



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO**

**Escola Politécnica – Poli/ UFRJ**

**Depto. de Recursos Hídricos e Meio Ambiente – DRHIMA**

**ENGENHARIA CIVIL**



**TRABALHO FINAL DE GRADUAÇÃO**

**AVALIAÇÃO E REABILITAÇÃO DE REDES DE MICRO-DRENAGEM**

**Vinicius de Mello Moutinho**

**Rio de Janeiro**

**2011**

Vinicius de Mello Moutinho

TRABALHO FINAL DE GRADUAÇÃO

AVALIAÇÃO E REABILITAÇÃO DE REDES DE MICODRENAGEM

Monografia apresentada como Trabalho de Conclusão do Curso de Engenharia Civil da Faculdade Federal do Rio de Janeiro, como requisito parcial para a obtenção do Grau de Engenheiro Civil.

Orientadores:

Prof. MARCELO GOMES MIGUEZ

Prof. PAULO RENATO BARBOSA

Rio de Janeiro

2011

Vinicius de Mello Moutinho

TRABALHO FINAL DE GRADUAÇÃO  
AVALIAÇÃO E REABILITAÇÃO DE REDES DE MICODRENAGEM

PROJETO FINAL DE CURSO SUBMETIDO AO CORPO DOCENTE DA ESCOLA POLITÉCNICA DA  
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO, COMO PARTE DOS REQUISITOS PARA A OBTENÇÃO  
DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL.

Aprovada em Outubro de 2011

BANCA EXAMINADORA

---

Prof. Marcelo Gomes Miguez, D.Sc

ORIENTADOR

---

Prof. Paulo Renato Diniz Junqueira Barbosa, D.Sc

CO-ORIENTADOR

---

Oswaldo Moura Rezende, M.Sc

Rio de Janeiro

2011



## Índice

1.0	Introdução .....	4
2.0	Histórico das cheias na cidade do Rio de Janeiro.....	5
3.0	Evolução Urbanística da Cidade do Rio de Janeiro .....	8
4.0	Cheias urbanas .....	12
4.1.	Adensamento Populacional .....	13
5.0	Redes de Drenagem .....	16
5.1.	Concepção.....	16
5.2.	Micro-Drenagem .....	17
	Projetos de rede de micro-drenagem .....	18
	Método Racional .....	22
	SCS .....	23
	Índice $\phi$ com abstração inicial .....	24
5.3.	Macro-drenagem.....	25
	Projetos de macro-drenagem.....	26
6.0	Técnicas compensatórias em Drenagem Urbana.....	27
6.1.	Técnicas Lineares.....	29
6.1.1.	Trincheiras de infiltração e detenção.....	29
6.1.2.	Valas, Valetas e Planos de infiltração e detenção.....	31
6.1.3.	Pavimentos Permeáveis .....	34
6.2.	Técnicas para o controle centralizado .....	35
6.2.1.	Bacias de Detenção e Retenção .....	35
6.3.	Técnicas para o controle na fonte.....	38
6.3.1.	Poços .....	38
6.3.2.	Telhados Armazenadores.....	39
6.3.3.	Reservatórios individuais .....	40
7.0	Avaliação e Reabilitação de Redes de Micro-drenagem .....	42
7.1.	Avaliação e Reabilitação.....	43
7.1.1.	Avaliação Estrutural .....	43
7.1.1.1.	Inspeção Visual.....	44
7.1.1.2.	Inspeção por partícula magnética .....	46
7.1.1.3.	Teste Ultra-sônico .....	46
7.1.1.4.	Termografia .....	47
7.1.1.5.	Georadar .....	48
7.1.2.	Avaliação Hidráulica .....	49

7.1.3.	Avaliação Ambiental.....	50
7.2.	Reabilitação.....	50
7.2.1.	Reabilitação Estrutural.....	50
7.2.1.1.	Cured in Place Pipes – CIPP.....	51
7.2.1.2.	Fold and Formed Pipe.....	52
7.2.1.3.	Danby Pipe Renovation System.....	53
7.2.2.	Reabilitação Hidráulica.....	56
7.2.3.	Reabilitação Ambiental.....	56
8.0	Estudo de Caso.....	58
8.1.	A Bacia Hidrográfica do Rio Joana.....	58
8.2.	Metodologia Proposta.....	63
	Cenários de Simulação.....	65
	Cenário 1 – Situação Atual.....	65
	Cenário 2 – Reabilitação das redes considerando-se a Situação Atual.....	66
	Cenário 3 – Utilização de técnicas compensatórias de drenagem considerando-se a Situação Atual e Restrições de vazões.....	66
	Cenário 4 – Reabilitação das redes de microdrenagem aliado à utilização de técnicas compensatórias de drenagem considerando-se a Situação Atual sem restrição de vazão.....	68
9.0	Resultados e Análises.....	69
9.0.1	Análises Propostas.....	69
	Análise 1 – Comparação entre os Cenários 1 e 2.....	69
	Análise 2 – Comparação entre os Cenários 1 e 3CL.....	69
	Análise 3 – Comparação entre os Cenários 1 e 3SL.....	70
	Análise 4 – Comparação entre os Cenários 1 e 4.....	70
	Análise 5 – Comparação entre os Cenários 2 e 3SI.....	70
	Análise 6 – Comparação entre os Cenários 2, 3SL e 4.....	70
9.0.2	Resultados das Simulações.....	71
	Análise 1 – Comparação entre os Cenários 1 e 2.....	71
	Análise 2 – Comparação entre os Cenários 1 e 3CL.....	86
	Análise 3 – Comparação entre os Cenários 1 e 3SL.....	98
	Análise 4 – Comparação entre os Cenários 1 e 4.....	109
	Análise 5 – Comparação entre os Cenários 2 e 3SI.....	120
	Análise 6 – Comparação entre os Cenários 2, 3SL e 4.....	131
10.0	Conclusões e recomendações.....	144
10.1.	Conclusões.....	144
10.2.	Recomendações.....	149

Referências Bibliográficas .....	150
Anexo 1 – Manchas de inundação Cenário 1 .....	153
Anexo 2 – Manchas de inundação Cenário 2 .....	154
Anexo 3 – Manchas de inundação Cenário 3CL .....	155
Anexo 4 – Manchas de inundação Cenário 3SL .....	156
Anexo 5 – Manchas de inundação Cenário 4 .....	157

## 1.0 Introdução

O Trabalho Final de Graduação a ser desenvolvido tem por objetivo a apresentação de algumas técnicas de avaliação e reabilitação de redes de micro-drenagem. Este assunto, já é conhecido e aplicado em diversos países, sobretudo nos Estados Unidos e em alguns países europeus, como Alemanha e Inglaterra, onde já existe grande quantidade de informações disponíveis. No Brasil, por outro lado, a prática de manutenção, seja ela preventiva e/ou corretiva, ainda é pouco observada no âmbito da drenagem urbana, cabendo então, a discussão da aplicabilidade destas técnicas à nossa realidade, que poderá em algum momento, sofrer adaptações e a sua aplicação. Apresentam-se também alguns conceitos e equipamentos de técnicas compensatórias de drenagem que, ao serem aplicadas em conjunto com as técnicas usuais, possibilitam um ganho de eficiência no funcionamento da rede, além de ganhos ambientais e estéticos significativos. De forma que fosse possível mensurar o ganho de eficiência que a reabilitação de uma rede de micro-drenagem possibilitaria, fez-se um estudo de caso, aplicando os conceitos discutidos ao longo deste projeto em um modelo matemático. Este processo deu-se da seguinte forma:

- a) Avaliação da situação atual do sistema de drenagem (macro e micro) e a sua condição de escoamento das águas, para uma determinada chuva de projeto, a ser definida;
- b) Proposição de um conjunto de medidas estruturais para a melhoria do sistema;
- c) Modelação matemática, como forma de apoio aos diagnósticos. Cenários de simulação serão construídos, com o uso do MODCEL (Miguez, 2001), modelo hidrodinâmico *quasi* 2D, para a simulação de cheias, integrando a rede de drenagem às estruturas da paisagem urbana, e do HIDRO-FLU (Magalhães, 2005) sistema que integra uma série de funcionalidades hidrológicas, ambos desenvolvidos na Universidade Federal do Rio de Janeiro;
- d) Novas verificações do sistema de drenagem, de acordo com as soluções propostas;
- e) Avaliação dos resultados.

A Bacia utilizada para o estudo de caso será a do Rio Joana, situada na Zona Norte da cidade do Rio de Janeiro, englobando bairros tradicionais da área, a saber: Andaraí, Grajaú, Vila Isabel e Maracanã. Juntamente com o Rio Maracanã, esses dois corpos são os mais importantes da Bacia do Canal do Mangue, importante bacia que cuja foz se localiza na zona portuária e onde estão contidos pontos conhecidamente problemáticos do ponto de vista das enchentes urbanas, tais como a Praça da Bandeira e os arredores do Estádio Mário Filho.



## 2.0 Histórico das cheias na cidade do Rio de Janeiro

Registros históricos apontam uma grande quantidade de inundações desde o século XVIII na cidade do Rio de Janeiro, mas no início do século XX houve uma sensível piora da situação da cidade, com a expansão da malha urbana em direção à periferia, sem que fossem providas as condições de infra-estrutura adequadas para comportar o crescimento da cidade. Aliado a esse fator, os custos das moradias tornavam-se bastante elevados, principalmente nos bairros mais nobres da cidade, como os da Zona Sul, através de uma intensa verticalização, com a substituição de casas unifamiliares por prédios multifamiliares.

Devido à alta de preços, a população com menor poder aquisitivo foi obrigada a se reunir nos cortiços do centro da cidade. Com criação da política de combate aos cortiços, que teve início no final do século XIX, essa população mais carente se viu obrigada a mudar-se para os morros, dando início ao processo de favelização, contribuindo ainda mais com a redução das áreas permeáveis.

(ABREU,1987)

Como resultado dessa nova configuração urbana, as águas das chuvas, que antes já encontravam restrições em seus escoamentos, mas que ainda conseguiam minimamente se infiltrar nos morros e se acumular nas regiões de baixadas, não mais podiam seguir seus caminhos naturais, resultando em severas enchentes. Desde o início do século passado, uma quantidade significativa de grandes temporais se abateu sobre a cidade, alagando diversas áreas e gerando enormes prejuízos, como (Costa, 2001):

- a) Em 1906, alagamento de toda a cidade no temporal, quando choveu cerca de 165mm em 24 horas, provocado pelo transbordamento do Canal do Mangue;
- b) Em 1911, inundação da Praça da Bandeira em 23 de março, causada por uma precipitação de 150mm em 24 horas;
- c) Em 1944, enchentes em vários pontos da cidade, como Catete, Botafogo, Praça da Bandeira e o transbordamento do Canal do Mangue, em 17 de janeiro, devido à precipitação de 172mm em um dia;
- d) Em 1962, alagamentos em áreas como Centro e Praça da Bandeira, entre diversas áreas, como consequência de uma chuva de 242mm em 24 horas;
- e) Em 1966, enchente de 11 de janeiro, quando foi registrada uma chuva de 237mm em 24 horas, que se prolongou pelos dias subsequentes, causando problemas no sistema de transporte e fornecimento de energia;
- f) Em 1988, enchente de 18 a 21 de fevereiro, considerada a maior do século XX, causada por uma chuva de 430mm em 24 horas, deixando a cidade completamente parada;

- g) Em 1996, alagamento nas Zonas Oeste e Sul, gerada por uma chuva de 200mm em 8 horas;

Já neste século, eventos similares ocorreram, como:

- h) Em 2010 enchentes em toda a cidade, causadas por uma chuva de 288 mm em 24 horas, deixando diversos bairros, como Grajaú, Tijuca, Santa Teresa, Rio Comprido, Jacarepaguá e alguns outros em situação precária.
- i) Em 2011, alagamentos generalizados em diversos bairros, Centro, Lagoa, Botafogo, Cosme Velho, Catete, entre outros.

Todos os anos a Cidade do Rio de Janeiro sofre com chuvas muito intensas. Usualmente, a média mensal do mês de março fica em torno dos 90 mm, mas as chuvas que ocorreram em abril de 2010, que foram umas das mais intensas dos últimos 40 anos, atingiram uma média de 200 mm, com picos de 285 mm em alguns lugares, em um único dia, causando enchentes maiores que as de 1966, 1988 e 1996.

*“As enchentes desta semana no Rio de Janeiro já causaram mais mortes do que qualquer outro incidente semelhante em 2010 em qualquer parte do mundo. Já nos últimos 12 meses, a inundação no Rio está entre as quatro mais fatais do mundo. Segundo o último boletim do Corpo de Bombeiros do Estado do Rio de Janeiro, divulgado às 17h, 120 pessoas teriam morrido em decorrência das chuvas que tiveram início na última segunda-feira. O número de pessoas desaparecidas não foi divulgado.”*

(Fonte:[http://www.bbc.co.uk/portuguese/noticias/2010/04/100407\\_enchente\\_rio\\_ranking\\_d\\_g.shtml](http://www.bbc.co.uk/portuguese/noticias/2010/04/100407_enchente_rio_ranking_d_g.shtml), acessado em 12/11/2010)

As Figura 1 e Figura 2 mostram imagens da cidade do Rio de Janeiro atingida por chuvas intensas.



