciplinar o uso do solo e dos hábitos da população (CANHOLI, 2005). Tucci (2002) afirma que este tipo de solução pode transmitir uma falsa segurança, porém podem ser eficazes, com menores custos e com horizontes maiores de atuação.

2.2 O MODELO DE TÓQUIO

No Japão, país com 377.873 km² e 127.033.002 habitantes (densidade:337 hab./km²) (Wikipedia, 2012), 75% das propriedades concentram-se em planícies alagáveis e 50% da população encontra-se nessas planícies, tornando o problema de enchentes um dos maiores desafios enfrentados pela administração pública japonesa, tendo em vista que a dimensão de uma enchente, numa região tão densamente povoada, pode trazer enormes prejuízos.

O sistema concebido para conter as cheias na cidade de Tóquio (Japão) é um modelo a ser seguido. É notável que uma cidade que passou por uma intensa impermeabilização do solo ocorrida durante seu processo de desenvolvimento, não sofra com enchentes frequentes.

Os japoneses investiram em diversas soluções de diferentes níveis tecnológicos e de complexidade. Foram implantados desde calçadas permeáveis até um complexo sistema subterrâneo de

reservatórios interligado por quilômetros de túneis (*G-Cans Project*), (Figura 3), para dar vazão às águas das chuvas.

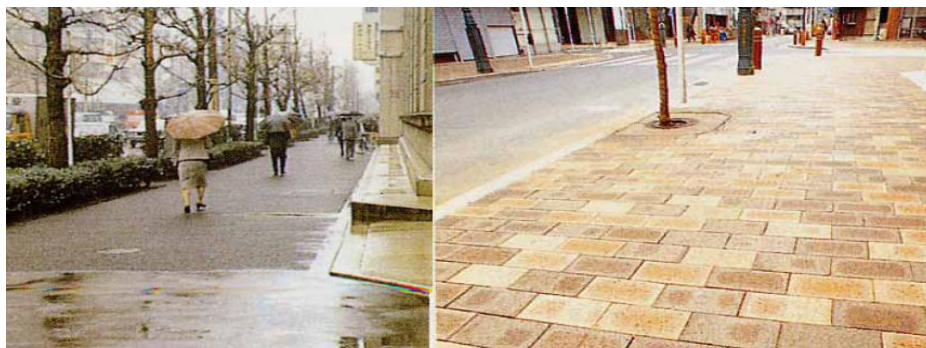


Figura 3A – Alternativa de sistema de drenagem através de pavimento permeável



Figura 3B – *G-Cans Project*: Reservatório principal (esquerda) e túnel de interligação entre reservatórios (direita)

No sistema de Tóquio, alguns “Piscinões” são aproveitados como áreas de múltiplos usos. Durante o período de cheias, quadras esportivas e pátios de colégios são utilizados como reservatórios de detenção. Com isso, consegue-se potencializar a função social de uma construção, além de reduzir os custos com desapropriações numa das cidades com o metro quadrado mais caro do mundo, conforme “*ranking*” publicado periodicamente pelo Global PropertyGuide.

Em um trabalho feito pelo departamento de tecnologia de recursos hídricos de Tóquio (WEC), é visto o esforço por parte dos japoneses em divulgar suas soluções, que podem servir de exemplo para outros países. A

Figura 4 representa uma dessas soluções, chamada de quadra de multiuso. Já a Figura 5 apresenta o conceito de área multidisciplinar de forma mais ampla, utilizando o entorno do Estádio Esportivo Internacional de Yokohama como área de detenção de enchentes.



Figura 4 - Operação das áreas multidisciplinares no Japão em escolas(Fonte: Miyake, Katsuhito, 2004)



Figura 5 - Operação das áreas multidisciplinares do Estádio Esportivo Internacional de Yokohama

2.3 ANÁLISE DAS SOLUÇÕES EXISTENTES NO BRASIL

Muitas são as técnicas já existentes para controle e redução de enchentes em bacias, através de armazenamentos artificiais, das quais se destacam duas:

i) Concentração de toda a água de uma bacia num grande reservatório, que é uma bacia de detenção, denominado popularmente como “Piscinão”;

ii) Retenção da água precipitada sobre determinados lotes dentro dos próprios lotes nas chamadas “Piscininhas” (Lei Municipal nº 13.276/2002 - “Lei das Piscininhas”).

2.4 SOLUÇÃO ESTRUTURAL – "PISCINÃO"

Na primeira opção, o princípio de gestão baseia-se na obrigação do Poder Público de prover soluções para um problema que afeta toda a população de uma dada região, e, portanto, o beneficiamento da mesma justifica um grande investimento de recursos públicos em sua construção.

As vantagens desta solução são o baixo custo de construção por metro cúbico de água armazenada e a baixa tecnologia necessária para manutenção, tendo em vista que esta basicamente se limita a remover, durante o período seco do ano, os detritos arrastados para evitar o assoreamento do reservatório que resulta na perda de sua capacidade.

Por outro lado, a solução dos “Piscinões” tem encontrado cada vez mais dificuldade para sua implantação, uma vez que é necessário um grande espaço físico para escavação de um reservatório, capaz de armazenar um volume expressivo de água, e o custo e tempo com

desapropriações na região metropolitana de São Paulo vem sofrendo aumento acentuado nos últimos anos.

Há ainda escassez de locais para destinação dos sedimentos acumulados nos “Piscinões” em aterros. Outro aspecto negativo também, são as questões paisagísticas e de saúde pública, pois os reservatórios demandam manutenção constante que, se não realizada adequadamente, torna o local propício à proliferação de insetos e de roedores pela formação de poças e acúmulo do lixo arrastado pela água das chuvas.

O Plano Diretor de Macrodrenagem da Bacia do Alto Tietê aposta fortemente nos “Piscinões” como solução de macrodrenagem para a Região Metropolitana de São Paulo, com investimentos previstos de mais de R\$ 280 milhões e capacidade total de quase 5,2 milhões de metros cúbicos.

2.5 SOLUÇÃO ESTRUTURAL –PISCININHAS

Nesta solução, o Poder Público entende que é obrigação do empreendedor zelar pelo não agravamento do problema, repassando os custos de projeto, implantação, operação e manutenção ao interessado em realizar uma nova construção no local.

Como vantagem para este método destaca-se, pelo lado do Poder Público, a redução dos gastos com contenção de enchentes, liberando recursos para investimento em outros tipos de soluções mais complexas, como melhorias na capacidade de escoamento dos corpos receptores e das galerias de águas pluviais, eliminando os gargalos do processo.

Na prática, a opção de onerar o empreendedor num mercado extremamente competitivo como o da construção civil abre espaço para o descumprimento da legislação por falta de fiscais. É possível dizer que a “Lei das Piscininhas” “não pegou”, pois, por muitas vezes,

a lei não é cumprida e não há punição para os infratores, devido à dificuldade de fiscalização por parte do Município.

A Lei Municipal nº 13.276/2002 prevê que todo empreendimento com área impermeabilizada superior a 500m² deve armazenar um volume de água segundo a fórmula 1.

(1)

Onde:

- V é o volume que deve ser armazenado, em m³
- A_i é a área impermeabilizada em planta, em m²
- IP é o índice pluviométrico, igual a 0,06m/h
- t é a duração da chuva, fixado em 1h

Assim, espera-se que, pelo menos o volume de água precipitado no lote, ao invés de ir diretamente para o sistema de drenagem, seja retido por ele, ao menos, temporariamente.

2.6 COMPARAÇÃO ENTRE PISCINÃO E AS PISCININHAS

Se forem confrontadas as soluções dos “Piscinões” e “Piscininhas” no âmbito de viabilidade econômica versus eficiência, será concluído que ambas são boas, mas que apresentam dificuldades de serem implantadas em uma metrópole como São Paulo. Em uma primeira análise, é observado que a primeira solução fica cada vez mais inviável pela falta de terrenos e pela especulação imobiliária. Já com relação à segunda solução, obrigar os edifícios novos a absorverem a água precipitada no próprio terreno não impacta tanto na vazão descarregada nos afluentes, principalmente,

porque a maior parte da cidade já está edificada e a obrigatoriedade só vale para terrenos com áreas impermeáveis superiores a 500m².

A solução das "Piscininhas" estaria funcionando hoje, se tivesse sido iniciada há 30 anos, onde a ocupação da cidade era menor. Como não é o caso, é de se esperar que essa Lei terá efeito apenas a longo prazo. A Tabela 1 resume as principais vantagens e desvantagens de cada uma.

Tabela 1 - Comparativo entre "Piscinões" e "Piscininhas"

<u>"PISCINÕES"</u>	<u>PISCININHAS</u>
(Solução de macrodrenagem)	(Solução de microdrenagem)
VANTAGENS	VANTAGENS
Grande volume armazenado	Não depende de verba pública
Baixo custo por m ³ armazenado	Efeito de aumento da
Baixa tecnologia de execução	"permeabilidade".
	Baixa tecnologia de execução
DESVANTAGENS	DESVANTAGENS
Necessidade de grandes áreas	Necessidade de grande adesão à lei
Manutenção constante	Necessidade de fiscalização
Em SP, houve um aumento do	Responsabilidade de solução das
custo dos terrenos nos últimos	enchentes fica sob responsabilidade
anos	da população

Por sinal, teria sido muito mais fácil resolver os problemas de enchente em 1970, pois bastava não ocupação da margem secundária do Tietê onde seria permitido o escoamento das águas pluviais. As construções significativas naquela época que se localizavam na área de várzea eram o estádio Canindé e o Anhembi. Comparativamente, com o que se gasta hoje em obras contra

enchentes, teria sido muito mais barato ter retirado essas construções antigamente.

Dado que nada disso foi feito, cabe a pergunta: onde estaria então a solução para esse impasse? A resposta dependerá do que se quer amenizar hoje e do quanto há disponível para isso. Então, como se pode minimizar o número de enchentes gastando o mínimo possível?

É possível que uma solução intermediária possa suprir os pontos negativos das duas soluções já existentes e estudadas neste trabalho.

Além de se levar em consideração, na escolha de uma nova solução, os dados hidrológicos e topográficos da região que se quer proteger, deve se considerar um período de retorno de projeto que consiga atender à condição de um elemento de microdrenagem.

Assim, foi escolhido o que há de vantagens em cada solução existente e adaptou-se para o cenário atual de forma que fosse obtida uma redução significativa nos impactos de um jeito rápido e relativamente econômico. A solução em questão será tratada pelo nome de "Bacia Comunitária de Detenção".

A tabela 2 resume as principais vantagens e desvantagens das "Bacias Comunitárias de Detenção".

Tabela 2 - Vantagens e desvantagens da solução proposta

Bacia Comunitária de Detenção

(Solução intermediária)

VANTAGENS

Aproveitamento de áreas públicas como parques, praças, escolas públicas;
Utilização de áreas menores do que as usadas em "Piscinões";

DESVANTAGENS

Exige a existência de áreas pública ou de interesse da iniciativa privada, próximas das regiões afetadas;
Manutenção constante;

Solução rápida para enchentes locais Custo de implantação e manutenção mais elevado que o Piscinão.

3. METODOLOGIA

A metodologia para criação de uma Bacia Comunitária foi desmembrada e organizada em sete passos básicos: escolha da região; análise e delimitação da bacia hidrográfica; procura e escolha dos locais a serem construídos os reservatórios; delimitação das Sub-bacias; Modelagem matemática; escolha estrutural; e por fim, análise dos resultados.

3.1 ESCOLHA DA REGIÃO DE ESTUDO

A escolha da região é o passo fundamental para início de todo o trabalho. Tendo em vista que o objetivo das bacias comunitárias é resolver problemas de enchentes na microdrenagem, é importante que se escolha uma área que envolva os pontos de alagamentos.

3.2 ANÁLISE DA TOPOGRAFIA

Para que uma área seja considerada uma bacia hidrográfica, é necessário que não haja entrada natural de água oriunda de uma área vizinha. Portanto, no que diz respeito à topografia, deve identificar o modo como a água precipitada é escoada em direção a saída da bacia. Desta forma, foi isolada apenas a área que efetivamente contribui com o escoamento superficial direto ou com o escoamento subterrâneo.

Sabendo que a água sempre irá escoar por gravidade na linha de maior declividade, a partir de um ponto qualquer sobre a superfície, será necessário localizar os pontos cuja declividade é nula. Isto ocorrerá quando o ponto estiver sobre um espigão (pontos altos)

que atuam como divisores de água, enquanto os escoamentos se concentram nos vales, portanto, basta encontrar os pontos mais elevados em torno da região escolhida para se conseguir determinar o divisor topográfico da bacia hidrográfica.

Para se obter os dados de topografia da região da Casa Verde Baixa, foram consultados os levantamentos topográficos junto à Prefeitura Municipal de São Paulo – PMSP.

3.3 MODELAGEM MATEMÁTICA

Para a modelagem matemática, utilizou-se o Software ABC, por possuir um grande banco de dados com informações IDF e vários modelos de precipitação já programados. Outros fatores positivos estão na sua facilidade de utilização e de ser gratuito.

Define-se todos os parâmetros de projeto como intervalo de discretização, período de retorno, tipo de reservatório, tipo de hidrograma unitário e método de cálculo da chuva excedente.

Já para que fosse gerada a curva IDF (intensidade, duração e frequência) foi-se utilizado o modelo da equação de P.S. Wilken para a cidade de São Paulo.

Por fim, a modelagem será aplicada de maneira simplificada no cálculo da vazão pico de saída da bacia, ou seja, sem levar em conta a rede de drenagem, que será calculada de forma paralela a fim de se chegar em uma comparação entre a capacidade de drenagem da rede versus a vazão gerada pelas chuvas na bacia de estudo.

3.4 ANÁLISE DA REDE DE DRENAGEM EXISTENTE

Conforme explicado anteriormente, as intervenções antrópicas na drenagem de uma região podem modificar de forma profunda o

encaminhamento das águas. Para levantar a rede de drenagem da região, foram analisados, novamente, os dados de rede de drenagem da PMSP, que possui um cadastro das obras públicas já realizadas na cidade, listadas por logradouro.

3.4.1 DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE DRENAGEM DA GALERIA

Para delimitar a capacidade máxima de escoamento da galeria principal foi analisado o cadastramento fornecido pela PMSP. Obteve-se para esta galeria, além da locação em planta, também as suas dimensões. Através da formulação de Manning (fórmula 2) foi determinada a sua vazão máxima.

$$- \quad (2)$$

Onde:

- Q é a vazão, em metros cúbicos (m^3/s);
- A é área molhada da seção, em metros quadrados (m^2);
- n é o coeficiente de rugosidade de Manning;
- Rh é raio hidráulico da seção, em metros (m); e
- I é a declividade do trecho.

3.5 MODELO ESTRUTURAL

3.5.1 PARÂMETROS ADOTADOS

Para dimensionamento do sistema de contenção e de fundação, foi adotado uma camada de argila siltosa pouco arenosa ($\gamma = 18\text{kN}/\text{m}^3$, $c = 25 \text{ kPa}$, $\phi = 23^\circ$). Para a camada de escavação atingida, foi adotada a tensão admissível do solo de $600\text{kN}/\text{m}^2$.

3.5.2 SISTEMA DE CONTENÇÃO

Para dimensionamento da estrutura de contenção, foi calculado o equilíbrio das forças atuantes, conforme a

Figura 6 e as fórmulas 3, 4 e 5. Os carregamentos considerados foram os empuxos ativos e uma linha de tirantes devido à profundidade do reservatório para aumento da estabilidade e diminuição da ficha.

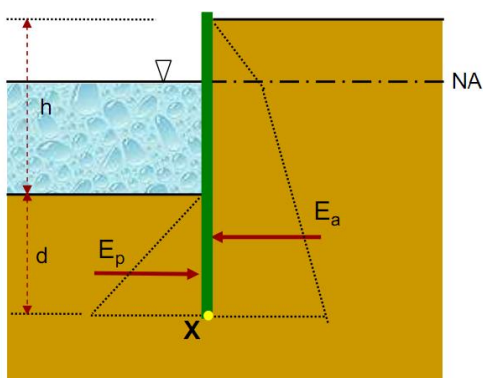


Figura 6 – Forças atuantes para dimensionamento da estaca prancha

Onde:

(3)

(4)

(5)

Para cálculo dos empuxos, foi adotada a teoria de Rankine (1987), sendo definido pelas formulas 6 e 7.

— (6)

— (7)

Onde:

– (8)

– (9)

Para a concepção da estrutura, foram levantados quais são os tipos de estrutura usuais para este tipo de construção: estrutura enterrada. Para dimensionamento da estrutura foram aplicados os procedimentos da NBR 6118/2003 – “Projeto de estruturas de concreto – Procedimento”, sendo que não foi calculada a área de armadura necessária para cada elemento estrutural. Para isso, foi adotada uma taxa de aço por metro cúbico de concreto.

3.6 PLANEJAMENTO DE CONSTRUÇÃO

Para elaboração do planejamento de construção, foi utilizada uma técnica de gestão e gerência de projetos, a Estrutura Analítica de Projetos (EAP), que como estrutura de árvore, possibilita a decomposição de etapas de forma hierárquica. E em auxílio para a elaboração de um cronograma, foi utilizado o *software* MSProject®.

3.7 PROJETO ORÇAMENTÁRIO

O orçamento foi elaborado com o auxílio do *software* RM Solum® da TOTVS, que é uma ferramenta de gerência e planejamento de obras e projetos. Como bancos de dados de composições foram utilizados os bancos de dados do TCPO (tabela de composições de preços orçamentárias), da PINI e de uma construtora de grande porte.

O orçamento foi dividido em planilha de serviços, planilha de atividades, composições e insumos. Planilha de serviços é uma

planilha que mostra os serviços a serem executados. Planilha de atividades é uma planilha que mostra as etapas a serem executadas, sendo associadas aos serviços, divididos de acordo com o planejamento. Composição é a combinação de insumos para a elaboração de um serviço. Insumo são os materiais, subcontratados, equipamentos e mão de obra utilizada no projeto.

4. DESENVOLVIMENTO DO PROJETO

Conforme descrito na metodologia, o desenvolvimento está sequencialmente colocado, de forma que quem quiser basta seguir a metodologia.

4.1 ESCOLHA DA REGIÃO DE ESTUDO

O blog “*SP das enchentes*” (do jornal O Estado de São Paulo) e o aplicativo “*Alaga SP*” (na plataforma IOS5), desde janeiro de 2008, faz a coleta de dados dos pontos inundados da cidade de São Paulo e região metropolitana com o auxílio de dados extraídos do Centro de Gerenciamento de Emergências (CGE), publicados pela Prefeitura Municipal e até com a ajuda da população, que envia informações das situações locais, nos dias de chuva. Os levantamento dos dados, desde 2008, mostram que as regiões mais atingidas por alagamentos são as regiões leste, com grande impacto nos bairros de Aricanduva, Cidade Tiradentes, Itaquera, Mooca; e a região norte, nos bairros de Santana, Vila Guilherme, Limão, Casa Verde e Freguesia do Ó.

Essas regiões afetadas pelos transbordamentos se encontram nas imediações do Rio Tietê, um dos maiores causadores ou o causador de maior potencial dessas enchentes. As principais medidas de prevenção destes acontecimentos no Rio Tietê são: o aumento da

calha do rio (aumentando a capacidade de vazão), o desassoreamento do curso d'água e a construção de "Piscinões", amortecendo o pico dos hidrogramas gerados pelas chuvas intensas.

Através do levantamento de dados do CGE, foi possível identificar as principais regiões mais afetadas pelos transbordamentos dos canais e córregos. Foram considerados os dados das três últimas enchentes de São Paulo (janeiro de 2010, fevereiro de 2010 e fevereiro de 2011) para a determinação das áreas que necessitam de obras de armazenamento de águas.

Nas últimas três enchentes consideradas, foram detectados noventa pontos de alagamentos na cidade de São Paulo. Para ser considerado ponto de alagamento, esses locais tiveram alagamento em pelo menos uma dessas chuvas.

Atualmente, há um grande investimento de recursos públicos em relação a obras na rede de drenagem urbana que contenham ou diminuam o problema de alagamentos. Tanto para as obras de retenção quanto para a contenção das cheias, o DAEE, baseado no planejamento de obras do Plano Diretor de Macrodrenagem da Bacia do Alto Tietê, prevê a construção de diversos "Piscinões" que comportem o volume extravasado dos canais. Os "Piscinões" são laterais, que recebem a água do curso d'água por extravasamento, ou "in stream", que interceptam o curso d'água. Em ambos os casos, não são projetados para conter todo o volume do hidrograma de cheia, mas uma parcela deste, para que a vazão resultante a jusante deles, no curso d'água esteja compatível com a capacidade do canal.

No total, serão cerca de 5,2 milhões de m³ disponíveis para o armazenamento de água, com um custo total estimado em quase 200 milhões de reais para a total implantação do projeto.

Entretanto, todo este investimento minimizará os problemas dos lugares mais problemáticos de São Paulo, como a Zona Leste. Por isto, foi escolhida a Zona Norte de São Paulo, nos bairros de Casa

Verde, Vila Guilherme e Santana como área de estudo (figura 7). São áreas que ainda não têm uma solução consolidada para ser implantada.

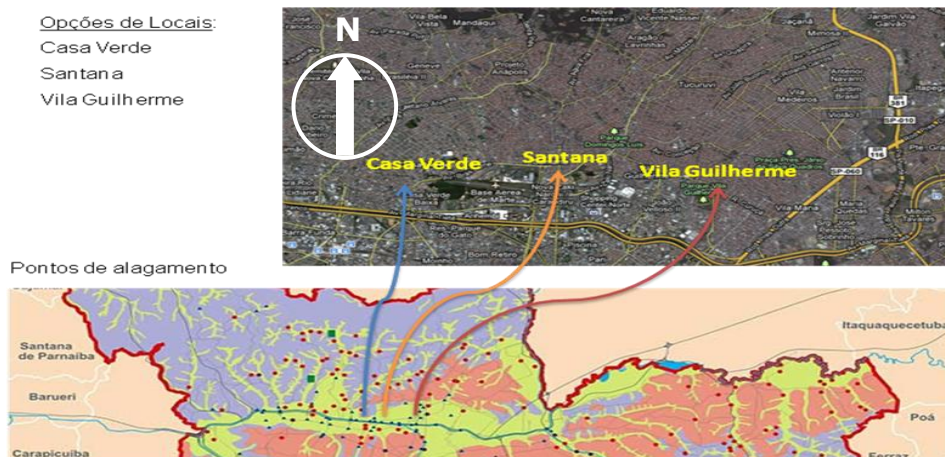


Figura 7– Detalhe das áreas inundadas em relação a sua localização (acima) e pontos de alagamentos destes bairros (abaixo)(Fonte: Google Maps e Plano Diretor da Bacia do Alto Tietê)

Estes três bairros possuem cerca de 200 mil habitantes (dois por cento do total da cidade de São Paulo), uma região tipicamente residencial, em sua maioria. As suas principais vias de acesso são a Avenida ZakiNarchi, Avenida Brás Leme, Avenida Engenheiro Caetano Alves, Avenida Dumont Villares e Avenida Olavo Fontoura, que são constantemente inundadas devido ao aumento do nível do Rio Tietê e de seus afluentes que atravessam a região.

Portanto, é interessante escolher uma dessas avenidas que possua terrenos públicos, como escolas e praças, próximas a elas e em posição estratégica de encontro com o caminho das águas que provocam o alagamento.

Definiu-se então como local de estudo a região do bairro de Casa Verde, na região da Casa Verde Baixa, compreendendo as

avenidas: Avenida Brás Leme, Avenida Santos Dumont e a Marginal Tietê, conforme figura 8.



Figura 8 – Visualização da área do estudo de caso. Região compreendida entre as avenidas Brás Leme e Santos Dumont e pela Marginal Tietê(Fonte: Google Maps)

Como a implantação desta solução compreende o uso de áreas pertencentes ao governo municipal e estadual (escolas públicas estaduais e municipais, praças, parques, entre outras áreas), o levantamento da localização destas áreas é de grande importância. O levantamento deve informar a localização e se há a área útil para a construção de um reservatório subterrâneo.

Foi levantado, através de dados subprefeitura da Casa Verde, a existência de duas escolas municipais (Escola Municipal de Educação Infantil 7 de setembro e Escola Municipal de Ensino Fundamental Profº Paulo Nogueira Filho) vistas na figura 9.



Figura 9 – Escola Municipal de Educação Infantil 7 de setembro (a frente) e Escola Municipal de Ensino Fundamental Profº Paulo Nogueira Filho (ao fundo)(Fonte: Google Street View)

4.2 DELIMITAÇÃO DA BACIA HIDROGRÁFICA

4.2.1 ANÁLISE DA TOPOGRAFIA

A análise dos dados topográficos levou à delimitação bacia hidrográfica apresentada na figura 10.



Figura 10 – Bacia hidrográfica delimitada com base nos dados de topografia (Fonte: Google Maps)

É visto que a água desta região não esco diretamente para o córrego localizado dentro da área da Base Aérea de Marte, pois há um impedimento natural. Ao invés disso, a água é encaminhada para

o ponto de travessia da Avenida Olavo Fontoura sobre este córrego. Este ponto foi determinado, portanto, como a saída da bacia.

Outra conclusão importante, que se tira da análise topográfica, é que há uma região côncava entre as ruas Rua Braselisa Alves de Carvalho e Rua Professor Hermenegildo de Campos Almeida, o que sugere que esta região é propensa a sofrer com inundações, como mostrado na figura 11.