Figura 1 - Imagens das enchentes de 1966 e 1988 (ROSA, 1996)



Figura 2 - Imagem da enchente de abril de 2010

(FONTE: [http://odia.terra.com.br/portal/rio/html/2010/4/o\\_dia\\_em\\_que\\_a\\_cidade\\_parou\\_73693.html](http://odia.terra.com.br/portal/rio/html/2010/4/o_dia_em_que_a_cidade_parou_73693.html) em 26/11/2010)

### 3.0 Evolução Urbanística da Cidade do Rio de Janeiro

A evolução urbanística da cidade do Rio de Janeiro, apresentada a seguir de forma simples, foi fortemente baseada no trabalho de Abreu, 1987.

A evolução urbanística da Cidade do Rio de Janeiro pode ser dividida em três principais momentos: a cidade colonial, a sede do Vice-Reino do Brasil e a do início do século XX. (Abreu, 1987)

O primeiro momento vai da chegada da primeira expedição portuguesa, em 1 de janeiro de 1502, até a chegada da Família Imperial em 1808. Quando a expedição aqui chegou, adentrando a Baía da Guanabara, a confundiu com o estuário de um grande rio, batizando as terras da região com o nome de Rio de Janeiro. Até o ano de 1555, não havia praticamente urbanização, com exceção das estruturas necessárias à manutenção da exploração que se dava, como depósitos para equipamentos e materiais e abrigos para trabalhadores, além dos caminhos abertos na mata para permitir o transporte dos produtos. Naquele ano, houve a chegada de um grupo de franceses, lideradas por Nicolau Durand de Villegaignon, que se instalou nas ilhas da Baía da Guanabara com o propósito de fundar a França Antártica e que, ao firmar aliança com os índios tamoios, passou a ameaçar a soberania local dos portugueses.

Com isso, em 1º de março de 1565, Estácio de Sá desembarcou em uma praia entre o Pão de Açúcar e o Morro Cara de Cão, instalando oficialmente a cidade que se chamou São Sebastião do Rio de Janeiro, em homenagem ao rei infante de Portugal Dom Sebastião. Dá-se início, então, ao período de combates mais acirrados entre portugueses e franceses. Durante esse período, que durou cerca de dois anos, houve a criação de inúmeros fortes, por ambos os lados, como o Forte Uruçumirim, local atual do Outeiro da Glória, e o Forte de Paranapecu, na Ilha do Governador. Com a morte de Estácio de Sá, a cidade passa administrada pelo seu tio, Mem de Sá, que a transfere para um local mais amplo e mais fácil de ser defendido, o Morro do Castelo (Figura 3), já conhecido como Morro de Descanso e Morro de São Januário.



Figura 3 - Morro do Castelo (ABREU, 1987)

A cidade, então, passa a crescer e diversas sesmarias são distribuídas, pela região que era conhecida como o sertão carioca, para efetivar o povoamento da região. Nessas sesmarias, aparecem os primeiros engenhos de açúcar, curtumes e lavouras. Com o tempo, a cidade existente no Morro do Castelo passa a não comportar mais todos os habitantes, começa a se expandir para as várzeas existentes ao pé do morro. Segundo estimativa do padre José de Anchieta, a população da cidade do Rio de Janeiro e arredores possuía, naquela época, cerca de 3850 habitantes entre índios (78%), brancos (20%) e negros (2%). Com o início do processo de urbanização, a paisagem local começa a ser alterada, mas não de forma significativa, em decorrência da pequena população local.

Os séculos XVII e XVIII foram marcados pela expansão urbana e modificação da paisagem. A cidade, que ocupava o Morro do Castelo e as várzeas na sua base, continuou se expandindo em direção ao sertão carioca, ultrapassando a chamada “vala”, hoje Rua Uruguaiana, com arruamentos chegando aos arredores do “Campo da Cidade” (Campo de Santana), com a divisão das fazendas e engenhos da zona rural carioca em chácaras e vivendas, criando os bairros de Botafogo e São Cristóvão, nas zonas sul e norte, respectivamente. Durante a expansão, as casas simples de pau-a-pique dispostas próximas umas das outras sem muito critério, davam lugar aos arruamentos de pedra e aos sobrados. Criaram-se também os teatros: A Casa da Ópera e o Teatro de Manuel Luís. Habitavam o Rio de Janeiro cerca de 50.000 pessoas. Nessa época já se sentiam os efeitos da urbanização não planejada, cujas causas e efeitos serão melhores abordadas no próximo item. (Abreu, 1987)

A Figura 4 apresenta um desenho esquemático do Morro do Castelo, seus acessos e arredores no ano de 1780.



Figura 4 - Morro do Castelo, seus acessos e arredores (ABREU,1987)

O segundo período se inicia com a chegada da Família Real Portuguesa, no início do XIX. Houve uma intensa mudança na cidade, por meio de uma série de medidas que tinham como objetivo o melhoramento da infra-estrutura, para que esta se tornasse mais habitável. As principais mudanças realizadas giraram em torno de medidas sanitárias e de infra-estrutura urbana, a saber: proibição do despejo de águas sujas, lixo ou entulho nas ruas e nos terrenos impróprios; calçamento de ruas; aterramento de lagoas da zona urbana; construção de um cais, abertura de jardins e praças, iluminação da cidade com lampiões à óleo, construção de adutoras e chafarizes, sistema de esgotamento sanitário, abastecimento público, entre outras.

Os nobres que vieram com a família Real foram inicialmente alojados em residências desapropriadas no centro da cidade, que eram pequenas e mal construídas, mas, à medida que o tempo passava, e as atividades da Coroa se estabilizavam, houve novamente a expansão da cidade, a construção de novas residências e a fundação de novos bairros, sobretudo em função da disponibilidade de transporte, oferecida a essa nova região pelo bonde como a Glória, Catete, Flamengo, Laranjeiras, Engenho Velho, Tijuca e São Cristóvão. A população mais pobre retornou para as casas do centro da cidade, caracterizando o bairro como local de comércio, negócios e das habitações populares. Em paralelo ao início do processo de ocupação da Zona Sul, outro vetor induziu o crescimento para a zona rural: o trem. Com a criação da Estrada de Ferro Dom Pedro II, que ligava a freguesia de Santana (hoje composta pelas regiões de Santo Cristo, Saúde e Gamboa), houve, de fato, a transformação da zona rural em bairros populares: *“O processo de ocupação dos subúrbios tomou, a princípio, uma forma tipicamente linear, localizando-se as casas ao longo da ferrovia e, com maior concentração, em torno das estações. Aos poucos, entretanto, ruas secundárias, perpendiculares à via férrea, foram sendo abertas pelos proprietários de terras ou por pequenas companhias loteadoras, dando início assim a um processo de crescimento radial, que se intensificara cada vez mais com o passar dos anos (Abreu, 1997).”*

A população carioca que, no final do século XVIII, era de aproximadamente 50.000 pessoas, atingiu algo em torno de 250.000 habitantes em meados do século XIX e chegou à 522.000 no final deste mesmo século.

A terceira fase se iniciou com as intervenções realizadas pelo então prefeito da cidade, o Engenheiro Francisco Pereira Passos, que objetivavam resolver as contradições que a forma urbana, naquele momento, apresentava. Como exemplos podem ser citados: o contraste devido à fatores que remetiam a idéia do moderno, tais como o automóvel e os bondes elétricos, e aqueles ainda ligados ao passado colonial, por exemplo as ruas estreitas e escuras e a convivência, no mesmo local, das sedes dos poderes econômicos e políticos com carroças, animais e cortiços, além da deplorável condição sanitária de algumas regiões da cidade, sobretudo a do centro.

O Centro da Cidade foi ponto inicial da atuação do novo prefeito, visto que com o gigantesco aumento populacional sofrido pelo Rio de Janeiro no final do século XIX, em virtude da abolição dos escravos e da chegada dos imigrantes, as habitações coletivas se multiplicaram e a população mais pobre, que se concentrava no centro da cidade, passou a sofrer violentas epidemias de febre amarela, varíola e cólera-morbo. As políticas públicas de saúde não apresentavam resultados, aumentando ainda mais insatisfação popular. Essa situação se tornou insustentável, culminando no início da reforma da cidade. Nela, vários cortiços foram destruídos, fazendo com que a população mais pobre que habitava essas regiões se dirigisse para as encostas dos morros da Zona Portuária e do Caju, principalmente os morros da Saúde e da Providência, dando início ao processo de favelização, que a princípio não foi combatida, pois proporcionaram mais benefícios do que custos. Essa ocupação irregular, após se estabilizar, já se fazia sentir no escoamento superficial, alterando-o, fato que será comentado com mais detalhe no próximo item.

Ainda que as reformas urbanas tenham se iniciado pelo centro, onde houve a construção da Avenida Central e do Theatro Municipal, elas se estenderam por toda a cidade, onde diversas ruas foram abertas, alargadas e calçadas e jardins e praças criados. Desse período datam também outras importantes obras que tem relação com esse Projeto Final, como a canalização do Rio Carioca e de partes dos Rios Maracanã, Joana e Trapicheiro, além da abertura das Avenidas Francisco Bicalho e Rodrigues Alves.

Nos anos subseqüentes, várias obras importantes aconteceram, como o arrasamento do Morro do Castelo, decretado em agosto de 1920 e que demoraria aproximadamente 2 anos para terminar e a construção do Cristo Redentor, em 1931. Até 1945, ocorreu ainda a construção das Avenidas Presidente Vargas e Brasil, do Parque da Cidade, na Gávea, do Jardim de Alah, do Corte do Cantagalo e da estrada cimentada para o Corcovado.

Outras diversas obras importantes ocorreram nas décadas de 50, 60 e 70, tais como: o arrasamento do Morro de Santo Antônio para o aterramento do Parque do Flamengo; o aterramento de um pequeno arquipélago na Baía de Guanabara, que deu origem à ilha do Fundão; a abertura dos Túneis Santa Bárbara e Rebouças, além de dois outros complementares, entre os bairros de Catumbi e Laranjeiras e Zonas Norte e Sul, respectivamente; a construção da Rodoviária Novo Rio; a construção de diversos viadutos e avenidas expressas; a urbanização do Parque do Flamengo dentre outros.

## 4.0 Cheias urbanas

A cheia é um processo natural, onde um corpo d'água sai da sua calha primária para ocupar a sua calha maior. Este processo tem início com as chuvas que incidem sobre a bacia em questão. Alguns fatores têm papéis fundamentais na intensidade de ocorrência da cheia, já que se relacionam diretamente com a água precipitada. São eles: a infiltração, a evaporação, a transpiração e a interceptação vegetal. Quando a chuva começa a incidir sobre a bacia, nota-se um aumento da umidade no solo superficial devido à infiltração, além do enchimento das pequenas depressões no solo e dos reservatórios formados pela folhas da cobertura vegetal. Neste momento já se percebe o escoamento superficial, mas ainda em pequeno volume. Conforme os reservatórios acima citados se enchem, a chuva que ainda incide é transformada quase que inteiramente em deflúvio superficial, embora ainda haja descontos referentes à infiltração, interceptação vegetal e, dependendo da umidade do ar, evaporação. Esse deflúvio segue em direção ao corpo principal, que, não tendo mais capacidade de transportar todo este o volume adicional, extravasa, caracterizando uma cheia.

A urbanização de um local contribui naturalmente para o aumento da magnitude de uma cheia, seja removendo a cobertura vegetal, que auxilia na infiltração e na resistência ao escoamento, ou restringindo o escoamento de um rio, estreitando a sua seção, por exemplo. O planejamento da ocupação e do uso do solo, que seriam capazes de minimizar os impactos decorrentes das cheias, usualmente não são aplicados e, na maioria das cidades brasileiras nem mesmo existem. Com isso, as cheias vêm aumentando de frequência e magnitude, atingindo áreas cada vez maiores, além de permanecerem durante maiores períodos de tempo. Pode-se citar alguns fatores que colaboram com a afirmação acima, tais como: redução da capacidade de retenção superficial, ocupação das planícies de inundação e assoreamento dos rios e canais (Tucci et al,1995).

Conforme discutido no item anterior, desde os séculos XVII e XVIII, a cidade já sofria com inundações, quando passou a ocupar a planície ao pé do Morro do Castelo. Nesse período, foram aterradas algumas lagoas, ruas calçadas e extensos trechos de vegetação nativa deram lugar às lavouras (Abreu, 1987). Contribuíram também para as enchentes a falta de conservação das valas e drenos, que deveriam escoar as águas para fora da cidade de forma segura, que estavam entupidos por sedimentos, entulhos e lixo. Conforme a cidade foi se expandindo e a população aumentando, as enchentes tornaram-se ainda mais frequentes. No início do século XX, já se tentava amenizar os impactos das cheias através de obras hidráulicas, como a canalização de trechos dos Rios Joana, Maracanã e Trapicheiro, bem como a própria construção do Canal do Mangue.