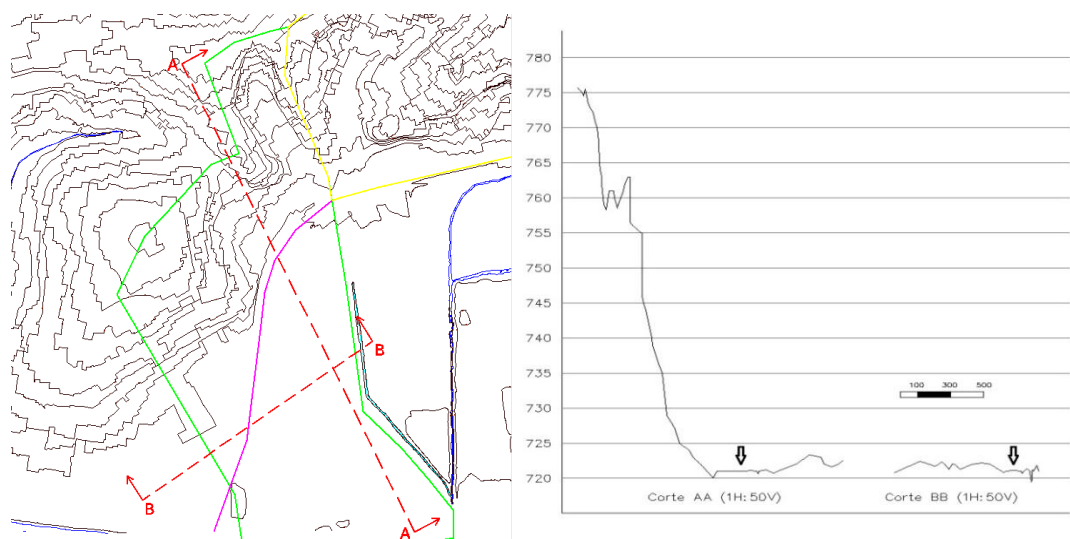


Figura 11 – Cortes mostrando a forma côncava da bacia hidrográfica

Apesar da análise da topografia local revelar aspectos importantes sobre o escoamento superficial, ela não é capaz de explicar completamente a ocorrência de inundações. Para uma avaliação mais aprofundada é necessário também estudar a rede de drenagem já existente no local, pois pode haver interceptação do escoamento, transposição de águas de bacias vizinhas, entre outras intervenções antrópicas no comportamento natural do terreno.

4.2.2 ANÁLISE DA REDE DE DRENAGEM EXISTENTE

Foi constatada a existência uma grande galeria de drenagem que atravessa a região, ao longo de toda a Avenida Brás Leme, mostrada na Figura 12.



Figura 12 – Localização da galeria sob a Avenida Brás Leme(Fonte: Google Maps)

A galeria levantada nos cadastros da PMSP não só capta toda a água da área dentro da bacia ao norte da galeria, como também transpõe uma quantidade de água interceptada na bacia vizinha, localizada a leste da bacia delimitada anteriormente. Para lidar com este fato, estendeu-se a área de influência considerando que o trecho da galeria localizado na bacia vizinha, por estar localizada adjacente à Base Aérea de Marte, capta somente a água da região a montante, que corresponde à seguinte área destacada (figura 13).



Figura 13 – Área de influência estendida(Fonte: Google Maps)

Como se pode perceber, a área destacada não corresponde a toda a extensão da galeria sob a Avenida Brás Leme, pois, como se adotou que a galeria acompanha a cota da avenida e esta possui um pico no encontro com a Rua Siro Angélica, se supõe que a leste desta rua a água é encaminhada para a outra extremidade da galeria, não tendo influência sobre a região de interesse. Desta forma, a bacia hidrográfica tem a seguinte configuração final da bacia, conforme a figura 14.



Figura 14 – Delimitação da bacia hidrográfica estudada(Fonte: Google Maps)

Não foi possível determinar com exatidão a rede de microdrenagem da região estudada por falta de dados no cadastro da PMSP (boa parte datada do final da década de 1960). Este cadastro contém dados muito rudimentares sobre a rede, insuficientes para uma análise técnica de capacidade de escoamento. Somente há dados da seção de escoamento (diâmetros de tubulações e dimensões da galeria de concreto) e locação da rede em planta, faltando dados de interligação entre os trechos, declividades e a destinação da água coletada, que seriam essenciais para a determinação precisa do encaminhamento da água até os corpos receptores.

Por este motivo, a partir deste ponto será adotado por simplificação que toda a água precipitada sobre esta região delimitada será escoada através desta galeria principal.

Uma vez que não é possível determinar o encaminhamento da água através da rede de microdrenagem, foi adotado que esta rede é capaz de escoar a água sem gargalos, supondo um dimensionamento adequado e perfeitas condições de manutenção quanto a obstruções do fluxo até a galeria principal.

Desta forma, é determinada a condição para que haja alagamentos na região estudada, se a galeria principal tiver sua capacidade excedida, esse excedente transbordará para a superfície, causando alagamento. O próximo passo será determinar então qual a capacidade de escoamento desta galeria.

4.3 DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE DRENAGEM DA GALERIA

Para o cálculo da capacidade de drenagem da galeria principal, utilizou-se a formulação de Manning. As dimensões da galeria são apresentadas na Figura 15.

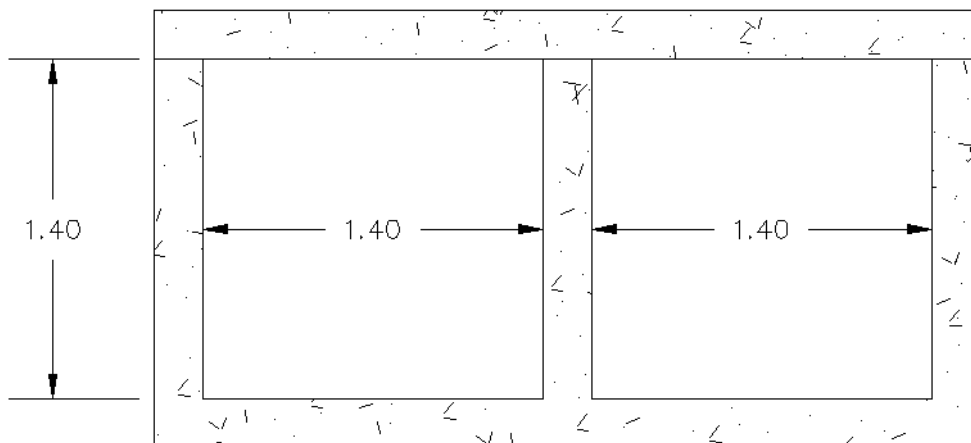


Figura 15 - Seção transversal da galeria sob a Avenida Brás Leme

Como não há dados sobre a cota de fundo da galeria, será adotada que a mesma acompanha a declividade da Avenida Brás Leme, esta sim com dados de cota conhecidos. Assim, subdividiu-se o traçado da galeria em sete trechos, conforme mostrado na Figura 16.

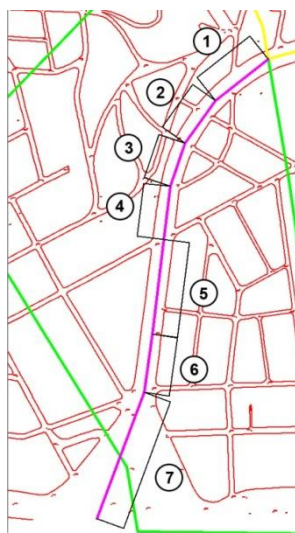


Figura 16 - Subdivisão da galeria em trechos

Obteve-se a capacidade de vazão para cada trecho da galeria, conforme resumido na Tabela 3 –.

Tabela 3 – Cálculo da capacidade do canal, por trecho

Trecho	Compr. (m)	Cota [m]		Declividade [m/m]	Seção [m]		Lâmina (m)	Área molhada	Perímetro molhado	Raio hidráulico	n	Q _{máx} [m³/s]
		inicial	final		largura	altura						
1	132	725,5	724,4	0,008	1,40	1,40	1,33	1,862	4,06	0,46	0,018	11,23
2	103	724,4	723,9	0,005	1,40	1,40	1,33	1,862	4,06	0,46	0,018	8,57
3	91	723,9	723,5	0,004	1,40	1,40	1,33	1,862	4,06	0,46	0,018	8,16
4	106	723,5	722,8	0,007	1,40	1,40	1,33	1,862	4,06	0,46	0,018	10,35
5	190	722,8	721,8	0,005	1,40	1,40	1,33	1,862	4,06	0,46	0,018	8,70
6	116	721,8	721,4	0,003	1,40	1,40	1,33	1,862	4,06	0,46	0,018	7,23
7	267	721,4	720,0	0,005	1,40	1,40	1,33	1,862	4,06	0,46	0,018	8,91

Para estes cálculos, foi adotado um coeficiente de Manning constante ao longo de toda a galeria igual a 0,018 (Tucci, 1995). Também foi adotada uma lâmina d'água igual a 95% da altura máxima como a situação limite para funcionamento da galeria como conduto livre. Acima disso, foi considerado que a galeria poderá passar a atuar como conduto forçado, situação na qual a capacidade da galeria cai sensivelmente. Já as cotas iniciais e finais dos trechos foram aproximadas, interpolando-se as cotas da pista de rolamento da Avenida Brás Leme no entorno do ponto em questão.

Com a análise dos dados, é possível observar que não há um crescimento da capacidade de vazão ao longo da galeria, entretanto, para as condições das premissas, observam-se que o trecho crítico desta galeria é o trecho número 6 com capacidade estimada em 7,23m³/s. Será adotada então esta capacidade como limite para a ocorrência de alagamentos na região.

4.4 DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE ESCOAMENTO DA BACIA HIDROGRÁFICA

Com o Auxílio do Software ABC, a bacia da Casa Verde Baixa foi discretizada com os seguintes parâmetros:

- Intervalo de discretização: 5 min; e
- Período de retorno: 10, 25, 50 e 100 anos.

Os modelos adotados foram os seguintes:

- Chuva excedente: SCS; e
- Hidrograma: Triangular do SCS.

Foi adotado o modelo do SCS para usar os coeficientes de impermeabilidade dos valores de CN. Para esta bacia, o CN adotado foi de 90 (DAEE – Plano Diretor de Macro Drenagem da Bacia do Alto Tietê).

Foi-se estimado o tempo de concentração pelo SCS conforme mostrado na fórmula abaixo.

Tempo de Concentração: Bacia Original

Fórmulas Empíricas

	TC (min)
☐ Bransby-Williams:	45
☐ Dooge:	36
☐ Kerby:	8
☐ Kirpich I:	17
☐ Kirpich II:	17
☐ Onda Cinemática:	21
☒ SCS:	32

$$t_c = 0,43 \cdot \frac{L^{0,8}}{S^{0,5}} \cdot \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0,7}$$

A fórmula do SCS foi desenvolvida em bacias rurais com áreas de drenagem de até 8 Km². Verifica-se que o tempo de concentração é muito sensível ao valor de CN e, como este parâmetro é um indicador das condições da superfície do solo, a fórmula do SCS aplica-se a situações em que o

Variáveis

L: comprimento do talvegue (m)	2000,7	
A: área da bacia (Km²)	1,262	
S: declividade (m/Km)	99,965	
c: rugosidade de retardo	0,0070	Tabela Rugosidades
h: diferença de cotas (m)	200,000	
n: rugosidade de Manning	0,015	Manning Composto
I: intensidade da precipitação (mm/h)	60,61	Curvas IDF
CN: número da curva (método SCS)	90	Curvas CN

Figura 17A – Tempo de concentração da bacia da casa verde baixa.

Obtendo-se então o valor tempo de concentração de 32 minutos.

Para gerar as curva IDF (Intensidade, Duração, Frequência), foram utilizadas as seguintes fontes:

- Modelo: Equações de P.S. Wilken (Nelson Pinto) para região da cidade de São Paulo; e
- Duração da chuva: 90 minutos.

Para a bacia original, sem a intervenção de nenhuma bacia de retenção comunitária, foram obtidos os hidrogramas, conforme o gráfico 1.

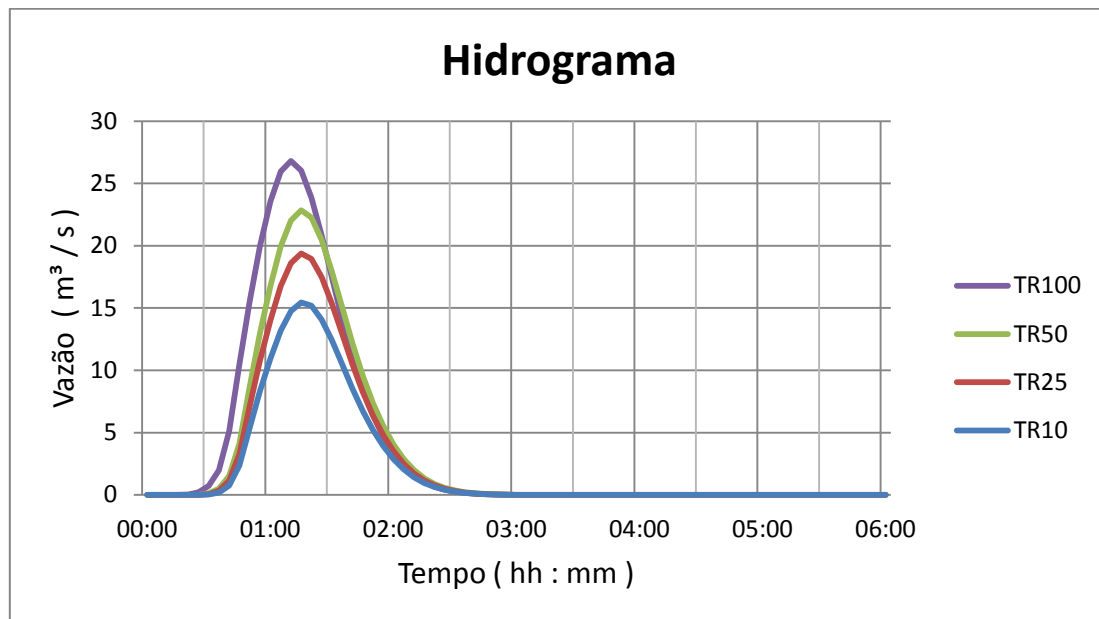


Gráfico 1 – Resultado dos hidrogramas na saída da bacia hidrográfica para os TR10, TR25, TR50 e TR100.

Com estas quatro simulações, com TR10, TR25, TR50 e TR100, foram obtidos os seguintes resultados:

- TR10 - O Pico gerado na saída foi de 15,43m³/s;
- TR25 - O Pico gerado na saída foi de 19,37m³/s;
- TR50 - O Pico gerado na saída foi de 22,85m³/s; e
- TR100 - O Pico gerado na saída foi de 26,80m³/s.

Assumindo as simplificações feitas acima, é possível afirmar que a galeria existente está funcionando com um período de retorno muito pequeno, menor que TR10.

4.5 ANÁLISE DA CAPACIDADE DAS BACIAS DE DETENÇÃO COMUNITÁRIA

Com pesquisa em campo e por fotos de satélite foram localizados possíveis locais para construção das piscininhas. Na primeira etapa de escolha, foram localizadas as áreas superiores a 600m² e que pertencessem ao município; e estes locais são mostrados na figura 17B.



Figura 17B – Locais pré-escolhidos para a construção das bacias comunitárias (Fonte: Google Maps)

Na segunda etapa, foram escolhidos os melhores locais em função da localização do escoamento das bacias. Os dois locais escolhidos, melhores localizados, foram o campo de futebol pertencente ao município e a Escola Municipal Prof. Paulo Nogueira Filho.

O campo de futebol é um local descampado que corresponde a uma área de aproximadamente 3200m² (40mx80m). A Escola

Municipal Prof. Paulo Nogueira Filho tem duas quadras (uma coberta e outra descoberta), uma ao lado da outra, que correspondem a uma área de aproximadamente 1600m² (40mx40m). Caso a profundidade útil adotada seja de 4 metros, as bacias comunitárias terão 12,8 mil m³ e 6,4 mil m³, respectivamente.

A figura 18 mostra a localização dos locais escolhidos dentro da bacia hidrográfica. O ponto A corresponde ao campo de futebol e o ponto B à escola pública.



Figura 18 – Localização dos pontos escolhidos para a construção das bacias de retenção comunitárias (Fonte: Google Maps)

Com a escolha dos locais para a construção das bacias comunitárias, foi delimitada a área de influência de cada ponto dentro da bacia hidrográfica, assim dividindo em sub-bacias. Essa divisão foi feita através da análise do escoamento dentro da bacia. A Figura 19 demonstra a relação entre o ponto escolhido e a delimitação da sub-bacia.

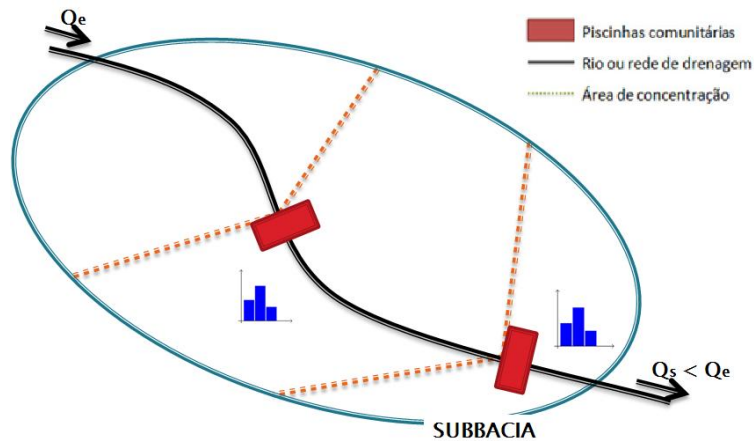


Figura 19 – Desenho esquemático da delimitação das sub bacias

A figura 20 mostra a delimitação das sub-bacias, sendo: a sub-bacia A, em amarelo, correspondente a montante do campo de futebol com área de 602mil m²; a sub-bacia B, em vermelho, corresponde a jusante do campo de futebol e a montante escola, com área de 490mil m²; e a sub-bacia C, em verde, correspondente a jusante da escola, com área de 170mil m².



Figura 20 – Delimitação da bacia hidrográfica em sub-bacias, conforme a localização dos pontos escolhidos (Fonte: Google Maps)



Figura 21 – Modelagem da bacia hidrográfica real e a modelada no *software* ABC6 (Fonte: Google Maps)

Utilizando o *software* ABC6 foi modelada a bacia hidrográfica descrita, inserindo as sub-bacias e as bacias de detenção comunitárias. A figura 21 mostra a relação entre a bacia hidrográfica modelada no *software* ABC e a bacia hidrográfica na realidade.

Através desse modelo e aplicação dos mesmos parâmetros do modelo sem as bacias comunitárias foram obtidos os seguintes resultados.

Para esta modelagem, foram calculados os hidrogramas para os períodos de retorno TR10, TR25, TR50 e TR100, mostrado no gráfico 2.

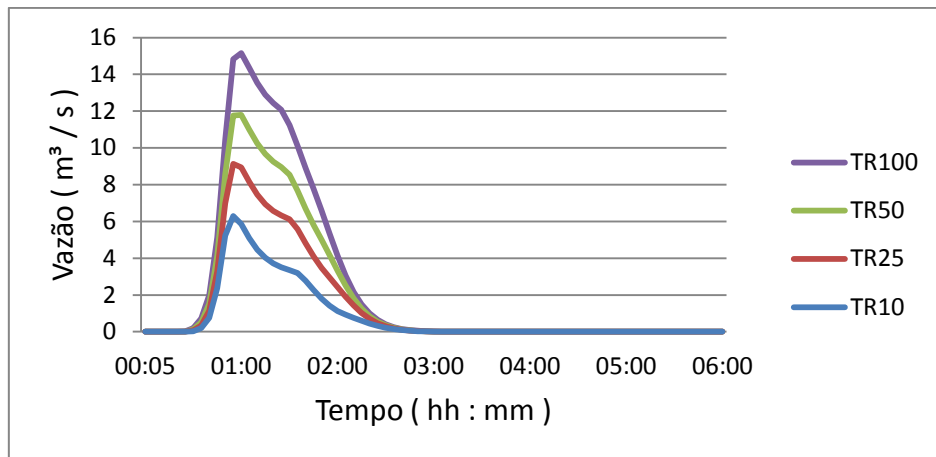


Gráfico 2 – Resultado dos hidrogramas, na saída da bacia hidrográfica, com as bacias comunitárias

Com estas quatro simulações, com TR10, TR25, TR50 e TR100, foram obtidos os seguintes resultados:

- TR10 - O Pico gerado na saída foi de 6,93m³/s;
- TR25 - O Pico gerado na saída foi de 9,13m³/s;
- TR50 - O Pico gerado na saída foi de 11,79m³/s; e
- TR100 - O Pico gerado na saída foi de 15,15m³/s.

É fácil ver a redução da vazão de saída da bacia hidrográfica, verificando a eficiência do sistema das bacias comunitárias. Esta redução é de 40% a 60% da vazão de pico.

Portanto, com a intervenção das bacias comunitárias no sistema de microdrenagem, foi elevado o período de retorno para um TR entre 10 e 25 anos.

Para um TR25, o gráfico 3e 4mostra os resultados dos hidrogramas referente às duas bacias comunitárias.

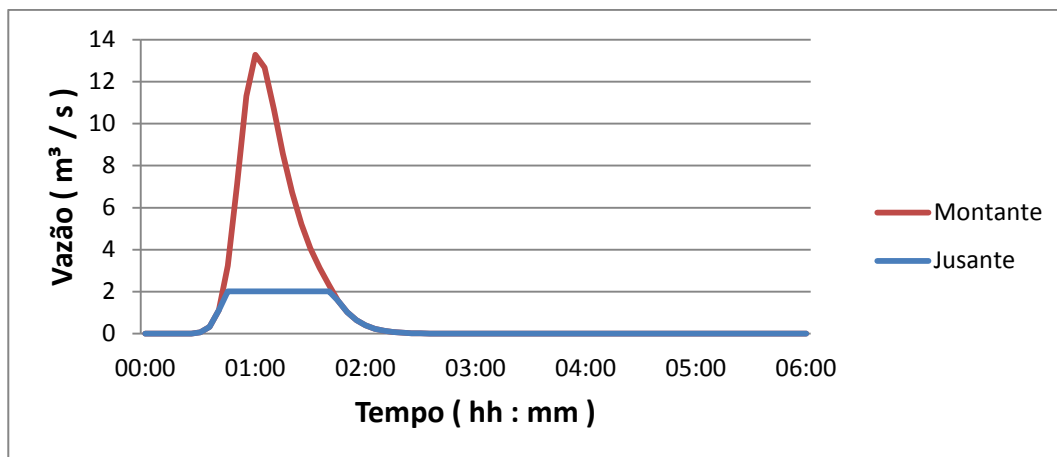


Gráfico 3 – Hidrograma da primeira bacia comunitária localizada no campo de futebol

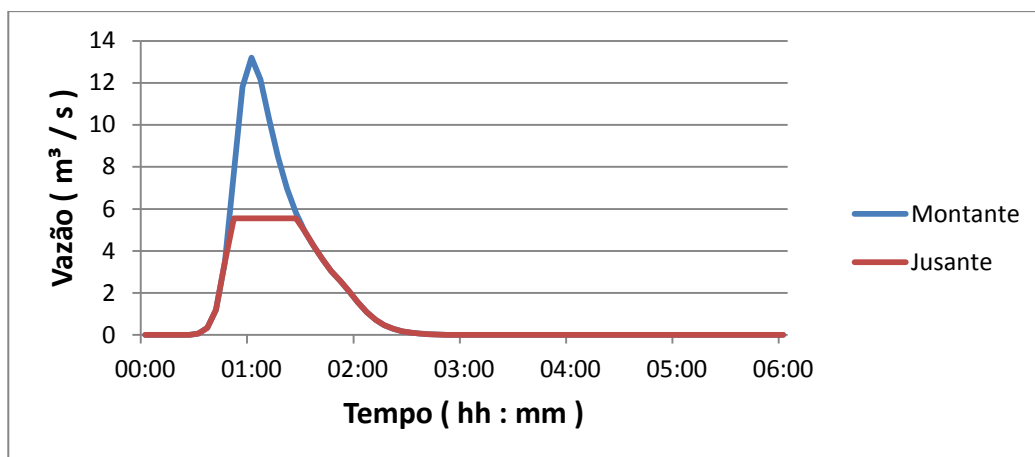


Gráfico 4 – Hidrograma da bacia comunitária subterrânea localizada sob a escola municipal

4.6 MODELO DE OPERAÇÃO

O modo, como o sistema proposto é operado, pode afetar significativamente o seu desempenho. Por isso, apresentada a solução, é necessário estudar formas de garantir um funcionamento consistente, confiável e eficiente.

Uma premissa para o funcionamento eficaz do sistema é que o reservatório esteja a maior parte do tempo possível vazio. Ou seja, sua capacidade máxima de retenção esteja disponível quando uma

chuva se iniciar. Com isso também se reduz o tempo e frequência de utilização dos reservatórios, levando a custos operacionais e de manutenção reduzidos.

Para isso, se faz necessário colocá-lo em operação apenas quando estritamente necessário, evitando captar uma vazão que não ocasionaria alagamento. Isso é determinado pela vazão na galeria principal sob a Avenida Brás Leme.