O controle das enchentes pode ser feito através da adoção de medidas estruturais, que buscam a solução do problema com ações diretas na calha do rio ou nos arredores, tais como a implantação e a ampliação de canalizações, estruturas de infiltração, reservatórios de retenção, entre outros. Há também a abordagem não estrutural, onde são consideradas medidas mais indiretas, como a educação ambiental, elaboração de planos diretores de drenagem, sistemas de alarme, criação de parques lineares, cinturões verdes, entre outros.

Em casos de bacias com sérios problemas de cheias, busca-se a adoção de um conjunto de soluções, contemplando ambos os tipos de medidas. Assim adota-se, em geral, uma combinação de intervenções, aproveitando-se o fato que os resultados produzidos são melhores do que quando se utiliza uma única medida, porque quando estão integradas, há uma maior complementaridade no funcionamento, isto é, no quesito em que uma solução apresentava um desempenho ruim ou mediano, um outro com resultado melhor é utilizado.

#### 4.1. Adensamento Populacional

A população urbana mundial vem crescendo significativamente ao longo dos anos. De acordo com a ONU, no World Population Prospects e suas revisões de 2006 e 2007 (<http://esa.un.org/unup/> acessado em 26/11/10), em 1950 a população mundial somava aproximadamente 2,5 bilhões de pessoas, sendo 29,1% habitantes urbanos e 70,9% rurais. Esses valores se alteraram drasticamente, e em 2005, já eram 3,1 bilhões de habitantes urbanos, 48,6 % da população mundial. Este mesmo estudo indica que a população urbana ultrapassaria a rural em algum ano entre 2010 e 2015, fato que aconteceu em 2007, mostrando uma antecipação das estimativas e a intensidade do processo de migração. A Figura 5 apresenta um gráfico da evolução da população mundial entre 1950 e 2050 (estimativa), considerando a população urbana, rural e total.

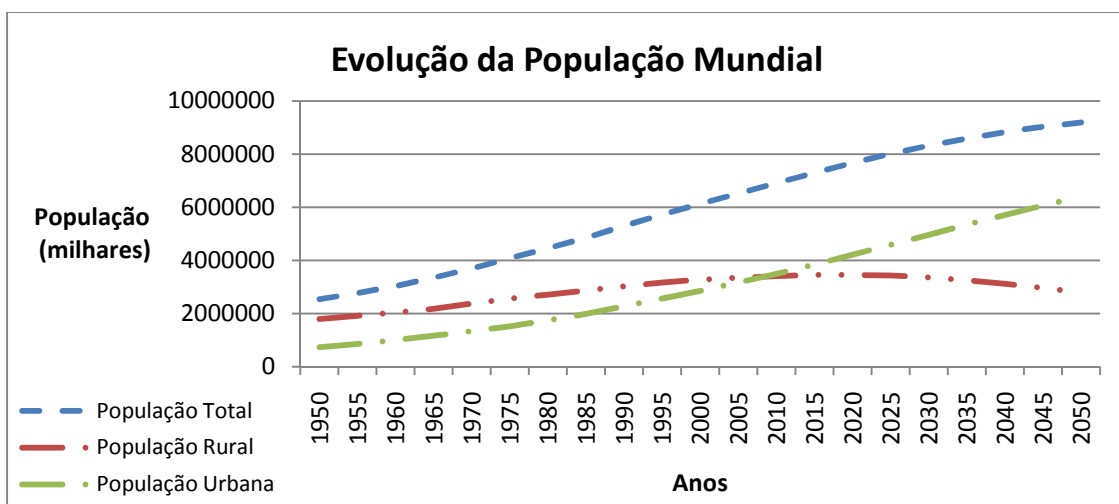


Figura 5 - evolução da População mundial entre 1950 e 2050 (estimativa). Fonte: ONU

No Brasil, em decorrência de diversas razões históricas, políticas e econômicas, a população urbana superou há muito tempo a rural. Na segunda metade da década de 1960 já haviam mais brasileiros habitando as cidades do que os campos. No mesmo documento, World Population Prospects e suas revisões de 2006 e 2007, as projeções indicariam que naquele ano cerca de 86,5% dos brasileiros viveriam nas cidades. A Figura 6 mostra a evolução das populações urbana e rural e a sua estimativa até 2050.

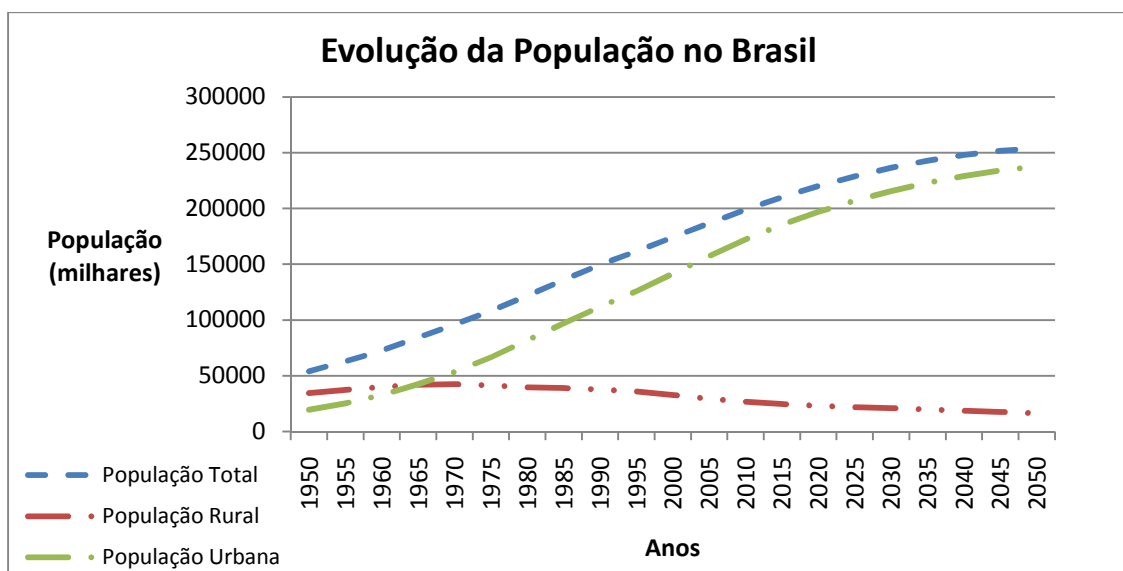


Figura 6 - evolução da população brasileira entre 1950 e 2050 (estimativa). Fonte ONU

É interessante observar, em quase toda grande cidade, o aparecimento do fenômeno conhecido como Ilha de Calor Urbana, no qual a região em questão apresenta temperaturas maiores que as das regiões ao redor. Dependendo da latitude onde se encontra a cidade, o efeito pode aparecer pela manhã, como nas regiões intertropicais, com a observação de temperaturas entre 10°C e 15°C superiores, ou à noite, nas regiões de maior latitude, onde as temperaturas podem variar entre 5°C e 10°C. (<http://www.epa.gov/heatislands/index.htm> visitado em 26/11/2010)

A Figura 7, a seguir, apresenta um mapa térmico da cidade de Atlanta, no Canadá, obtida através de um satélite da NASA, mostrando a variação da temperatura, da maior, na parte mais densa da malha urbana, em vermelho, até a menos quente, em verde, em uma região predominantemente rural, em verde. ([http://en.wikipedia.org/wiki/Urban\\_heat\\_island](http://en.wikipedia.org/wiki/Urban_heat_island), acessado em 26/11/2010)

Diversos fatores colaboram para a formação de uma ilha de calor, a saber:

- Redução da cobertura vegetal nas cidades;
- Propriedades dos materiais de construção utilizados;
- Geometria da cidade;
- Emissões de calor de origem humana;
- Clima e localização geográfica.

A presença da ilha de calor causa alterações na umidade do ar e nos ventos da região, gerando uma célula convectiva sobre a cidade. Quando há a suspensão de uma quantidade suficiente dos chamados núcleos higroscópicos, associada ao aumento da umidade relativa do ar, há uma tendência de se alterar também o regime de chuvas locais, tornando-as mais frequentes e intensas, contribuindo para a ocorrência de cheias mais severas.

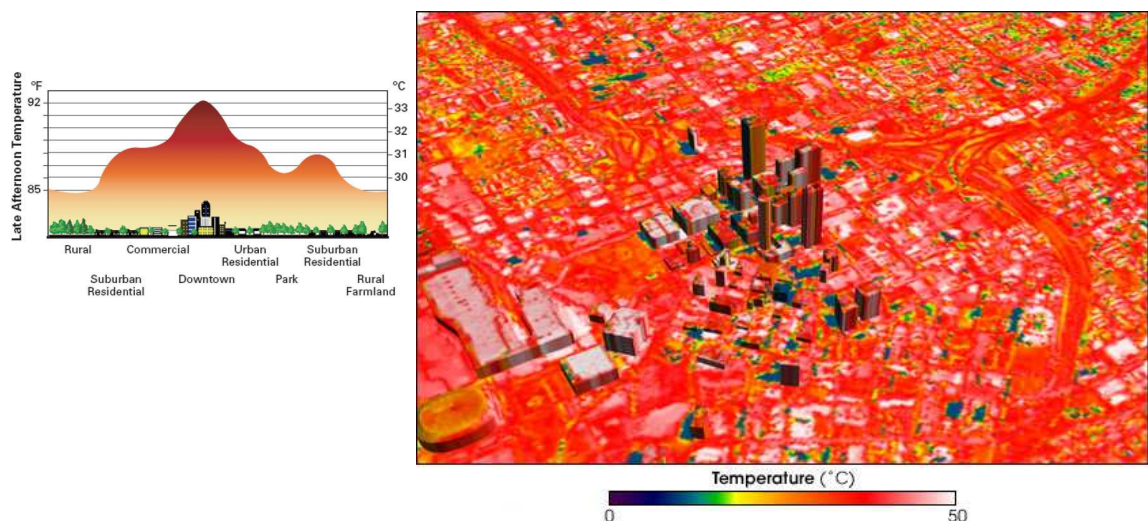


Figura 7 – Figura esquemática da ilha urbana de calor e uma imagem térmica de satélite da cidade de Atlanta, nos EUA.

Fonte: [http://en.wikipedia.org/wiki/Urban\\_heat\\_island](http://en.wikipedia.org/wiki/Urban_heat_island) acessado em 26/11/2010)

## **5.0 Redes de Drenagem**

### **5.1. Concepção**

Pode-se considerar que a drenagem urbana vive hoje seu terceiro momento histórico. Estes momentos refletem, de um certo modo, a interação da civilização humana com a água no meio urbano. No primeiro deles, que vai do surgimento das cidades até o início do século XIX, a água era integrada à vida das cidades, com funções estéticas e funcionais. Neste primeiro momento já se percebe uma certa preocupação com o abastecimento e esgotamento das águas nas cidades, embora ainda pudesse ser considerada tímida, ocorrendo apenas em alguns pontos das cidades, onde habitava a população mais nobre ou abastada. (ABREU, 1987)

No segundo momento, no início do século XIX, devido principalmente à Revolução Industrial, as cidades passaram a crescer enormemente, fato não acompanhado pela infraestrutura urbana em geral, entre elas o abastecimento e esgotamento sanitário. As cheias, quando ocorriam, além de causar danos materiais, causavam também inúmeras doenças e mortes. Nesta época, surgiu o conceito higienista adotado pelos administradores e engenheiros da época, que visava a remoção das águas pluviais e servidas de forma rápida e segura. Essa fase perdurou até aproximadamente a década de 70 do século passado, quando diversos níveis de administração pública em lugares diferentes perceberam que, mesmo se gastando uma enorme quantia nas obras de drenagem, as enchentes causavam danos em valores da mesma ordem de grandeza. Surge então a terceira fase, que preconiza a redução dos efeitos da urbanização sobre a hidrologia local. Este objetivo pode ser alcançado de algumas maneiras, tais como o zoneamento urbano, a educação ambiental, o emprego de técnicas específicas e outros. Em geral elas buscam não a rápida eliminação da água, mas a eliminação de forma gradual, tentando-se resgatar o hidrograma local original, tomando-se cuidado apenas para se evitar alagamentos em algumas áreas, mesmo que estas fossem, historicamente, áreas de cheias (BAPTISTA et al, 2005). Algumas destas técnicas serão abordadas melhor no Capítulo 6 – Técnicas Compensatórias de Drenagem Urbana. No presente Capítulo, serão abordados as etapas principais de um projeto de micro e macro-drenagem.

## 5.2. Micro-Drenagem

A micro-drenagem é parte da drenagem responsável pela captação e transporte das águas que caem e escoam pelas áreas públicas até o corpo de macro-drenagem. Ela é composta pelos condutos pluviais a nível de loteamento ou de rede primária urbana (TUCCI et al, 1995).