Sabendo que a galeria funciona com capacidade máxima na situação de conduto livre (não afogada) e que quanto maior a lâmina d'água maior será a vazão na mesma, convém então colocar o sistema em funcionamento de forma atrelada ao nível da galeria.

Para que não haja afogamento, inicia-se o desvio da água para as bacias comunitárias assim que a lâmina d'água atingir 90% da altura disponível no trecho crítico, o que corresponde a 1,26m. Ao atingir esta altura, a água verte para um poço de sucção, de onde será bombeada para o sistema de retenção. Com esta limitação de altura, o sistema de captação será acionado quando a vazão na galeria superar aproximadamente $6,8\text{m}^3/\text{s}$.

Pode-se fazer a transposição da água da galeria para o reservatório por gravidade ou por bombeamento. Evidentemente, é preferível fazê-lo por gravidade, devido ao menor custo operacional e maior confiabilidade do sistema. Iremos analisar se esta alternativa é viável.

Inicialmente escolheu-se o ponto onde será feita a tomada de água, para determinar então o encaminhamento da tubulação que conduzirá a água desviada.

É desejável subtrair certa quantidade de água da galeria a montante do trecho crítico, de forma a reduzir a vazão no mesmo, evitando (ou adiando) seu afogamento. Desta forma, escolhe-se então captar a água junto ao trecho 5 (Figura 16). Dada a localização das quadras onde será construído o reservatório, o caminho mais

econômico seria ao longo da Rua Prof. Hermenegildo de Campos Almeida (Figura 22).



Figura 22 - Traçado da tubulação de captação

Dos dados fornecidos pela PMSP, é possível verificar que a cota do terreno no ponto de tomada escolhido é de 721,76m, enquanto a cota no local onde está localizada a quadra da EMEF Paulo Nogueira Filho é de 721,33, portanto, levando-se em consideração apenas o terreno, nota-se que existe a possibilidade de encaminhar a água por gravidade.

Entretanto, ainda se faz necessário aprofundar o estudo da geometria do local, uma vez que apenas o dado topográfico não é conclusivo quanto às viabilidades técnica e econômica. Para melhor análise, será considerado que a galeria acompanha o terreno de tal forma que o nível d'água máximo encontra-se 0,50m abaixo da cota topográfica, pela falta de melhores dados sobre a locação da galeria.

Da mesma forma, será adotado que o nível d'água máximo do reservatório está localizado 0,50m abaixo da cota do terreno.

Da vazão limite para acionamento do sistema é possível determinar a altura da lâmina d'água no trecho 5 na qual esta vazão ocorre. Esta altura corresponde a 1,09m, ou seja, 0,31m abaixo da cota máxima de 721,26.

Das considerações feitas acima, pode-se concluir que a cotado nível d'água máximo no trecho 5 junto à tomada de água é de 720,95m, enquanto no reservatório esta cota é de 720,83. Portanto, o desnível entre os níveis máximo da galeria e do reservatório é de apenas 0,12m.

Uma consideração importante a respeito da operação do sistema é que o mesmo deve operar somente enquanto a vazão for superior a $6,8\text{m}^3/\text{s}$. Desta forma, para seu aproveitamento total, é obrigatório que o reservatório alcance sua capacidade máxima dentro do período em que esta condição perdurar, sem excedê-lo, caso contrário haverá desperdício de capacidade. Do Gráfico 1, estima-se que esta condição, para TR10 (menor período disponível), dura por aproximadamente 60min. Assim sendo, para um reservatório de 6.400m^3 , deve-se retirar no mínimo $1,77\text{m}^3/\text{s}$ para que a capacidade do mesmo seja esgotada em no máximo 60min. Adotaremos que esta retirada será de $2,0\text{m}^2/\text{s}$.

Utilizando novamente a formulação de Manning e adotando que a tubulação será de Ferro Fundido com coeficiente n igual a 0,014, a tubulação será dividida por trechos para melhor aproveitamento dos dados de cotas do terreno disponíveis. A partir dessas premissas procedeu-se o cálculo do diâmetro necessário para a tubulação, conforme resumido na Tabela 4.

Tabela 4 – Cálculo do diâmetro da tubulação de captação

Z terreno	Z rede	dZ	L	x	i	n	D	A	P	Rh	q	Q
721,76	721,76			0,00								
721,93	721,48	0,28	88,70	88,70	0,00316	0,014	1,200	1,13	3,77	0,3	2,03	2,03
721,25	721,25	0,23	71,20	159,90	0,00323	0,014	1,200	1,13	3,77	0,3	2,06	2,06
720,57	720,57	0,68	115,00	274,90	0,00591	0,014	1,200	1,13	3,77	0,3	2,78	2,78
720,57	720,43	0,14	45,10	320,00	0,00316	0,014	1,200	1,13	3,77	0,3	2,03	2,03

Desta forma, estima-se ser possível esgotar a capacidade do reservatório em cerca de 52 minutos – atendendo o critério de limite de duração da operação – utilizando uma tubulação com diâmetro de 1,20m. Foi tomado cuidado para que fosse possível alojar a vala de acomodação da tubulação numa faixa de aproximadamente 1/3 da largura do leito carroçável das ruas pertencentes ao caminho escolhido, para ser possível evitar interferências com as redes já implantadas no local. Este cuidado foi devidamente atendido com uma vala de 1,60m de largura, ressaltando que as ruas possuem largura de aproximadamente 7,0m.

Conclui-se que o desnível existente entre os níveis máximos de água não é suficiente para alojar a altura da tubulação de transposição da água e suas instalações, portanto o uso de bombas será inevitável. Para operar o sistema por gravidade seria necessário aprofundar o reservatório, o que traria complicações de contenção, estrutura, custo e prazo, além de prejudicar a funcionalidade da quadra para os usuários. Para facilidade de alocação das bombas, foi escolhido que a água será encaminhada da galeria para um poço de sucção junto reservatório por gravidade, de onde será bombeada para dentro do reservatório.

Foi consultado o catálogo do fabricante KSB para verificar se é possível atender aos requisitos do sistema com produtos disponíveis do mercado e constatou-se que o sistema proposto é viável adotando um par de bombas do modelo KSB SNZ 500-440 (1160rpm), capaz

de prover a vazão e altura manométrica necessárias e pode operar na condição de NPSH disponível.

O motor para acionar cada bomba deve fornecer uma potência no eixo igual ou superior a 137,5kW.

A Figura 23 mostra um esquema de implantação do sistema (sem escala). Ao atingir seu nível máximo, o sistema de captação é desligado automaticamente, evitando o transbordamento do reservatório.

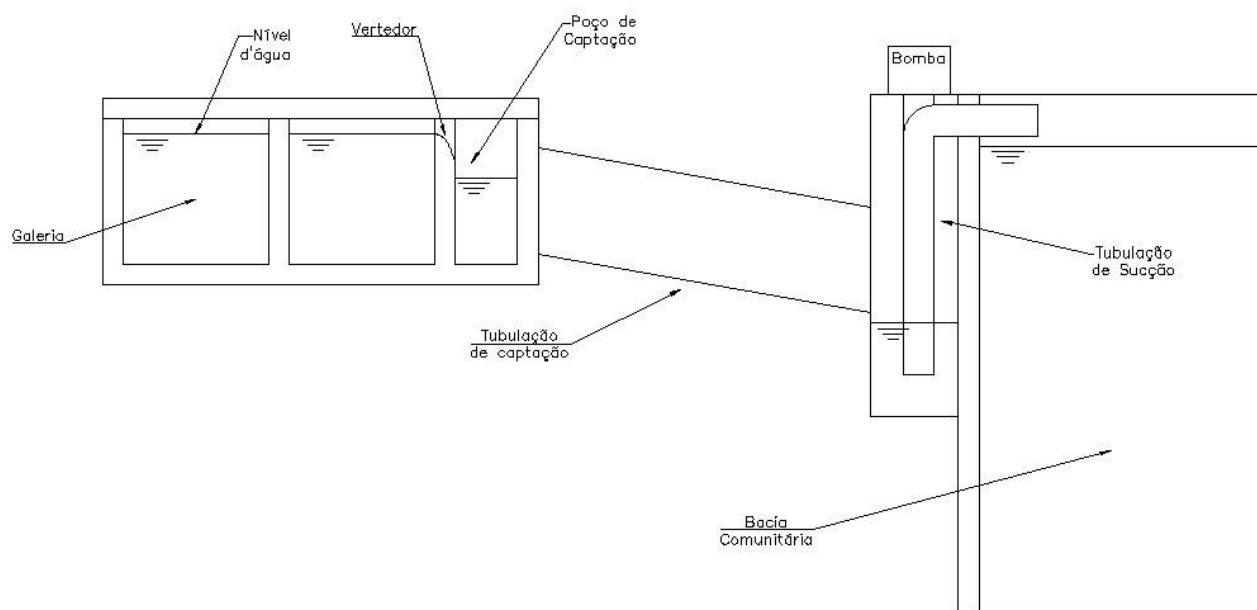


Figura 23– Modelo de captação para a bacia comunitária

Outro aspecto operacional importante será o esvaziamento dos reservatórios depois de terminada a chuva. Deve-se cuidar para que a vazão de saída total não supere a capacidade da galeria com alguma folga, com atenção especial para que esta vazão descarregada não supere a própria vazão de acionamento do sistema de captação.

Limitando a descarga total em 50% da vazão de acionamento, isto é, $3,4\text{m}^3/\text{s}$, e considerando dois reservatórios com 6.400 m^3 e 12.800m^3 de capacidade, esta operação deverá levar no mínimo

1h34min. Portanto, é possível esvaziar os reservatórios de forma relativamente rápida para deixá-los prontos para ser utilizados novamente. Esta velocidade permite ainda que o esvaziamento seja feito durante horários com menor tarifa energética a fim de reduzir o custo operacional, ressaltando que esta opção acarreta num risco maior de uma nova chuva começar enquanto os reservatórios ainda estiverem cheios, tornando o sistema ineficaz.

Para atingir a meta de esvaziamento total em 1h34min, o reservatório da EMEF Prof. Paulo Nogueira Filho(6.400m³) precisa ter uma capacidade de bombeamento de 1,13m³/s. Já o reservatório do clube dos Amigos da Casa Verde (12.800m³) precisa de uma capacidade de 2,27m³/s.

Recomenda-se a instalação de 4 bombas para cada reservatório, sendo 2 operantes e 2 de reserva, para uma maior proteção contra problemas relacionados a mal funcionamento de uma ou duas bombas, garantindo que o sistema poderá operar em capacidade total ainda que a primeira bomba reserva tenha problemas.

Também é fortemente recomendado que tanto o sistema de descarga dos reservatórios quanto o sistema de captação sejam providos de gerador, visto que não é desejável que ambos fiquem inoperantes no caso de uma falha na rede de fornecimento de energia elétrica.

4.7 TECNOLOGIA DE CONSTRUÇÃO

As tecnologias utilizadas devem atenderà condição de “construtibilidade” e produtividade, ou seja, atender ao cenário apresentado em sua execução e ser o suficientemente rápido para atender o prazo de execução da obra, focando o intervalo de férias escolares.

Para que o sistema possa apenas reservar um grande volume d'água, sem que haja infiltração ou percolação para o subsolo, é necessário um sistema de impermeabilização eficiente tanto para as paredes laterais quanto o fundo do reservatório.

Para a impermeabilização lateral (paredes do reservatório enterrado) será utilizado o sistema de contenção como um sistema de impermeabilização, considerando a premissa que deverá ser escolhido um sistema que possa ser utilizado com presença de água. Para isto, o uso de estacas pranchas será essencial para o projeto, pois a forma que são feitas as juntas entre estacas prancha (ligação macho e fêmea) garantem a não percolação de água para fora do reservatório, conforme mostrado na Figura 24. Entretanto, esta junta deve ser tratada através de um complemento, com a utilização de mastiques. Também é recomendada uma pintura hidrofugante e a manutenção desta pintura para que aumente a vida útil da estrutura.

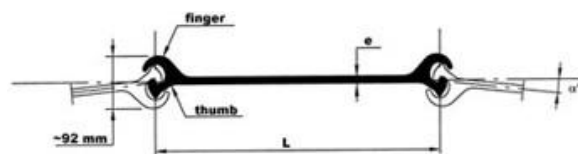


Figura 24 – Detalhe da ligação macho e fêmea da estaca prancha

Para o fundo do reservatório, foi adotada a premissa que não será permitida a infiltração de água no solo, evitando a colmatagem e contaminação do mesmo. Para isto, foi considerado o uso de manta polimérica para impedir esta infiltração. Além do fundo, a manta também será utilizada para fazer a impermeabilização da junta entre o fundo e a estaca prancha.

Sobre a camada da manta será aplicada uma camada de argamassa com aditivo hidrofugante. A camada será constituída pela argamassa e por uma tela de aço para proteção mecânica.

4.8 MODELO ESTRUTURAL

Foi feito o dimensionamento e detalhamento estrutural apenas da bacia comunitária que foi locada sob a quadra da Escola Municipal Prof. Paulo Nogueira Filho.

4.8.1 SISTEMA DE CONTENÇÃO

Para determinação da altura da ficha, foi feito o equilíbrio através do modelo mostrado na figura 25. Considerando os esforços de empuxos ativos e passivos, determinou-se um comprimento de 2,5m de ficha com um coeficiente de segurança (FS) de 1,6.

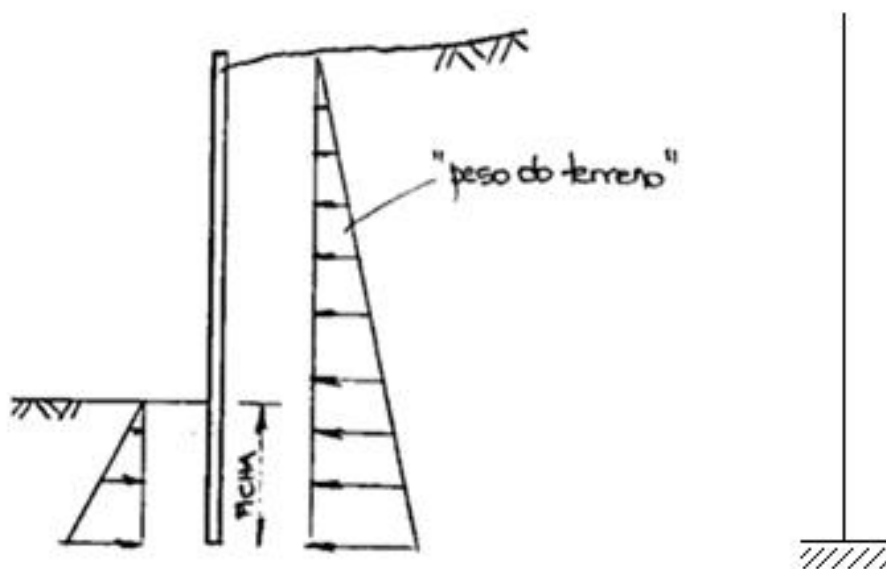


Figura 25 – Modelo estrutural para cálculo da ficha

Também foi adotada uma linha de tirante na profundidade de 2,5m em relação ao topo do terreno, para aumentar a estabilidade da

estrutura, visto que a altura de 7,0 m é muito elevada para não ter nenhum ponto de apoio. Para isto, foi dimensionada a carga do tirante modelado no *software* FTOOL[®] através de um apoio simples ao longo da estrutura. A Figura 26 mostra o modelo feito no *software* FTOOL[®] e os diagramas de normal, cortante e fletor.

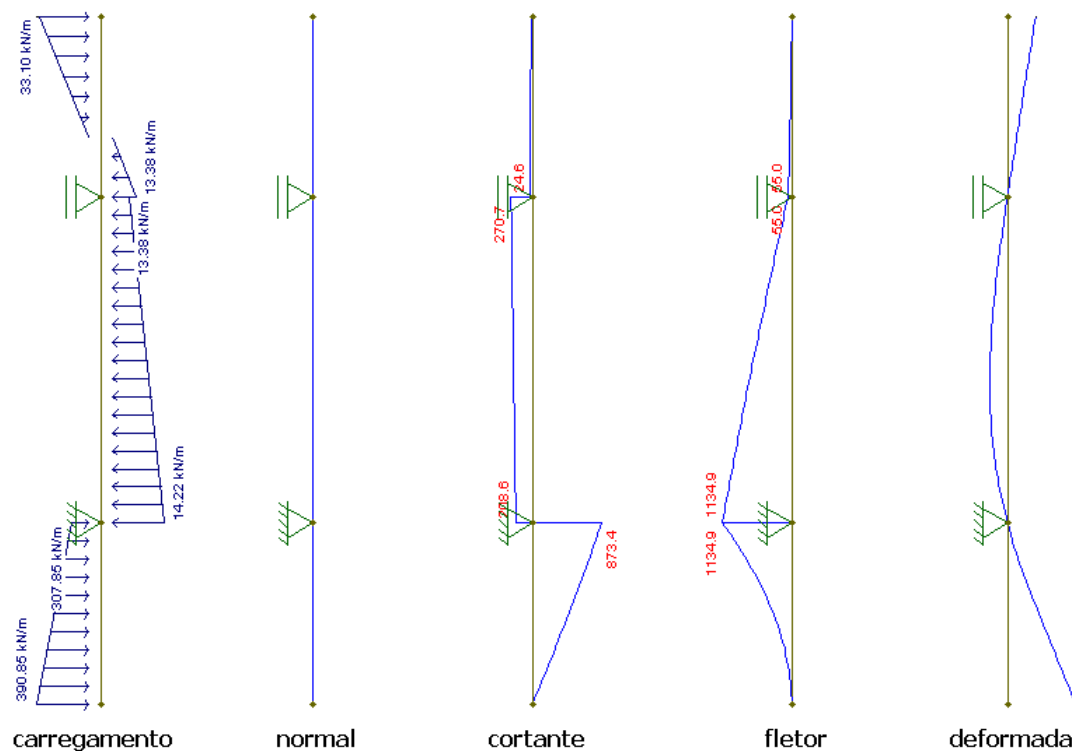


Figura 26 – Modelo do *software* FTOOL[®] e diagramas de normal, cortante e fletor e esquema da deformada

A deformada mostra que os deslocamentos de extremidade superior e inferior são de 2,56mm e 6,17mm e na parte central de 1,57mm, definindo um sistema de pouco deslocamento. O tirante será distribuído a cada 1,5m com a carga de 200 kN. Como o coeficiente de segurança da estrutura já é maior do que 1,5, a presença do tirante aumenta este coeficiente.

A ancoragem do tirante deve estar localizada fora da linha de ruptura do talude, conforme Figura 27. Para este talude, o

comprimento adotado é de 3,0m, comprimento mínimo adotado pela norma NBR 5629.

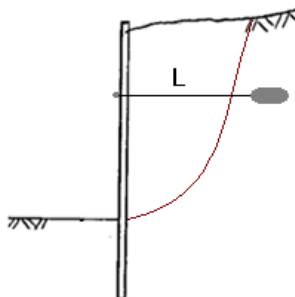


Figura 27 – Desenho esquemático sobre o comprimento dos tirantes

4.8.2 CONCEPÇÃO DA ESTRUTURA

A concepção da estrutura a ser executada é a mesma que vem sendo implantada em outros sistemas de detenção de enchentes, como os “Piscinões”, que é a utilização de uma estrutura de concreto. Será utilizado o sistema de LVP (laje, viga e pilar).

4.8.3 CÁLCULO DE CARGAS E DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA

Para o dimensionamento da estrutura foi utilizada a NBR 6118/2003(“Projeto de estruturas de concreto – Procedimento”), como dito anteriormente. Nos parâmetros de projeto, foi adotado o concreto de f_{ck} 25 MPa, aço CA-50 e o coeficiente de segurança γ_f de 1,4.

Por esta norma, o projeto deve respeitar um cobrimento mínimo pela fórmula 11.

(11)

Onde:

- C_{nom} é o cobrimento adotado;
- C_{mim} é o cobrimento mínimo, de acordo com a classe de agressividade (tabela 5); e
- ΔC é a tolerância de execução ($>10\text{mm}$).

A estrutura está em um cenário apresentado (obra urbana com presença de água), resultando em um cobrimento de 45+10 mm para a laje e 50 + 10 mm para a viga e a laje.

Tabela 5 – Classe de agressividade ambiental para estrutura de concreto

Elemento	Classe de agressividade ambiental			
	I (rural ou submersa)	II (urbana ^{1,2})	III (marinha ¹ ou industrial ^{1,2})	IV (industrial ^{1,3} ou maresia)
	Cobrimento nominal (C_{nom}) - mm			
Laje	20	25	35	45
Viga ou Pilar	25	30	40	50

Primeiramente, foi feito um modelo unifilar da estrutura, conforme mostrado na Figura 28 - Diagrama unifilar da estrutura.

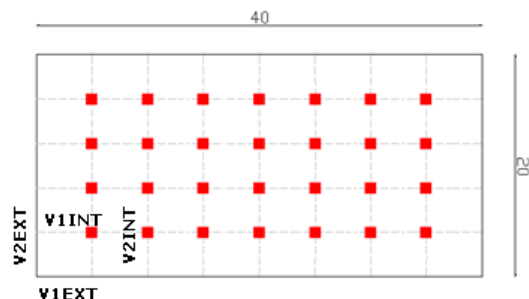


Figura 28 - Diagrama unifilar da estrutura

É visto que temos lajes simétricas (todas com 4,0 metros de comprimento e 5,0 metros de largura). Para efeito de dimensionamento, será adotada uma laje padrão destas dimensões.

Para o dimensionamento inicial da espessura da laje e da altura viga, foi adotado pelas fórmulas 12 e 13, que:

(13)

(14)

Onde:

- H é a espessura da laje ou altura da viga
- L_x é o comprimento da laje na direção x
- L_f é o comprimento de flambagem da viga

Desse modo, foi dimensionado que a laje terá uma espessura de 19cm, considerando os 55mm de cobrimento da armadura. E para a viga, a altura dimensionada foi de 50cm, considerando os 6,0cm de cobrimento da armadura.

A partir desses cálculos, é possível estabelecer os valores de carregamentos das lajes, vigas e pilares. Para as lajes, as cargas

foram divididas entre carregamentos permanentes (G) e carregamentos acidentais (Q), que estão apresentados a seguir.

Para distribuição das cargas nas lajes, foi calculada a parcela que cada lado da laje transmite para a viga (adotando um ângulo de 45°, baseado da distribuição do telhado), conforme a figura 29 e resultados da Tabela 6.

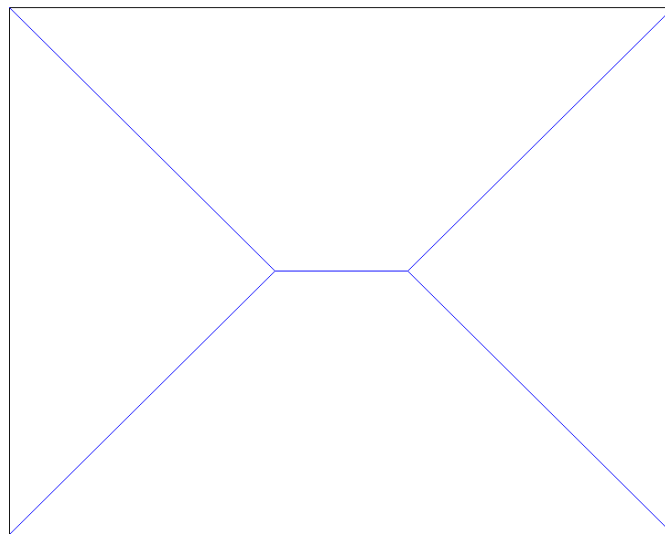


Figura 29 – Divisão da laje em forma de telhado, para cálculo de transmissão de cargas das lajes para as vigas

Tabela 6 – Cálculo da parcela do carregamento transmitida para as vigas

Laje	L_x	L_y	H	g_k	q_k	L_x/L_y
	m	m	M	kN/m ²	kN/m ²	m/m
L	4,00	5,00	0,19	5,63	2,00	0,80

g_{kx}	g_{ky}	q_{kx}	q_{ky}	p_{kx}	p_{ky}
kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²
5,63	6,75	2,00	2,40	7,63	9,15

Para o dimensionamento das vigas, foi considerada a área de influência de cada viga nas lajes, aplicando o método do telhado, conforme mostrado na (figura 30); sendo que as vigas internas apresentam uma área duas vezes maior que a externa, pois apresentam influência da laje vizinha. O carregamento atuante nas vigas é demonstrado na Tabela 7.