Seus principais componentes, com suas respectivas definições são apresentadas a seguir:

- Galerias: canalizações usadas para conduzir as águas captadas pelas bocas-de-lobo e das ligações prediais;
- Poços de visita: dispositivos que permitem o acesso para inspeção e manutenção das redes. São posicionados em determinados pontos, sempre que se deseja alterar direção, declividade, diâmetro ou o material da tubulação;
- Trechos: parte da galeria situada entre dois poços de visita;
- Bocas-de-lobo: dispositivos localizados nas sarjetas para a captação das águas coletadas por elas;
- Tubos de ligação: conduzem as águas captadas pelas bocas-de-lobo até as galerias ou poços de visita;
- Meios-fios: elementos de pedra ou concreto que ficam no limite entre a calçada e a via, paralelo ao eixo da rua, com face superior no mesmo nível do passeio;
- Sarjetas: situadas também entre a via e o passeio, recolhe as águas que incidem sobre as vias e as conduzem às bocas de lobo;
- Sarjetões: calhas localizadas nos cruzamentos das vias públicas, formadas pela sua própria pavimentação e destinadas a orientar o fluxo das águas que escoam pelas sarjetas;
- Condutos forçados: canalizações onde a água escoam sob uma pressão diferente da pressão atmosférica;
- Estações de bombeamento: redirecionam a água de local para outro, onde o escoamento é mais favorável, por meio de conjuntos de bombas.

## Projetos de rede de micro-drenagem

Para a realização de projetos de redes de micro-drenagem, devem ser levantados alguns dados fundamentais, tais como: plantas de situação com o traçado urbano, planta geral da bacia, levantamentos topográficos, com o nivelamento geométrico das esquinas e ruas, cadastro das redes locais que possam interferir com o projeto, dados da urbanização da bacia e do curso d'água receptor. Com estas informações é possível subdividir a bacia em estudo e traçar a rede de micro-drenagem. Usualmente é feita mais de uma alternativa, levando em consideração variações de traçados e equipamentos. Elas então são comparadas e se escolhe a que apresenta mais benefícios.

Outra informação bastante importante, mas que nem sempre se encontra disponível, é o histórico com as informações sobre as precipitações locais. São poucos os locais que possuem uma rede de monitoramento de chuva bem aparelhada e operada. O usual é se ter uma série de dados pouco extensa, incompleta ou mesmo não se ter nenhum. A qualidade das informações obtidas nessa fase é crucial para a concepção de um bom projeto. É sabido que o investimento apropriado de tempo e de recursos, humanos e materiais, nesta fase, conduzirão a resultados de maior qualidade.

De uma forma geral, os projetos de redes, sejam elas de micro ou macro-drenagem, seguem um procedimento bastante parecido em sua determinação. Como mostra a Figura 8 a seguir.

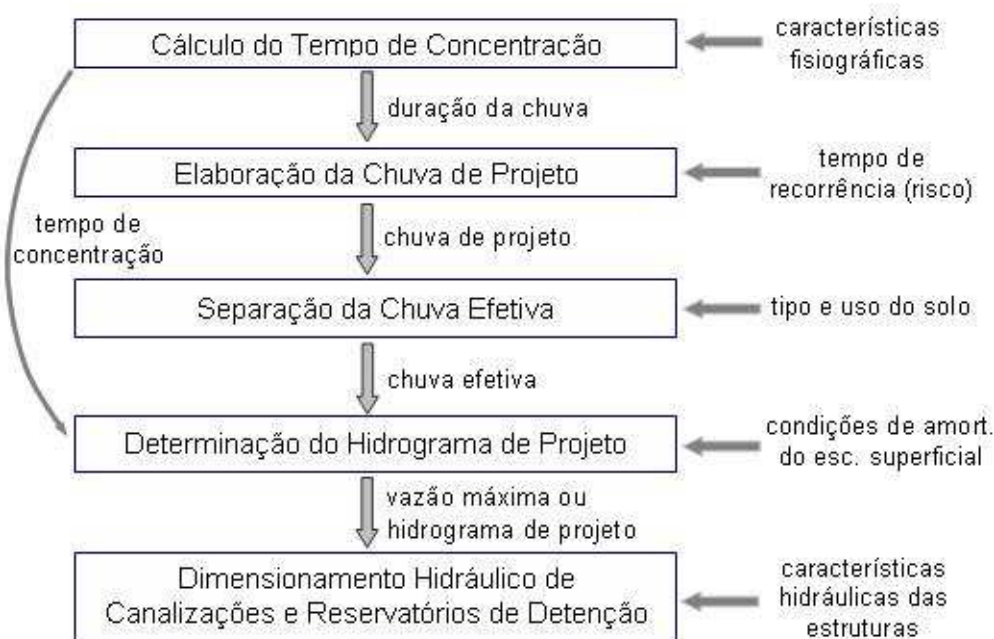


Figura 8 – Procedimento para o dimensionamento de estruturas. (Adaptado de Tucci, 1995)

A primeira etapa a ser realizada é a determinação do tempo de concentração, que considera as características físicas da bacia, como relevo, composição do solo, cobertura vegetal, entre outros. O tempo de concentração da bacia será utilizado como tempo de duração da chuva e no hidrograma de projeto, o que é usual em projetos de drenagem. Ao adotar o tempo de duração da chuva igual ao tempo de concentração da bacia está se considerando que a contribuição do escoamento superficial à seção de saída da bacia atingiu o valor máximo possível.

O tempo de concentração pode ser calculado através de diversas fórmulas, facilmente encontradas na literatura clássica, como a do Califórnia Culverts Practice, a Fórmula de Dooge, a Fórmula de Kirpich, o Método Cinemático do Soil Conservation Service e de George Ribeiro, entre outras. Algumas delas são apresentadas a seguir. (CHOW, V. T. , MAGALHÃES, L. P. C., et al)

$$\text{Fórmula de Ven Te Chow; } t_c = 25,2 \times \left(\frac{L}{\sqrt{I}}\right)^{0,64} \quad (1)$$

$$\text{Fórmula de Kerby; } t_c = 37 \times \left(\frac{aL}{I}\right)^{0,47} \quad (2)$$

$$\text{Fórmula de Picking; } t_c = 5,3 \times \left(\frac{L^2}{I}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (3)$$

Fórmula do Califórnia Culverts Practice, California Highways and Public Works;

$$t_c = 57 \times \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0,395} \quad (4)$$

$$\text{Fórmula de George Ribeiro. } t_c = \frac{16 \times L}{(1,05 - 0,2 \times p_r) \times (100 \times I)^{0,04}} \quad (5)$$

Onde L é o comprimento do rio principal da bacia (km), I é a declividade média da bacia (m/m), H é o desnível entre o ponto mais elevado e o exutório da bacia (m) e  $p_r$  é a percentagem da bacia com cobertura vegetal (entre 0 e 1).

Todas elas consideram o comprimento do maior curso d'água, a sua declividade e eventualmente ainda de um terceiro parâmetro, que pode estar associado ao uso do solo, além de coeficientes empíricos.

Após a definição do tempo de concentração, passa-se então à definição do tempo de recorrência ou de retorno. Este valor está associado com o risco de ocorrência de um evento igual ao evento que se usa como referência para o projeto (Tucci, 1995). Este parâmetro deve ser definido de forma bastante cuidadosa, pois a adoção de valores altos implicará em custos mais elevados, mas com maior proteção, enquanto valores baixos, acarretam custos menores com as obras, mas um nível de proteção pequeno. Estudos econômicos podem ser realizados para ajudar na escolha do período de retorno, mas esta decisão ainda será política, pois envolve a vida e o patrimônio da população. Como a definição deste parâmetro não é fácil, é usual a adoção de alguns valores, como mostra a Tabela 1, a seguir.

Tabela 1 - Tempos de retorno para obras hidráulicas (fonte: cetesb/1980)

<b>Tipo de Obra</b>	<b>Tipo de Ocupação</b>	<b>Período de Retorno (anos)</b>
Micro-drenagem	Residencial	2
Micro-drenagem	Comercial	5
Micro-drenagem	Edifícios de Serviço Público	5
Micro-drenagem	Aeroportos	2-5
Micro-drenagem	Áreas Comerciais e artérias de tráfego	5-10
Macro-drenagem	Áreas comerciais e residenciais	50-100
Macro-drenagem	Área de importância específica	500

A chuva de projeto pode ser determinada de algumas maneiras. No Brasil, três formas são mais utilizadas:

A Relação do Prof. Otto Pfafstetter:

É o método mais utilizado para a determinação da chuva de projeto. Apresentada por Otto Pfafstetter (1982) para 98 postos em diferentes regiões hidrográficas brasileiras. Neste método, as relações são obtidas através de uma série de dados de chuvas, suficientemente longas e representativas do local de interesse. Com esses dados, é possível determinar a intensidade da chuva de projeto, que geralmente seguem a forma apresentada, a seguir, pela 6.

$$P = R \left[ at + b \log(1 + ct) \right], \text{ onde } R = T^{\left( \alpha + \frac{\beta}{T^\omega} \right)},$$

Onde P é a precipitação máxima; R é um fator associado ao tempo de retorno, [at + b log(1+ct)] é a precipitação máxima associada a um período de retorno de 1 ano (série parcial); a, b e c são parâmetros do local de observação;  $\alpha$  é um parâmetro que depende da duração da chuva;



$\beta$  é um parâmetro que depende da duração e do local;  $\gamma$  é um parâmetro tomado como 0,25 para todos os postos.

A Equação da Intensidade x Duração x Frequência:

É bastante comum encontrar as relações de intensidade-duração-frequência sob a forma de expressões como a que está apresentada equação 7.

$$i = a \frac{T_R^b}{(t+c)^d} \quad (7)$$

Na equação 7, os parâmetros a, b, c e d são relativos ao regime pluviométrico local, obtidos a partir de análise estatística dos dados históricos de precipitação. As Normas e Procedimentos da Subsecretaria de Gestão das Bacias Hidrográficas (Rio-Águas) disponibilizam dados de coeficientes de regime pluviométrico para algumas localidades no Rio de Janeiro como pode ser observado na Tabela 2.

Tabela 2 - Parâmetro a, b, c e d obtidos pela Subsecretaria para alguns locais da cidade (Pfafstetter,1982)

Pluviômetro	a	b	c	d	Fonte
Santa Cruz	711.3	0.186	7	0.687	PCRJ - Cohidro - 1992
Campo Grande	891.67	0.187	14	0.689	PCRJ - Cohidro - 1993
Mendanha	843.78	0.177	12	0.698	PCRJ - Cohidro - 1994
Bangu	1208.96	0.177	14	0.788	PCRJ - Cohidro - 1995
Jardim Botânico	1239	0.15	20	0.74	Ulysses Alcântara (1960)
Capela Mayrink	921.39	0.162	15.46	0.673	Rio-Águas/CTO, atual CPA - 2003
Via 11 (Jacarepaguá)	1423.2	0.196	14.58	0.796	Rio-Águas - SUBAM/CPA - 2005
Sabóia Lima	1782.78	0.178	16.6	0.841	Rio-Águas - SUBAM/CPA - 2006
Benfica	7032.07	0.15	29.68	1.141	Rio-Águas - SUBAM/CPA - 2007
Realengo	1164.04	0.148	6.96	0.769	Rio-Águas - SUBAM/CPA - 2008
Irajá	5986.27	0.157	29.7	1.05	Rio-Águas - SUBAM/CPA - 2009

As chuvas de projeto obtidas através da metodologia do Prof. Pfafstetter (1982) ou com as equações de Intensidade x Duração e Frequência são uniformes em relação a sua distribuição temporal. Esse fato nem sempre é verdade, especialmente quando se considera bacias grandes. Para atenuar esse fato pode-se redistribuir a precipitação de projeto encontrada através da utilização de alguns procedimentos, como, por exemplo, SCS, Chicago, Huff e Bureau of Reclamation (Tucci, 1993). Cada um desses procedimentos possui

características próprias, podendo ser utilizados em situações específicas. Mais informações sobre eles podem ser encontradas na referência bibliográfica utilizada.

O passo seguinte é a obtenção da chuva efetiva, que é a redução da chuva de projeto das parcelas que evapora, que fica retida na cobertura vegetal ou em depressões no solo ou infiltra. Esta última é de fato a mais relevante neste processo. A separação da chuva efetiva é feita de acordo com diferentes métodos, cuja escolha é condicionada de acordo com os dados disponíveis e a experiência do projetista, sendo aqui citados 3 possibilidades.

### **Método Racional**

É muito utilizado quando a bacia em estudo apresenta uma área igual ou inferior a 5ha. Nele, são feitas algumas considerações sobre a bacia e sobre a chuva que nem sempre são corretas ou ideais, mas que possibilitam a quantificação da vazão, a saber:

Admite-se que a duração da precipitação máxima é igual ao tempo de concentração da bacia e não há amortecimento na bacia. Para que essa condição ocorra, admite-se que a bacia é pequena;

Um único coeficiente de perdas (C) é adotado, com base nas características da bacia;

A equação do método racional é:

$$Q = C \times i \times A \quad (8)$$

Onde Q é obtido em m<sup>3</sup>/s, C é o coeficiente de escoamento superficial, I a intensidade da chuva em m/s e A, a área da bacia, em m<sup>2</sup>.