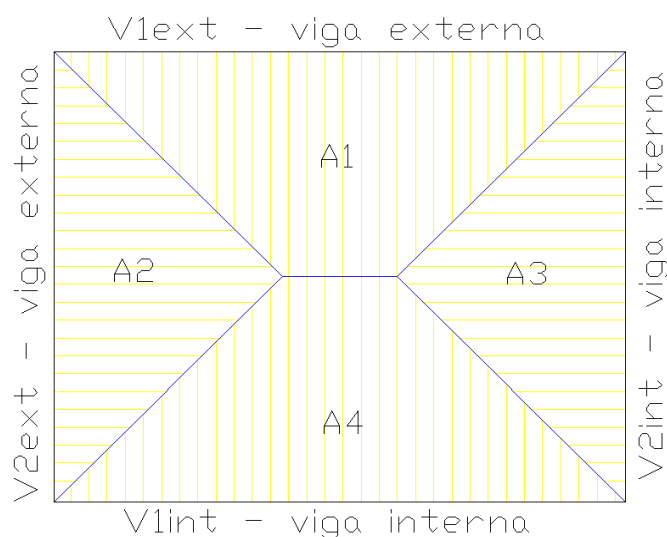


Figura 30–Divisão do carregamento das lajes e transmissão para as vigas através do método telhado

Tabela 7 – Cálculo do carregamento atuante das vigas

Viga	Vão	B	H	Peso próprio	Área de influência	g_k	q_k	p_k
	M	Cm	Cm	kN/m	m ²	kN/m	kN/m	kN/m
V1 int	4,00	25	50	3,1	8,00	14,4	4	18,4
V1ext	4,00	25	50	3,1	4,00	8,8	2	10,8
V2ext	5,00	25	50	3,1	6,00	11,2	2,88	14,1
V2int	5,00	25	50	3,1	12,00	19,3	5,76	25,1

Para dimensionamento das vigas, foi fixado que a profundidade da linha neutra (x) deve estar dentro do domínio de deformação 2-3, afirmando que a armadura está sendo tracionada e o concreto comprimido, não necessitando de armadura dupla. Para este dimensionamento foi utilizado o cálculo mediante os coeficientes tipo K , onde para diferentes posições da linha neutra e pela relação —, são expressos valores de K_c e K_s . Desse modo, pela fórmula 15:

$$\text{—} \quad (15)$$

Sendo:

- K_c é o coeficiente de correlação;
- b_w é a largura da viga;
- d é a altura do bordo da viga até a armadura inferior; e
- M_D é o momento solicitante.

Com isso, é possível determinar a área de armadura necessária pela fórmula 16.

$$\text{—} \quad (16)$$

Sendo:

- A é a área de armadura da seção; e
- K_s é o coeficiente de correlação.

Desse modo, a Tabela 8 apresenta o dimensionamento das vigas da estrutura

Tabela 8– Dimensionamento das vigas internas e externas da estrutura pelo cálculo dos coeficientes K

Viga	Vão m	p_k kN/m	M_k kN.m	M_d kN.m	M_d kN.cm	K_c	B	K_s	Dom.	Armadura cm ²
V1 int	4,00	18,4	73,5	103	10290	4,92	0,02	0,08	2	5,488
V1 ext	4,00	10,8	43	60	6020	8,41	0,02	0,05	2	3,211
V2 ext	5,00	14,1	88,2	123	12341	4,10	0,02	0,09	2	6,582
V2 int	5,00	25,1	157	219	21949	2,31	0,03	0,19	2	12,19

Observação: As tabelas utilizadas para determinação da área de armadura estão nos anexos A1 e A2

Para o cálculo dos pilares, foi analisada a influência de cada pilar na distribuição de carregamentos, considerando o peso próprio das vigas e dos pilares. Os pilares foram divididos em quatro classes, conforme figura 31.

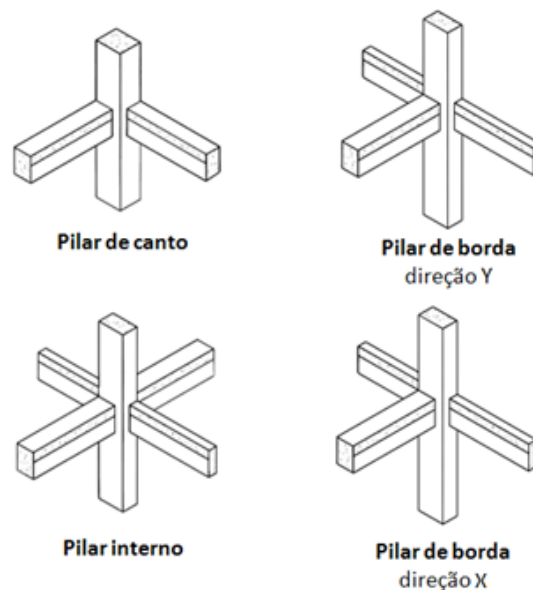


Figura 31 – Divisão dos pilares para consideração dos carregamentos

Para o dimensionamento dos pilares foi considerada a relação da fórmula 17.

$$\sigma = \frac{N}{A} \quad (17)$$

Sendo:

- σ é a resistência do concreto a compressão;
- N é a carga normal aplicada; e
- A é a área da seção.

Para análise da estabilidade, foi analisada a estabilidade global dos pilares (fórmula 18) e a necessidade de verificação para os efeitos de segunda ordem (fórmula 19).

$$\frac{N}{A} \leq \sigma \quad (18)$$

$$N \leq A \cdot \sigma \quad (19)$$

Para análise inicial foi determinada a altura necessária dos pilares, obtida pela fórmula 20.

$$h = \frac{N}{A \cdot \sigma} \quad (20)$$

A altura útil foi fixada em 6,0m e a folga em 1,0m para que não houvesse o transbordamento da bacia comunitária de detenção. A tabela 9 apresenta o dimensionamento dos pilares.

Tabela 9 – Dimensionamento dos pilares

Pilar	Carga	Altura	Largura	Base	Área	σ
	kN	M	M	m	m ²	kN/m ²
P1	161	7,00	0,30	0,30	0,09	1791

P2	231	7,00	0,30	0,30	0,09	2571
P3	480	7,00	0,30	0,30	0,09	5331
P4	615	7,00	0,30	0,30	0,09	6831

Observação: Tensões menores do que a resistência do concreto de 25000 kN/m²

A verificação da estabilidade global foi calculada pela fórmula 21.

$$\frac{N}{A} \leq \frac{f_{ctd}}{\gamma_c} \quad (21)$$

Pela norma NBR6118/2003, para $\alpha < \alpha_1 = 0,6$, a estrutura é considerada de nós fixos e, portanto, estável. Para $\lambda < 90$, é dispensável a análise de efeito de segunda ordem, a consideração das deformações por este efeito. A verificação de necessidade de análise de efeito de segunda ordem foi calculada pela fórmula 22.

$$\frac{N}{A} \leq \frac{f_{ctd}}{\gamma_c} \quad (22)$$

Para dimensionamento das sapatas, foi calculada através da limitação da resistência do solo em 1000kN/m². Além disto, deve se fixar a relação entre $a - a_0 = b - b_0$, onde a e b são as dimensões das sapatas e a_0 e b_0 são as dimensões dos pilares.

A NBR 6118/2003 classifica as sapatas de fundação entre rígidas e flexíveis pelas fórmulas 23 e 24.

$$\frac{a}{a_0} \leq \frac{b}{b_0} \quad (23)$$

$$\frac{a}{a_0} \geq \frac{b}{b_0} \quad (24)$$

A Tabela 10 mostra o dimensionamento das sapatas dos respectivos pilares, sendo definidas sapatas rígidas.

Tabela 10 – Dimensionamento das sapatas

Sapata	σ	σ_{solo}	Área	A	b	a_0	b_0	$a - a_0 = b - b_0$	h
	kN/m ²	kN/m ²	m ²	M	m	M	M	M	m
S1	1791	1000	1,97	1,40	1,40	0,3	0,3	1,10	0,40
S2	2571	1000	2,83	1,65	1,65	0,3	0,3	1,38	0,45
S3	5331	1000	5,86	2,40	2,40	0,3	0,3	2,12	0,70
S4	6831	1000	7,51	2,75	2,75	0,3	0,3	2,44	0,80

Para os pilares de divisa, estes serão posicionados de forma excêntrica aos eixos centrais das sapatas, conforme a Figura 32.

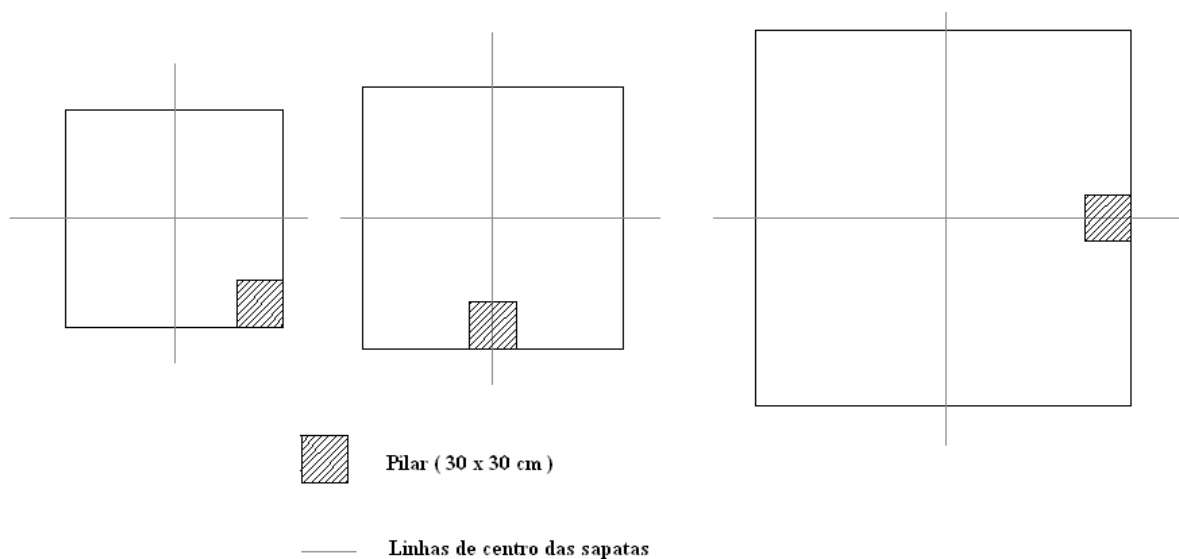


Figura 32 – Excentricidade dos pilares em relação ao centro das sapatas nos casos dos pilares de extremidade (canto e borda)

Para solução deste problema, as vigas baldrame serão utilizadas como vigas alavancas, compensando esta excentricidade.

4.8.4 MODELO ESTRUTURAL

O anexo B apresenta o projeto da estrutura calculada.

4.9 PLANEJAMENTO DE CONSTRUÇÃO

Para a elaboração do planejamento, a construção da bacia comunitária de 6,4mil m³ (40x40x6m) foi dividida em EAP's (estrutura analítica de projeto) mostradas abaixo.

- **Bacia comunitária 6,4mil m³ (40x40x6 m)**

- Serviços preliminares
- Terraplanagem / estrutura de contenção
- Estrutura de concreto
- Fundação
 - Sapatas isoladas
 - Vigas baldrame
 - Pilares
 - Vigas
 - Laje
- Impermeabilização da estrutura
- Instalações
- Remontagem da estrutura existente

Com o auxílio do *software* MS Project®, foram programadas a execução de todas as atividades, conforme tabela e detalhadas no anexo C. Os cálculos foram baseados nas produtividades dos equipamentos e nos índices de mão de obra das tabelas de orçamento apresentadas na metodologia. No calendário de planejamento, foram considerados todos os dias como dias corridos (excluindo a existência de finais de semana e feriados).

Desse modo, todo o projeto é executado em um prazo de 95 dias (figura 33), sendo possível executá-lo durante o período de férias escolares de dezembro a fevereiro, com prejuízo mínimo para a escola e os estudantes.

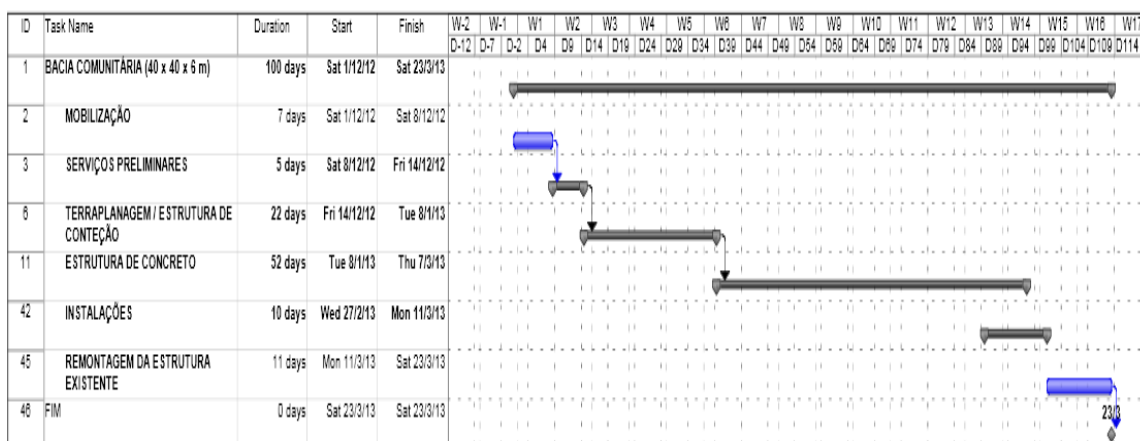


Figura 33 – Macrocronograma das atividades executadas

4.10 PROJETO ORÇAMENTÁRIO

Para elaboração do custo de implantação do reservatório, foi elaborado o seu orçamento com o auxílio do *software* Solum®.

Primeiramente, foram levantados todos os quantitativos em relação aos serviços que serão executados para a construção da bacia comunitária, conforme mostrado na Tabela 11.

Uma das simplificações utilizadas foi a adoção de um fator de armadura para os elementos de concreto (laje, viga, pilar e sapata). Foi adotada uma taxa de 100 kg/m³ de concreto para cálculo da armadura. E os preços considerados são os preços praticados no mercado.

Tabela 11 – Planilha de Serviços x Quantidade

Código	Nome	Unid.	Quant.
001	BACIA COMUNITÁRIA		1,00
001.001	SERVIÇOS PRELIMINARES		
001.001.01	Retirada da estrutura existente	M2	800,00
001.001.02	Demolição do pavimento	M3	800,00
001.002	TERRAPLANAGEM / ESTRUTURA DE CONTENÇÃO		
001.002.01	Cravação das estacas pranchas	M	1.520,00
001.002.02	Escavação de h = 0,00 m até h = 3,00 m	M3	4.800,00
001.002.03	Escavação de h = 3,00 m até h = 7,00 m	M3	6.400,00
001.002.04	Tirantes em h = 2,5 de 200kN L = 3 m	M	320,00
001.004	ESTRUTURA DE CONCRETO		
001.004.01	SAPATAS ISOLADAS		
001.004.01.0001	Escavação das sapatas	M3	357,98
001.004.01.0002	Forma das sapatas	M2	569,52
001.004.01.0003	Armação das sapatas	KG	22.551,51
001.004.01.0005	Concreto magro	M3	22,60
001.004.01.0006	Concreto estrutural fck = 25 MPa	M3	226,00
001.004.01.0007	Reaterro das sapatas	M3	131,98
001.004.03	VIGAS BALDRAMES		
001.004.03.0001	Escavação das vigas baldrame	M3	51,45
001.004.03.0002	Forma das vigas baldrame	M2	252,00
001.004.03.0003	Armação das vigas baldrame	KG	3.150,00
001.004.03.0004	Concreto magro	M3	7,35
001.004.03.0005	Concreto estrutural fck = 25 MPa	M3	31,50
001.004.03.0006	Reaterro das vigas baldrame	M3	19,95
001.004.04	PILARES		
001.004.04.0001	Forma dos pilares	M2	388,80
001.004.04.0002	Armação dos pilares	KG	2.916,00

001.004.04.0003	Concretagem dos pilares	M3	29,16
001.004.04.0004	Montagem dos pilares	UN	54,00
001.004.05	VIGA		
001.004.05.0001	Forma das vigas	M2	420,00
001.004.05.0002	Armação das vigas	KG	4.725,00
001.004.05.0003	Concreto estrutural fck = 25 MPa	M3	47,25
001.004.05.0004	Montagem das vigas	UN	94,00
001.004.06	LAJE		
001.004.06.0001	Forma das lajes	M2	800,00
001.004.06.0002	Armação das lajes	KG	14.000,00
001.004.06.0003	Escoramento das lajes	M3	4.800,00
001.004.06.0004	Concreto estrutural fck = 25 MPa	M3	140,00
001.005	IMPERMEABILIZAÇÃO DA ESTRUTURA		
001.005.01	Impermeabilização do fundo	M2	800,00
001.006	INSTALAÇÕES		
001.006.01	Instalações elétricas	VB	1,00
001.006.02	Instalações hidráulicas	VB	1,00
001.007	REMONTAGEM		
001.007.01	Recuperação da quadra	UN	1,00
001.007.02	Remontagem da estrutura existente	M2	800,00

Com o estudo do projeto, foram criadas as composições de cada serviço, conforme o relatório no anexo D, bem como as curvas ABC de serviços e insumos (anexo E). Desse modo, foi elaborado o custo unitário de cada serviço e, em consequência, os custos parciais de cada serviço e o total do projeto, conforme Tabela 12– Planilha Serviços x Custo por etapas e total.

Tabela 12– Planilha Serviços x Custo por etapas e total

001	BACIA COMUNITÁRIA	3.739.624,71
001.001	SERVIÇOS PRELIMINARES	182.200,00
001.002	TERRAPLANAGEM / CONTENÇÃO	1.191.510,12
001.004	ESTRUTURA DE CONCRETO	1.754.726,03
001.005	IMPERMEABILIZAÇÃO	208.242,28
001.006	INSTALAÇÕES	150.000,00
001.007	REMONTAGEM	252.946,28

Para a construção desta bacia comunitária, é obtido um custo unitário de 390 R\$/m³, valor acima da construção de “Piscinões” (média de 150 reais/m³). Comparando com os custos dos reservatórios estipulados pela “Lei das Psicininhas”, somente o valor da cisterna apresenta um custo unitário de 900 a 1100 R\$/m³ (Cisterna Água de Chuva 5.000 Litros – Acqualimp – R\$ 5.689,80; e Cisterna Água de Chuva 10.000 Litros – Acqualimp - R\$ 9.334,05).

5. CONCLUSÃO

O trabalho desenvolvido mostrou que é possível tratar o problema das enchentes em grandes metrópoles sem os prejuízos urbanísticos trazidos pelo modelo de “Piscinões” e sem o problema de prazo extremamente longo (e indefinido) da Lei das Piscinhas. Ficou claro que esta concepção, apesar de mais dispendiosa na relação R\$/m³ que os “Piscinões”, é viável sob os aspectos logístico, econômico e de “construtibilidade”.

Sendo assim, torna-se mais uma opção de solução estrutural disponível, destacando como pontos fortes a integração com o espaço público, eficácia, velocidade de implantação, a não transferência do ônus da implementação para o empreendedor imobiliário e o melhor aproveitamento do espaço. Como pontos fracos, podem-se destacar o custo quase três vezes superior em relação ao modelo de “Piscinões” e

a maior complexidade deste sistema, exigindo um controle mais rigoroso quanto às suas condições de manutenção.

Esta solução torna-se interessante em cidades já densamente ocupadas, nas quais a aquisição de espaço para construção de grandes reservatórios é problemática tanto pela falta de terrenos livres quanto pela imagem politicamente negativa que as desapropriações possuem.

6. REFÊRENCIAS BIBLIOGRAFICAS

AGENCIA ESTADO. Fiesp calcula perda de R\$ 3,4 bi com chuvas e enchente. São Paulo, 2011. Disponível em: <http://www.istoedinheiro.com.br/>. Acesso em: 10 de outubro de 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (NBR5629). Comissão de estudo de ancoragem de estruturas no solo. Rio de Janeiro, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (NBR6118). Projeto de estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro, 2003.

BRASIL. LEI N.º 13.276, de janeiro de 1996. Torna obrigatória a execução de reservatório para as águas coletadas por coberturas e pavimentos nos lotes edificadas ou não, que tenham área impermeabilizada superior a 500,00m². Legislação Municipal de São Paulo.

CANHOLI, A. P.; Drenagem urbana e controle de enchentes. São Paulo: Oficina de textos, 2005.

DAEE – Plano Diretor de Macro-Drenagem da Bacia do Alto Tietê. São Paulo: Consórcio GOVERNO DO ESTADO DE SÃO PAULO DAEE, 2000.

EMPLASA. Empresa Paulistana de Planejamento Metropolitano SA. Mapa da área de urbanização da RMSP. [São Paulo], 1974. 1 mapa: 78x57 cm. Escala: 1:2.000.

JORGE, J. São Paulo das enchentes, 1890 – 1940. Revista Eletrônica do Arquivo Público do Estado de São Paulo, São Paulo, n. 47, abril, 2011. Disponível em: <http://www.historica.arquivoestado.sp.gov.br/>. Acesso em: 10 de janeiro de 2011.

IPT, INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS. A Prefeitura de São Paulo disponibilizou no seu site dados do mapeamento das áreas de risco identificadas pelo IPT, 2011. Disponível em: <http://www.ipt.br>. Acesso em: 10 de janeiro de 2011.

MINISTÉRIO DA FAZENDA. Economia brasileira em perspectiva. Brasília, 2011. Disponível em <http://www.fazenda.gov.br/>. Acesso em: 19 de dezembro de 2011.

MIYAKE, K. Consensus Building for Comprehensive Flood Loss Prevention Measures. In: Water Resources Environment Technology Center (WEC), Tóquio, Japão, 2010.

PASCHKES, B. et. al. Lei das piscininhas. 2003. Trabalho acadêmico (Graduação em Engenharia Civil) – Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2003.

PREFEITURA DE SÃO PAULO. Mapa da rede de drenagem da RMSP. [São Paulo]. Escala: 1:1.

TUCCI, C.E.M. Drenagem urbana. Porto Alegre: Editora da Universidade/UFRGS, 1995.

TUCCI, C.E.M. in: OLIVEIRA, V. N. E.. Piscininhas – um novo método para controle de enchentes. 2002. 105 f. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil) – Engenharia Civil, Universidade Anhembí Morumbi, São Paulo, 2002.

WIKIARQUITECTURA. G-Cans Project. Disponível em: http://en.wikiarquitectura.com/index.php/G-Cans_Project. Acesso em: 02 de maio de 2012.

ZAHEDFILHO, K. Abastecimento público de água - planejamento, projeto e operação de sistemas de abastecimento de água.

Apresentação de aula. Disciplina: PHD2437 - Águas em ambientes urbanos. Escola Politécnica da USP. 2011.

ZAHED FILHO, K. Abastecimento público de água - planejamento, projeto e operação de sistemas de abastecimento de água. Apresentação de aula. Disciplina: PHD2537 - Águas em ambientes urbanos. Escola Politécnica da USP. 2011.

ANEXOS

ANEXO A

Tabela - Fatores K_c e $p K_s$ para cálculo da armadura das vigas

FLEXÃO SIMPLES EM SEÇÃO RETANGULAR - ARMADURA SIMPLES										
$\beta_x = \frac{x}{d}$	$K_c \text{ (cm}^2/\text{kN)}$								$K_s \text{ (cm}^2/\text{kN)}$	Dom.
	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	CA-50	
0,01	137,8	103,4	82,7	68,9	59,1	51,7	45,9	41,3	0,023	2
0,02	69,2	51,9	41,5	34,6	29,6	25,9	23,1	20,8	0,023	
0,03	46,3	34,7	27,8	23,2	19,8	17,4	15,4	13,9	0,023	
0,04	34,9	26,2	20,9	17,4	14,9	13,1	11,6	10,5	0,023	
0,05	28,0	21,0	16,8	14,0	12,0	10,5	9,3	8,4	0,023	
0,06	23,4	17,6	14,1	11,7	10,0	8,8	7,8	7,0	0,024	
0,07	20,2	15,1	12,1	10,1	8,6	7,6	6,7	6,1	0,024	
0,08	17,7	13,3	10,6	8,9	7,6	6,6	5,9	5,3	0,024	
0,09	15,8	11,9	9,5	7,9	6,8	5,9	5,3	4,7	0,024	
0,10	14,3	10,7	8,6	7,1	6,1	5,4	4,8	4,3	0,024	
0,11	13,1	9,8	7,8	6,5	5,6	4,9	4,4	3,9	0,024	
0,12	12,0	9,0	7,2	6,0	5,1	4,5	4,0	3,6	0,024	
0,13	11,1	8,4	6,7	5,6	4,8	4,2	3,7	3,3	0,024	
0,14	10,4	7,8	6,2	5,2	4,5	3,9	3,5	3,1	0,024	
0,15	9,7	7,3	5,8	4,9	4,2	3,7	3,2	2,9	0,024	
0,16	9,2	6,9	5,5	4,6	3,9	3,4	3,1	2,7	0,025	
0,17	8,7	6,5	5,2	4,3	3,7	3,2	2,9	2,6	0,025	
0,18	8,2	6,2	4,9	4,1	3,5	3,1	2,7	2,5	0,025	
0,19	7,8	5,9	4,7	3,9	3,4	2,9	2,6	2,3	0,025	
0,20	7,5	5,6	4,5	3,7	3,2	2,8	2,5	2,2	0,025	
0,21	7,1	5,4	4,3	3,6	3,1	2,7	2,4	2,1	0,025	
0,22	6,8	5,1	4,1	3,4	2,9	2,6	2,3	2,1	0,025	
0,23	6,6	4,9	3,9	3,3	2,8	2,5	2,2	2,0	0,025	
0,24	6,3	4,7	3,8	3,2	2,7	2,4	2,1	1,9	0,025	
0,25	6,1	4,6	3,7	3,1	2,6	2,3	2,0	1,8	0,026	
0,26	5,9	4,4	3,5	2,9	2,5	2,2	2,0	1,8	0,026	

ANEXO B

ANEXO C

ANEXO D

ANEXO E