O coeficiente de escoamento (C), utilizado no método, depende de algumas das características da bacia em estudo, como o tipo de solo, cobertura vegetal e tipo de ocupação, considerados sob a forma de uma média ponderada, que é calculada para cada parâmetro  $c_i$ , que é representativo de áreas internas da bacia. Para o cálculo do C, somam-se todos os parâmetros  $c_i$ , ponderados pelo percentual de sua área. Alguns valores do coeficiente C são apresentados na Tabela 3 a seguir.

Tabela 3 - Valores assumidos pelo coeficiente de escoamento (C) (Tucci,1987)

Declividade (%)	Solo Arenoso	Solo Franco	Solo Argiloso
Florestas			
0 - 5	0.10	0.30	0.40
5 - 10	0.25	0.35	0.50
10 - 30	0.30	0.50	0.60
Pastagens			
0 - 5	0.10	0.30	0.40
5 - 10	0.15	0.35	0.55
10 - 30	0.20	0.40	0.60
Terras Cultivadas			
0 - 5	0.30	0.50	0.60
5 - 10	0.40	0.60	0.70
10 - 30	0.50	0.70	0.80

Como a intensidade da chuva já foi discutida e a área da bacia já é conhecida, pode-se aplicar a fórmula do método racional, encontrando a vazão de projeto. Passa-se, então, ao dimensionamento da rede.

## SCS

Este método é muito usado no Brasil e no exterior, tendo sido desenvolvido pelo Soil Conservation Service (USDA, EUA). Apresenta a vantagem de dispor de grande quantidade de trabalhos relativos ao ajuste do seu principal parâmetro, denominado Curve Number (CN). Este parâmetro é ajustado em função de quatro tipos diferentes de solo e de diversos padrões de uso e ocupação, e também pode ser corrigido de acordo com as condições de umidade do solo anteriores à ocorrência da chuva.

A desvantagem deste método também reside na falta de uma base física mais consistente para a representação da infiltração. As equações utilizadas neste método são as seguintes:

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a + S)} \quad (1)$$

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (2)$$

$$I_a = K \cdot S \quad (3)$$

Onde:

Q – chuva efetiva acumulada (mm);

P – precipitação acumulada (mm);

Ia – lâmina de abstração inicial (mm);

S – armazenamento máximo de água na camada superficial do solo (mm);

K – percentual de S definido como abstração inicial (em geral assumido como igual a 0,2).

### **Índice $\phi$ com abstração inicial**

Dentre os métodos aqui descritos, este é o que melhor representa os fenômenos hidrológicos que interferem na separação do escoamento superficial, tendo parâmetros de ajuste dotados de significado físico.

A infiltração é representada através de uma taxa de infiltração potencial constante (índice  $\phi$ ), e as perdas em virtude da interceptação vegetal e da retenção em depressões do terreno são representadas de modo combinado através de um reservatório com uma capacidade limitada de retenção.

Assim, o cálculo do escoamento superficial é feito da seguinte forma: primeiramente, o reservatório de abstração é totalmente preenchido e, em seguida, é feita a comparação da intensidade da chuva com a taxa de infiltração potencial. Caso a intensidade de chuva esteja abaixo da infiltração potencial, toda a precipitação infiltra e o escoamento superficial é nulo. Por sua vez, caso a intensidade de chuva esteja acima da taxa de infiltração potencial constante, a lâmina de escoamento superficial é definida a partir desta diferença e a infiltração real é igual à potencial.

A desvantagem deste método reside na limitada quantidade de estudos sobre o ajuste de seus parâmetros e na falta de medições de campo de curvas de capacidade de infiltração. Com a vazão de projeto definida é possível iniciar o dimensionamento das estruturas hidráulicas necessárias. (MAGALHÃES, L. P. C., et al, 2005)

### 5.3. Macro-drenagem

O sistema de Macro-drenagem é composto pela rede de drenagem natural do local, como córregos, riachos, rios e canais artificiais de maiores dimensões. Ela é responsável não pela captação direta, mas pela condução do deflúvio captado pela rede de microdrenagem até o seu destino final, que pode ser a infiltração em uma grande planície, um lago ou o mar. A realização das obras de macrodrenagem (Tucci, 1995) surgem a partir de algumas das necessidades enumeradas a seguir:

- Saneamento das áreas naturalmente alagáveis;
- Ocupação da calha secundária dos rios;
- Aumento da taxa de aporte de sedimentos e de detritos;
- Ampliação da malha viária;
- Em decorrência da ampliação da rede de micro-drenagem, que aumenta o volume captado.

Conforme o alinhamento higienista comentado no item anterior, as obras de macrodrenagem visavam e remoção rápida e segura das águas do centros urbanos. Para se atingir tal objetivo, era comum a realização de obras que retificavam, ampliavam e fixavam as margens dos canais naturais mais largos ou ainda a construção de galerias de grandes dimensões.

Na concepção atual, para amenizar os problemas de cheias urbanas, observando a macrodrenagem, especificamente, tem-se percebido um movimento no sentido de se recuperar o regime natural do corpo, através da implantação de medidas estruturais e não estruturais que procuram tornar similar o hidrograma da bacia urbanizada atual com o da mesma bacia, antes da urbanização. Tais ações podem incluir: reassentamento das populações carentes que habitam as margens, com a posterior implantação de parques lineares, evitando assim o retorno dessas pessoas à área marginal, criação de bacias de detenção e retenção, principalmente em áreas com histórico natural de enchentes, plano diretores urbanos, que fazem o zoneamento urbano, identificando as vocações das áreas e as desenvolvendo apropriadamente, segundo normas pré-estabelecidas.

## Projetos de macro-drenagem

Os projetos de rede de macrodrenagem seguem o mesmo sequenciamento apresentado no item 5.2 Micro-Drenagem - Projetos de Rede de Microdrenagem, porém com algumas particularidades. Como diferença principal, tem-se o aumento da escala de interesse. Na Microdrenagem procura-se dividir a bacia em regiões suficientemente pequenas, para que se possa observar a tendência de escoamento nas ruas e pequenos canais. Já no Macrodrenagem observa-se a bacia hidrográfica como um todo.

É possível encontrar em manuais de projetos dos anos 40 e 50 instruções que fundamentam o dimensionamento considerando o escoamento nos canais como sendo permanente e uniforme. Essa concepção, hoje, pode ser substituída pela consideração de que o escoamento é não permanente. Esta consideração torna os resultados mais apurados, mas só se tornou possível com a introdução da computação, que permitiu a solução numérica das equações diferenciais conhecidas como as Equações de Saint-Venant.

Outros fatores merecem atenção especial, pois são condicionados pela existência da cidade, como por exemplo: o percurso, a declividade longitudinal, as dimensões e o acesso à faixa marginal.

Na definição da seção de projeto, o usual é se utilizar seções já bastantes conhecidas, como a seção retangular, a trapezoidal ou a circular, pois estas já foram bastante estudadas e apresentam suas relações bem conhecidas. Quando a seção não possui nenhuma das formas citadas acima deve-se proceder através de tentativa e erro, a partir das relações geométricas das outras seções.

Mais informações sobre a projeto e o dimensionamento de redes de macrodrenagem podem ser encontrados em bibliografia específica, como a publicação *Open Channel Hydraulics* (Ven Te Chow, 1955).

## 6.0 Técnicas compensatórias em Drenagem Urbana

O mau funcionamento e/ou a falha de um dos subsistemas, ou seja, da micro ou macrodrenagem ou de ambos pode acarretar em grandes perdas, sejam elas econômicas ou sociais. Um ponto adicional, que deve ser abordado e que possui tanta importância quanto os efeitos das falhas, é o efeito negativo decorrente de projetos executados sem uma visão sistêmica. Nessa linha, podem ser citados alguns desses efeitos: (Baptista et al, 2005)

- No processo de evacuação rápida das águas de drenagem pluvial, transferem-se os problemas de inundação para jusante. Assim, novas áreas urbanizadas geram problemas de enchentes em áreas mais antigas.
- A boa execução de um projeto de redes de drenagem, com a decorrente redução do problema de cheias, gera na população um sentimento de falsa segurança, facilitando a ocupação das áreas ribeirinhas, sobretudo em regiões onde os projetos de drenagem não acompanham o Plano Diretor ou de Ocupação dos Solos.
- Embora sejam resolvidos os problemas de quantidade de água, os projetos “tradicionais” não contemplam a solução dos problemas de qualidade. Essa qualidade está associada tanto às substâncias dissolvidas como as em suspensão. Essa última, quando depositada, pode causar uma série de problemas, como o mau funcionamento dos sistemas de drenagem.
- Algumas soluções podem restringir os usos presentes e futuros da água no meio urbano, como, por exemplo, a construção de galerias, que impedem que os cursos d’água sejam inseridos no meio urbano, impossibilitando seus diversos usos, tais como lazer, atividades esportivas e contemplativas.

Com o intuito de se reduzir os efeitos da urbanização sobre a hidrologia urbana, surge uma nova abordagem, chamada de compensatória ou alternativa à solução clássica. Ela recebe esse nome por considerar os impactos da urbanização de forma mais ampla, observando toda a bacia, controlando o excedente da “produção” de água e evitando que este se dê de forma rápida para jusante, através da infiltração das águas pluviais e do aumento do tempo de escoamento.

A principal diferença desta nova abordagem é a necessidade de ser feita considerando também o projeto de ordenamento do uso do solo, sendo então impossível dissociar o projeto urbanístico da gestão das águas pluviais. Essa avaliação conjunta permite a adoção de uma solução otimizada, que contempla os diversos problemas em estudo, economicamente mais

viável, tanto do ponto de vista da implantação quanto da manutenção, uma vez que o custo pode ser repartido entre diversos setores dos governos.

Essas técnicas se baseiam na retenção das águas precipitadas, distribuindo o volume das chuvas em um tempo maior, e também na redução desse volume, através da infiltração. São materializadas de diversas formas e tamanhos, podendo ser utilizada praticamente em qualquer local.

As Técnicas Compensatórias, assim como as Tradicionais, podem ser divididas também em estruturais e não estruturais. As não estruturais são todas aquelas que passam tanto pelo retardamento do escoamento superficial e a racionalização do uso do solo como também àquelas ligadas à educação da população. Já as estruturais podem ser classificadas de diversas maneiras diferentes, referentes à forma de funcionamento ou ao local de implantação, como exemplificado a seguir (Baptista, 2005):

1. Quanto ao funcionamento:
  - a) Técnicas compensatórias de infiltração;
  - b) Técnicas compensatórias de retenção;
2. Quanto ao posicionamento:
  - a) Técnicas lineares
  - b) Técnicas para o controle centralizado, e
  - c) Técnicas de controle na fonte

A seguir, apresenta-se uma classificação mais abrangente das Técnicas Compensatórias, segundo (Baptista, 2005).



**Figura 9 – Classificação das Técnicas Compensatórias. (Baptista, 2005)**



As técnicas compensatórias serão apresentadas quanto seu posicionamento, segundo a classificação apresentada anteriormente.

## **6.1. Técnicas Lineares**

As técnicas lineares são aquelas que apresentam como principal dimensão o comprimento, significativamente maior que a largura ou a profundidade. Em virtude da sua forma, são largamente utilizadas em associação com sistemas viários. Como principais representantes desta categoria, tem-se as valas e valetas de infiltração e/ou detenção, as trincheiras e os pavimentos porosos. Cada um destes itens será apresentado de forma introdutória, sem que sejam apresentados os detalhes de dimensionamento.

### **6.1.1. Trincheiras de infiltração e detenção**

As trincheiras são dispositivos escavados no solo e permitem a entrada da água, para posterior condução ou infiltração, podendo ser implantadas em canteiros centrais, próximo aos passeios, em estacionamentos, jardins, etc. Podem apresentar também diversas formas de seções transversais, sendo a retangular e a trapezoidal as mais comuns. A Figura 9 e a Figura 10, mostram alguns exemplos de trincheiras de infiltração.

Enquanto a trincheira de infiltração tem por objetivo favorecer a infiltração da água, possibilitando uma redução do volume que esco superficialmente, a de detenção objetiva o rearranjo temporal dos hidrogramas, uma vez que retêm uma quantidade da água, retardando o seu escoamento.

Em função da sua finalidade, elas apresentam revestimentos diferenciados, sendo que as de detenção podem apresentar impermeabilização à base de concreto ou de mantas geotêxteis impermeáveis, enquanto as de infiltração usualmente ou não são revestidas ou apresentam revestimentos naturais, como gramíneas, embora seja recomendado o uso de manta geotêxtil permeável, que evita a passagem de materiais finos, evitando a colmatação do meio. Em geral, elas podem ser preenchidas por material granular graúdo, como pedras de mão, seixos e brita, ou apenas possuir uma grade, para evitar a entrada de material não desejado. Pode haver também no fundo da trincheira um dreno, de modo a facilitar o escoamento das águas. (Baptista, 2005)



Figura 9 - Trincheira de infiltração aberta em solo (Fonte: <http://small-scale.net/yearofmud/2009/12/12/drainage-trench-dug-and-filled-before-winter/> acessado em 29/04/2011)



Figura 10 - Trincheira de infiltração coberta de brita (Fonte: [http://www.ristormwatersolutions.org/SW\\_rilidtour.html](http://www.ristormwatersolutions.org/SW_rilidtour.html) acessado em 29/04/2011)

Um dos possíveis usos das trincheiras de infiltração é a utilização como sarjeta em estradas, como pode ser visto nas Figura 12 e Figura 11. Essa utilização permite uma rápida montagem, uma vez que as peças são pré-fabricadas e modulares.



Figura 12 - Trincheira de infiltração funcionando como sarjeta (Fonte: <http://www.acousa.com/road/highwaydrain.htm> acessado em 29/04/2011)



Figura 11 - Detalhe de trincheira de infiltração similar à usada na figura anterior (Fonte: <http://www.ispolycon.com/product/index.html> acessada em 29/04/2011)

A água que escoar pode acessar as trincheiras de duas formas: pela parte superior, quando a água escoar superficialmente, ou através de um sistema convencional de drenagem, responsável pela coleta e condução da água até a trincheira.

Enquanto nas trincheiras de infiltração é assumido que toda a água infiltrará, não sendo necessário qualquer previsão de dispositivo de recolhimento de água. Na trincheira de retenção tal dispositivo deve ser previsto e dimensionado. O poço de visita é a estrutura que normalmente assume essa função.

Algumas vantagens do uso das trincheiras incluem:

- Redução dos sistemas de drenagem à jusante;
- Ganho paisagístico e a valorização do espaço urbano, e
- Ganho ambiental, uma vez que há a possibilidade de se recarregar o lençol freático.

Entre as desvantagens, podem ser citadas:

- Necessidade de manutenção periódica, uma vez que o meio pode colmatar;
- Uso restrito em áreas com grandes declividades, e
- Risco de contaminação do lençol freático.

### **6.1.2. Valas, Valetas e Planos de infiltração e retenção**

Enquanto as trincheiras são escavadas no solo e têm o seu interior preenchido com material granular e geotêxteis, as valas, valetas e planos de infiltração são caracterizados por simples depressões escavadas no solo, cujo objetivo é armazenar temporariamente as águas das chuvas, favorecendo sua infiltração. Assim como nas trincheiras, nas valas e valetas, há a predominância de uma dimensão sobre as outras. A principal diferença entre as valas e valetas e os planos de retenção é que neste último, as dimensões transversais e longitudinais possuem a mesma ordem de grandeza, enquanto as profundidades se mantêm reduzidas.

Nessas estruturas, a água é captada diretamente e o escoamento acontece à superfície livre, podendo ocasionalmente ocorrer em tubulações. As águas captadas são infiltradas e/ou conduzidas até o corpo receptor, onde ocorre o deságüe, que pode ser feito com ou sem estrutura de controle.

Estas estruturas apresentam as seguintes vantagens:

- Redução dos sistemas de drenagem à jusante;
- Baixo custo de manutenção;
- Ganho paisagístico e a valorização do espaço urbano, e
- Ganho ambiental, uma vez que há a possibilidade de se recarregar o lençol freático.

Como desvantagens apresentam:

- Necessidade de manutenção periódica;
- Uso restrito em áreas com grandes declividades, e
- Possibilidade de estagnação das águas, implicando em sérios problemas sanitários.

As Figura 13 e Figura 14 a seguir, mostram valas de infiltração integradas à paisagem, em um bairro residencial. Nas Figura 15 e Figura 16 veem-se valas de infiltração em um jardim e em um estacionamento.



Figura 13 – Plano de infiltração em jardim (Fonte: <http://nemo.uconn.edu/tools/stormwater/swales.htm> acessado em 29/04/2011)



Figura 14 - Vala de infiltração ao longo de uma rua (Fonte: [http://www.eot.state.ma.us/smartgrowth/07toolkit/LID/regional\\_planning/LID/swales.html](http://www.eot.state.ma.us/smartgrowth/07toolkit/LID/regional_planning/LID/swales.html) acessado em 29/04/2011)



Figura 15 - Vala de infiltração em jardim (Fonte: [http://en.wikipedia.org/wiki/File:Streetside\\_swale\\_Seattle.jpg](http://en.wikipedia.org/wiki/File:Streetside_swale_Seattle.jpg), acessado em 29/04/2011)



Figura 16 - Vala de infiltração em estacionamento, com plantas nativas (Fonte: <http://www.lakecountvil.gov/Stormwater/LakeCountyWatersheds/BMPs/Pages/CPF.aspx> em 29/04/2011)

### 6.1.3. Pavimentos Permeáveis

A camada superficial do pavimento pode ser impermeável, quando feito de concreto ou asfalto, Figura 18, semi-permeável, feito com paralelepípedos, calçamentos poliédricos e blocos de concreto, Figura 17, ou então permeável, produzido com asfalto poroso e blocos de concreto vazado.

As principais vantagens dos pavimentos permeáveis estão associadas à redução das dimensões do sistema de drenagem à jusante, à possibilidade de recarga do lençol freático e a melhoria da segurança e do conforto da via, através da redução da quantidade de água que fica sobre o pavimento, reduzindo a ocorrência de poças e da aquaplanagem.

Esta técnica apresenta grande potencial, já que em bacias densamente ocupadas a área ocupada pelas vias e estacionamentos pode atingir 30% da área total da bacia (Baptista, 2005), contribuindo enormemente para a redução do escoamento superficial e das cheias urbanas.

Os pavimentos podem ser classificados em três grupos, basicamente:

- Pavimentos com revestimento superficiais permeáveis, que possibilitam a retenção temporária de pequenos volumes e a infiltração de uma pequena parcela do deflúvio;
- Pavimentos com estrutura porosa, que armazenam uma quantidade de água maior que a dos pavimentos com superfícies permeáveis, possibilitando um amortecimento das vazões e alteração do hidrograma.
- Pavimentos com estrutura porosa e dispositivos que facilitam a infiltração. Aqui, ocorre tanto a detenção temporária como a infiltração da água, ocasionando no amortecimento das vazões, alteração do hidrograma e redução dos volumes escoados.

A alteração do hidrograma é feita através da introdução da água no corpo do pavimento, que passa a funcionar como um reservatório enterrado. Essa introdução pode ser direta, quando o pavimento é permeável, ou através de um conjunto de difusores, que estão ligados ao sistema de drenagem superficial. A água sai então através de infiltração no solo ou pelos drenos vinculados ao sistema de drenagem.



Figura 17 - Pavimento permeável em estacionamento (Fontes: <http://www.araguaiapedras.com.br/> e [http://www.brunolamas.com.br/noticias,373,pavimentacao\\_ecologica\\_nos\\_condominios\\_da\\_serra.html](http://www.brunolamas.com.br/noticias,373,pavimentacao_ecologica_nos_condominios_da_serra.html), em 29/04/2011



Figura 18 – Rodovia com pavimentos impermeáveis (Fonte: <http://www.abcp.org.br/conteudo/imprensa/pavimento-de-concreto-no-anel-rodoviario-de-belo-horizonte>, em 29/04/2011)

## 6.2. Técnicas para o controle centralizado

### 6.2.1. Bacias de Detenção e Retenção

São estruturas de detenção temporária e/ou infiltração das águas das chuvas e podem ser basicamente de dois tipos: detenção e infiltração com detenção. Elas são usadas com três finalidades: amortecimento de cheias urbanas como controle de inundações, eventual redução do escoamento superficial e redução da poluição difusa, função típica dos reservatórios de retenção e secundária nos reservatórios de detenção, contribuindo para a redução dos impactos da urbanização sobre os processos hidrológicos.

Esta é a técnica compensatória de uso mais difundido no Brasil, já tendo sido usado inúmeras vezes, com exemplos que datam do início do século passado (Baptista et al., 2005). Como ela usualmente ocupa grandes áreas, tenta-se harmonizá-la com o projeto urbanístico local, o que normalmente é conseguido quando se associa este local com uma outra atividade. Esta associação com outras atividades, como por exemplo, parques, praças e áreas dedicadas à prática de esportes, além de propiciar a implantação do reservatório, possibilita o uso do solo urbano, de alto valor em alguns locais, de forma mais racional, agregando valor adicional ao local da construção.

As medidas de amortecimento podem ser basicamente de dois tipo:

- Bacia de Retenção: mantêm a água de escoamento estocada por um longo período, objetivando a decantação das partículas sólidas, reduzindo assim a carga orgânica, como mostra a Figura 21;
- Bacia de Detenção: conservam as águas das cheias por um período de tempo suficiente para que haja o controle das inundações, atrasando um volume significativo de água, alterando o hidrograma da cheia. A redução da carga de poluente é um objetivo secundário.

Uma característica que as distingue é em relação ao dispositivo de descarga. Enquanto nas bacias de retenção eles ficam a certa altura, os das bacias de detenção ficam no fundo das mesmas.

As bacias de detenção podem ser ainda a céu aberto, Figura 19, ou subterrâneas, como mostra a Figura 20. As construídas a céu aberto podem ser dos tipos: secas e úmidas. As secas só armazenam água durante os eventos, normalmente integradas ao ambiente urbano, Figura 22 e Figura 23, podem ter fundo impermeável ou não, muito usadas quando há risco de contaminação das águas subterrâneas, enquanto as úmidas, semelhantes às várzeas, com vegetação cultivada, permitem ainda alguma infiltração. As subterrâneas ou fechadas são usadas quando não é possível construir alguma a céu aberto, em virtude do tipo de ocupação do solo. Estas podem assumir maiores volumes e dependem de bombeamento para esvaziamento.

Podem ser citadas ainda as bacias de infiltração, que desempenham simultaneamente as funções de armazenamento temporário e de infiltração de águas pluviais, não possuindo dispositivo de saída (só vertedor de emergência).



**Figura 19 - Bacia de detenção em área residencial, aliado à áreas de lazer em Santiago, Chile (Fonte: acervo pessoal)**





Figura 20 - Bacia de Detenção fechada (Baptista, 2005)



Figura 21 - Bacia de retenção em ambiente urbano



Figura 22 - Bacia de detenção integrada à paisagem urbana (Fonte: [http://www2.portoalegre.rs.gov.br/dep/default.php?p\\_secao=69](http://www2.portoalegre.rs.gov.br/dep/default.php?p_secao=69) em 06/09/2011)



Figura 23 - Bacia de detenção aberta usada como área de lazer (Baptista, 2005)

### 6.3. Técnicas para o controle na fonte

#### 6.3.1. Poços

Estes dispositivos funcionam infiltrando a água diretamente no solo; suas áreas podem variar enormemente, indo de algumas a centenas de metros quadrados, podendo ser utilizado em áreas permeáveis ou ainda em áreas impermeáveis, desde que o solo apresente elevada capacidade de infiltração. Algumas das vantagens desta técnica são a possibilidade de recarga do lençol freático local e a facilidade de integração ao ambiente urbano, uma vez que é praticamente impossível saber da presença do poço.

A introdução da água em seu interior pode ser feita de duas maneiras diferentes: através do escoamento superficial ou por uma rede de drenagem, que capta a água de diferentes locais e a insere diretamente no interior do poço. A saída, por sua vez, pode ser feita tanto pela infiltração no solo como pela injeção no lençol freático. Deve-se ter um cuidado especial com ele, pois pode ocorrer a sua contaminação, caso a água infiltrada seja de baixa qualidade. Nestes casos é necessário deixar uma camada de solo não saturado de pelo menos um metro, entre o fundo do poço e o nível mais alto do lençol, para reduzir o risco de contaminação, quando se usa infiltração, ou até mesmo proibir a injeção.

Em paralelo à implantação do poço, é indicada a realização de campanhas de conscientização da população na região próxima ao poço, para que este não seja usado como local de despejo de rejeitos.

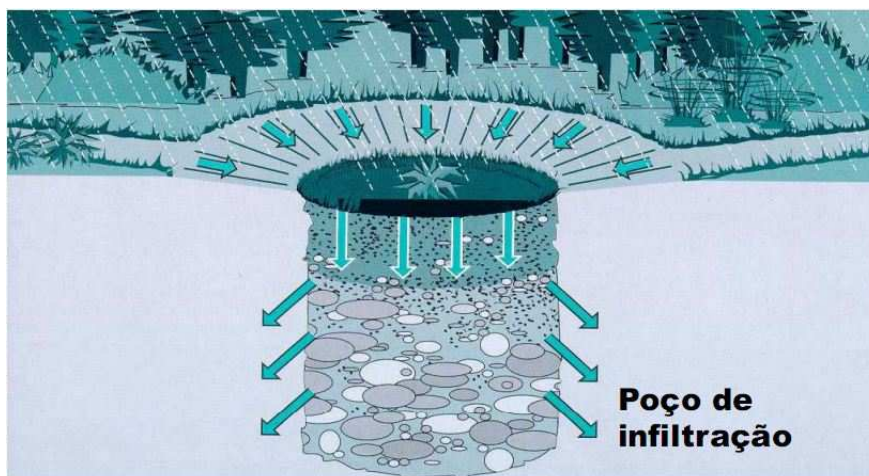


Figura 24 – Esquema de um poço de infiltração. (Baptista, 2005)



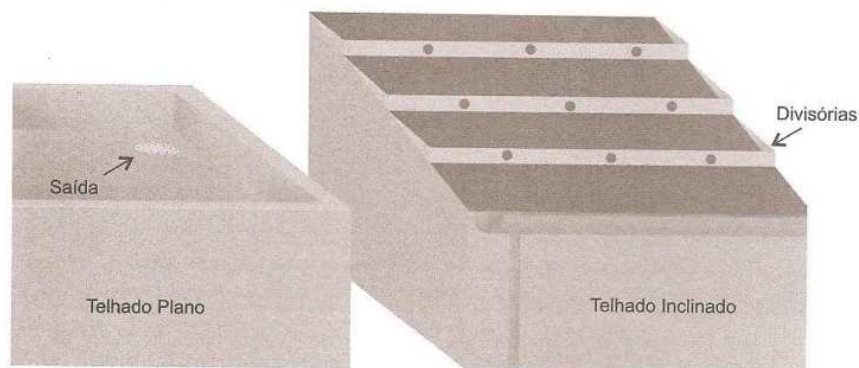
Figura 25 - Poço de infiltração em área de lazer. (Baptista, 2005)

### 6.3.2. Telhados Armazenadores

Esta é uma técnica que apresenta um enorme potencial de utilização, quando se leva em consideração a área em planta ocupada pelas edificações e a falta de espaço para a implantação das outras técnicas em grandes centros urbanos, principalmente quando se analisa também que estas áreas normalmente não são utilizadas.

Sua utilização, contudo, deve ser implementada com elevado critério, sobretudo nas edificações existentes, através de uma detalhada avaliação estrutural. Para os novos projetos, é suficiente que esta utilização seja considerada na época do projeto, e que a sua construção seja feita com cuidado.

Para uma maior eficiência no armazenamento, recomenda-se que os telhados utilizados para este fim sejam planos, ou que apresentem uma pequena declividade, como mostra abaixo a figura 26.



**Figura 26 – Exemplo de telhados acumuladores. ( Tucci, 1995)**

Pode ser previsto ainda uma cobertura vegetal no telhado, contribuindo também para o isolamento térmico da estrutura. São os conhecidos telhados verdes, abaixo na figura 27.



**Figura 27 - Exemplos de telhados armazenadores (Baptista, 2005)**

### **6.3.3. Reservatórios individuais**

Também conhecidos como microrreservatórios, os reservatórios individuais são pequenas estruturas localizadas no interior do lote. Eles podem ter diversas formas, serem construídos de muitos materiais diferentes, como plásticos, metais e fibras, podendo ou não ser conectados à rede de drenagem pluvial, como na Figura 28 abaixo.

Embora o custo da implementação desta técnica seja por conta do proprietário do lote, ela se paga ao longo dos anos, uma vez que possibilita a acumulação de água, que apesar de não ser própria para consumo humano, pode ser utilizada para usos menos nobres, como

irrigação de jardins, lavagem de automóveis e usos sanitários. A evacuação das águas pode ser feita através do despejo na rede de drenagem pluvial ou através da infiltração.

Esta técnica vem ganhando espaço no Brasil, principalmente por serem recomendados, e até mesmo obrigatórios, em alguns municípios brasileiros, como Belo Horizonte, Porto Alegre, São Paulo e Rio de Janeiro.



**Figura 28 - Reservatórios Individuais para aproveitamento da água da chuva (Baptista, 2005)**

## 7.0 Avaliação e Reabilitação de Redes de Micro-drenagem

De uma maneira geral, no Brasil, o foco principal das entidades públicas está na construção de novas estruturas e equipamentos, com o objetivo de atender novas demandas. Esse padrão pode ser observado em diversas áreas tais como a abertura e pavimentação de novas vias, construção de novas escolas e hospitais, etc. Ele se repete também no abastecimento público e drenagem urbana. Nelas, é comum haver a instalação de novos trechos, estações elevatórias e de tratamento, canalização e dragagens de trechos, entre outros. É raro, porém, a observação de políticas e planos de manutenção das áreas já existentes, e que normalmente apresentam problemas recorrentes. Na maioria das vezes elas são administradas segundo um “Gerenciamento de Crise”, onde os problemas são solucionados conforme vão aparecendo.

Estudos conduzidos por algumas entidades e diversas municipalidades, sobretudo nos Estados Unidos, mas também em alguns locais na Europa, como a Inglaterra e Alemanha, realizados durante a década de 70 e 80, mostraram que a demanda para a manutenção das redes de drenagem e esgotamento sanitário era, nesses locais, da ordem de centenas de bilhões de dólares (Macaitis, 1994). Eles apontaram também que nos locais onde a manutenção era regular, os danos causados pelos eventos com maiores tempos de recorrência eram reduzidos, quando comparados com áreas similares, mas sem manutenção, em virtude da melhor situação em que se encontravam os dispositivos de captação, condução e destinação final da água.

Estes estudos apontaram também que com a adoção de Sistemas de Gerenciamento de Manutenção seria possível atingir melhorias significativas no funcionamento do sistema de drenagem através da utilização de estratégias de manutenção eficazes. Entre estas estratégias tem-se diferentes possibilidades (Macaitis, 1994):

- Realizar somente manutenção de crise;
- Realizar a manutenção das estruturas em piores condições primeiro;
- Realizar manutenção oportuna, quando um outro serviço parecido ou no mesmo local já está agendado;
- Agendar ciclos de manutenção;
- Reparar as estruturas com maiores risco de falha;
- Realizar manutenção preventiva, entre outros.

Os Sistemas de Gerenciamento de Manutenção (SGM) devem estar incluídos nos Sistemas de Gerenciamento e Controle da organização. Estes sistemas seriam responsáveis pelo controle, aquisição e programação de compras de equipamentos, peças, treinamento e contratação de novos funcionários. Eles devem incluir, minimamente, um controle de inventário, um sistema de registro para a programação e controle de execução das manutenções, além de um programa para avaliação da condição da rede.

Embora menos relevante na operação diária de manutenção, o inventário é, em um primeiro instante, o passo mais importante na implantação do SGM, pois permite a localização e a identificação das estruturas, equipamentos e recursos humanos disponíveis no início da atividade, bem como uma avaliação prévia de suas características.

O Programa de Avaliação, que é importante desde o início da atividade, ganha ainda mais importância no dia-a-dia da manutenção. Ele permite que se avalie a condição dos elementos das redes, através de critérios objetivos. A determinação de para quais critérios se devem dar mais importância depende da experiência do corpo técnico da manutenção e de algumas características da rede, mas deve incluir sempre que possível, informações como condição estrutural, capacidade, importância e idade. Ela é feita através da identificação das falhas, que podem ser classificadas como estruturais, hidráulicas e ambientais

Uma vez realizada a etapa inicial do inventário e avaliação, pode-se prosseguir para o estudo da reabilitação, que baseia sua abordagem na classificação das falhas. Ela pode ser de diversos tipos, como por exemplo: reparos, reforços estruturais, trocas, redução e atenuação de vazão, gerenciamento e controle do acréscimo de vazão, entre outros. Cada uma dessas formas será abordada mais especificamente nos itens a seguir:

## **7.1. Avaliação e Reabilitação**

### **7.1.1. Avaliação Estrutural**

As falhas estruturais normalmente se originam de pequenos defeitos iniciais como rachaduras devido a uma carga vertical superior à carga de projeto, um leito mal dimensionado/executado, má vedação das juntas ou conexões mal feitas, embora seja possível que estes pequenos defeitos apareçam devido às interferências de outras obras ou intervenções no solo, como escavações e vibrações geradas pela passagem de trens e metros.

As tubulações de concreto e PVC podem sofrer deteriorações decorrentes de ataques químicos provenientes dos solos ou dos efluentes transportados, já que as tubulações de drenagem recebem, com frequência, despejos sanitários.

Alguns dos problemas listados acima podem ocorrer também como consequência de um outro problema, anterior a este novo. Como exemplo pode-se citar a rachadura de uma tubulação gerada por carga vertical excessiva. Essa rachadura pode evoluir para um rompimento da tubulação. A água que vaza desta tubulação pode carrear o material do leito, acelerando o processo de colapso do tubo.

As galerias feitas de pedras e blocos cerâmicos, embora mais raras no Brasil, demandam especial atenção, uma vez que seus problemas são mais freqüentes, como a perda da argamassa de assentamento, que pode evoluir até o desmoronamento da galeria.

A avaliação estrutural pode ser realizada de diferentes maneiras, cada uma delas mais aconselhada para a observação de determinado tipo de defeito.

### 7.1.1.1. Inspeção Visual

Pode ser interna ou externa. A externa é uma das formas mais simples de se realizar a avaliação e se dá através de uma caminhada, seguindo a tubulação. Este tipo de inspeção pode identificar áreas alagadas, entupimentos das bocas de lobo e caixas-ralos, tampas de bueiros e caixas-ralos quebradas e a condição das paredes internas dos poços de visita, por exemplo.

As visitas internas são realizadas quando as tubulações e galerias têm diâmetro suficiente para permitir a entrada do homem. Caso sejam pequenas, essas visitas podem ser realizadas através de pequenos dispositivos, Figura 29, que possuem uma câmera de vídeo acoplada: são as inspeções através de circuitos fechados de TV, Figura 30. A inspeção visual pode identificar problemas como penetração de raízes, desvios e recalques, abertura de juntas, rachaduras transversais e longitudinais, etc. Como vantagem apresenta a possibilidade de gravação da inspeção, podendo ser revista sempre que necessária.



Figura 29 - Robô utilizado para a inspeção visual interna. No detalhe, a "cabeça" do robô, onde ficam posicionadas as luzes e a câmera. (Fonte: Wikipedia, visitado em 29/04/2011)





Figura 30 - Inspeção visual de dentro do carro de apoio. (Fonte: Wikipedia, visitado em 29/04/2011)



Figura 31 - Inspeção visual através entrada de operário. (Fonte: Pipeflo.ca, visitado em 29/04/2011)

### **7.1.1.2. Inspeção por partícula magnética**

Para tubulações metálicas, como por exemplo, as empregadas em elevatórias e sifões, este método de inspeção pode ser utilizado, com grande eficiência. Neste método, um equipamento especial transfere para a tubulação um fluxo magnético até atingir o limite da tubulação. Uma vez saturado, toda a perda de fluxo, ou interrupção do circuito magnético, é identificada como um ponto de interesse. Com a correta avaliação do sinal recebido é possível, inclusive, estimar a perda de material causada pela corrosão, por exemplo. Como vantagens apresentam a precisão na localização da falha e a possibilidade da estimativa do material necessário para o reparo, além da possibilidade de revisão da inspeção em escritório, uma vez que todo procedimento pode ser gravado. Como desvantagens podem ser citados o alto custo do equipamento e a necessidade de mão-de-obra especializada. ([http://en.wikipedia.org/wiki/Magnetic-particle\\_inspection](http://en.wikipedia.org/wiki/Magnetic-particle_inspection) em 29/04/2011)

### **7.1.1.3. Teste Ultra-sônico**

Diferente da Inspeção por Partícula Magnética, que só pode ser utilizada em tubulações metálicas, a avaliação através do teste ultra-sônico pode ser utilizado também em concreto, madeira e materiais compósitos, embora com menos precisão. O método funciona através da emissão e captação de ondas ultra-sônicas. Um transdutor emissor é colocado em contato com o material a ser analisado e então passa a emitir as ondas, como na Figura 32 abaixo. Quando essas ondas atingem uma falha, parte do sinal é refletido, atrasando o pulso que atinge o transdutor receptor. Estas falhas podem ter se originado de diversas maneiras distintas, como comentado anteriormente. Assim como os métodos apresentados antes, possui como vantagem a precisão dos resultados. Este método, além de requisitar um profissional qualificado em sua aplicação, necessita também do contato direto com a tubulação a ser examinada. Quando a tubulação é de grande diâmetro e possibilita a entrada da profissional, este não chega a ser um grande problema, mas quando a entrada não é possível, torna-se necessária a escavação do solo para acesso à tubulação. (Fonte: [http://en.wikipedia.org/wiki/Ultrasonic\\_testing](http://en.wikipedia.org/wiki/Ultrasonic_testing) em 29/04/2011)



Figura 32 - Funcionário teste a solda realizada em uma tubulação metálica com um scanner ultrassônico.  
(Fonte: Wikipedia, visitado em 29/04/2011)

#### 7.1.1.4. Termografia

Este sistema se utiliza basicamente da diferença de temperatura entre o fluido, a tubulação (galeria) e o solo para montar imagens térmicas. Com sensores que conseguem diferenciar temperaturas na ordem de  $0.05^{\circ}\text{C}$ . Para a avaliação de redes de drenagem e esgotamento sanitário, este equipamento fornece melhores resultados quando utilizado a temperatura do ar menor que a do solo. Em países tropicais, como o Brasil, isto acontece à noite, quando o solo perde calor para a atmosfera. Nessas situações, como o solo perde calor mais rápido que o fluido, é possível detectar vazamentos, rachaduras e problemas com a camada suporte. Como vantagens esse sistema apresenta: a precisão, a velocidade e a possibilidade de inspeção de grandes áreas. Outra vantagem é a possibilidade da inspeção ser gravada digitalmente, podendo ser revista sempre que necessária. Necessidade de mão-de-obra especializada e alto custo do equipamento podem ser apontados como desvantagens. (Fonte: [http://en.wikipedia.org/wiki/Thermographic\\_inspection](http://en.wikipedia.org/wiki/Thermographic_inspection))

### 7.1.1.5. Georadar

Os georadares geram imagens do subsolo através da emissão e reflexão de pulsos eletro-magnéticos, Figura 33 abaixo. Com ele, é possível distinguir diferentes tipos de materiais que possam estar enterrados no solo, como tubulações de concreto, cerâmicos, metálicos, além de rochas e outros materiais. Dependendo do tipo de solo a ser examinado, podem ser atingidas profundidades de dezenas de metros, com bastante precisão. Este método permite a detecção de falhas nos materiais e espaços vazios. Embora de elevada precisão, a aquisição dos dados deve ser cuidadosamente planejada e seu tratamento feito por profissional treinado, uma vez que é de alta complexidade. ([http://www accuratolocators.com/zond\\_software.html](http://www accuratolocators.com/zond_software.html) em 29/04/2011 e <http://www.geomodel.com/gprtext.htm> acessados em 29/04/2011)

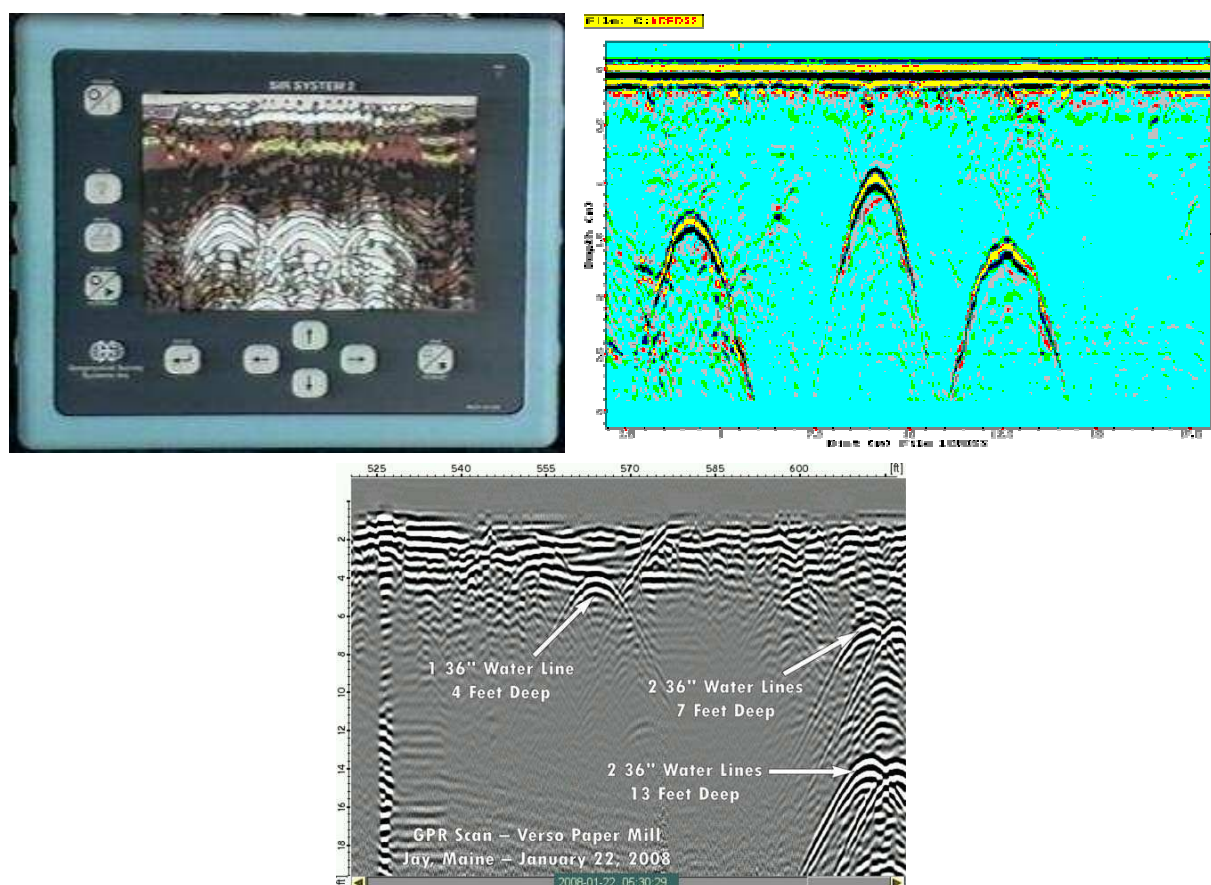


Figura 33 - Imagens obtidas com o uso de georadar. As parábolas indicam a existência de tubulações. (Fonte: Accuratolocators.com e Geomodel.com, visitados em 29/04/2011)

### 7.1.2.Avaliação Hidráulica

As falhas hidráulicas ocorrem sempre que o sistema de drenagem não consegue cumprir sua função de projeto: transportar as águas de maneira eficiente, da captação ao seu destino final. Entre as falhas mais comuns estão as enchentes e o aumento da exfiltração através das juntas e conexões, mas outros problemas também ocorrem, tais como redução da capacidade de transporte da rede, golpes de aríetes, variações constantes na vazão, entre outros.

Esses problemas, em sua maioria, são causados pelo aumento da rugosidade nas paredes das tubulações. Este aumento pode ser causado por problemas no alinhamento dos tubos, encrostamentos, fixação de limo, sedimentação e perda da argamassa de recobrimento e assentamento nas tubulações feitas de blocos de pedra e cerâmicos.

A percepção da existência de uma falha hidráulica, afora os vazamentos e enchentes, não é tão simples, pois é necessário que haja um monitoramento constante da vazão ou do nível. Este monitoramento pode ser feito através de qualquer elemento hidráulico que força o fluxo à um estado crítico, como os orifícios, vertedouros e calhas, como a de Parshal, Palmer-Bowlus. Outros métodos, quando acoplados à computadores, permitem a gravação destas informações, gerando uma base de dados necessárias para a execução de bons projetos, como os sensores de pressão que, quando funcionam em paralelo com programas simples que usam os dados fornecidos pelos sensores como entrada, fornecem as informações de vazão no ponto. Há ainda medidores de velocidade ultra-sônicos e eletromagnéticos, que fornecem os dados instantaneamente.

Os aparelhos listados anteriormente conseguem identificar os problemas na rede de drenagem e esgotamento de forma pontual. Os dados obtidos por eles vêm sendo usado para a análise em uma escala maior: a de toda a bacia simultaneamente. Essa análise geral é possível graças à utilização de modelos de simulação. Estes modelos conseguem abordar toda a bacia ao mesmo tempo, resolvendo numericamente as tradicionais equações hidráulicas, como por exemplo as de Navier-Stokes e Saint-Venant. Os modelos são capazes de simular eventos isolados e eventos múltiplos, com quaisquer dados de bacia e de chuva. Essa versatilidade faz dessa ferramenta uma das mais poderosas na solução de problemas de drenagem. Neste projeto final, o modelo utilizado foi o MODCEL (Miguez, 2001), desenvolvido por pesquisadores da COPPE. Mais dados sobre o modelo serão apresentados em anexo. Com o uso do modelo é possível identificar as áreas que apresentam os problemas maiores e/ou mais frequentes, podendo-se, assim, elencá-los, de forma a estabelecer um plano de ação que resultará na eliminação dos problemas. Essa ordenação por importância torna-se ainda mais significativa quando se lida com orçamentos restritivos, não sendo possível realizar todas as intervenções, sabem-se quais delas proporcionam os melhores resultados.

### **7.1.3.Avaliação Ambiental**

Na maior parte das cidades brasileiras, o sistema de esgotamento das águas, sejam elas sanitárias ou pluviais, é o separador absoluto, onde as águas oriundas das chuvas não se misturam com o esgoto sanitário. Enquanto a primeira segue diretamente para a rede de drenagem, a segunda vai para uma estação de tratamento de esgotos, para depois receber uma destinação apropriada.

A falha ambiental mais comum é ocorrer a mistura das águas pluviais com outras de qualidade inferior, que podem ser do esgotamento sanitário doméstico ou industrial. Esta falha ocorre, na grande maioria dos casos, devido a ligações clandestinas de esgoto na rede pluvial, mas pode se originar também de infiltrações destas na rede, sem que nenhuma atitude imprópria tenha sido tomada.

A diagnose deste problema, assim como a dos problemas hidráulicos, passa pela utilização de equipamentos automatizados e simulação matemática. Esses equipamentos automatizados são responsáveis pela obtenção de dados qualitativos, enquanto o segundo é responsável pelas informações quantitativas. Com a tecnologia atual, já é possível receber dados de qualidade em tempo real, que, ao funcionar simultaneamente com o modelo quantitativo, fornece os elementos necessários para uma tomada de decisão rápida e acertada.

## **7.2. Reabilitação**

Apesar das falhas poderem ser separadas em estruturais, hidráulicas e ambientais, na reabilitação esta tarefa já não é tão simples, pois intervenções para solucionar problemas de um tipo acabam por melhorar o desempenho em outra. Alguns processos serão apresentados a seguir, e, conforme forem introduzidos, a ideia acima exposta será ratificada.

### **7.2.1.Reabilitação Estrutural**

Para a reabilitação estrutural das redes de drenagem podem ser utilizadas diversas técnicas, que podem ser separadas grosseiramente em externas e internas. As externas envolvem escavações parciais e totais dos tubos. Nela, a reabilitação envolve a aplicação de cimento, que pode ir de uma fina camada até a aplicação de concreto armado, podendo variar de simples reparos, reforços ou mesmo a troca do trecho danificado. Já as internas apresentam técnicas nas quais não há a necessidade de escavação, chamadas em inglês de “trenchless”. Esta característica permite que o reparo seja efetuado com impactos reduzidos à rotina do local. Entre as técnicas existentes, três mais apropriadas: a CIPP, cuja sigla significa, em inglês Cured In Place Pipes, Fold and Formed Pipe e a Danby.

### 7.2.1.1. Cured in Place Pipes – CIPP

Este processo se dá através da instalação de um tubo flexível que foi impregnado com uma resina térmica, instalado em uma tubulação existente. No processo de instalação, a água ou ar pressiona o tubo flexível contra o tubo original, garantindo assim que o novo adira no original. Quando a tubulação flexível está posicionada no interior da tubulação original, o tubo resinado é curado com água ou ar quente, havendo assim uma mínima redução de diâmetro. Embora nestes processos possam ser utilizados água ou ar é usual utilizar apenas o primeiro, em virtude de facilidades operacionais, como a manutenção da temperatura correta para a cura da resina e na pressão adequada, para que a tubulação adira na outra.

Existem diversos sistemas CIPP, cuja diferença reside na composição do tubo, método de impregnação da resina, procedimentos de instalação e cura. Entre os sistemas existentes, podem ser citados: Insituform, Paltem e KM Inliner II (Sewer System Infrastructure Analysis and Rehabilitation, 1991). A escolha de qual sistema utilizar deverá ser baseada nas características do efluente a ser transportado.

Para a execução desta técnica, Figura 34 abaixo, é necessário que o trecho a ser recuperado esteja seco e limpo. Esta limpeza pode ser realizada de diversas formas, desde a utilização de água sob-pressão até líquidos contendo soluções bioquímicas. Para as situações em que a tubulação recebe pequenas vazões, pode-se tamponar o trecho à montante da tubulação a ser reabilitada. Sendo o processo rápido, o volume acumulado à montante do tamponamento não causará problemas. Por outro lado, quando a vazão do trecho já é grande deve-se utilizar um sistema de bombeamento, para que o volume contorne o trecho em questão (bypass).

No processo, a nova tubulação é rígida e não possui aberturas. Caso o trecho possua alguma tubulação menor que aporte nela, estas devem ser previamente identificadas e localizadas, após a fase de limpeza, para que estas aberturas possam ser refeitas quando a nova tubulação estiver posicionada.

Este tipo de técnica pode ser utilizado para a reabilitação de tubulação com diâmetro que variam de 10 cm a 2.5 m.



Figura 34 - I – A tubulação saturada de resina é empurrada ou puxada II. III – água quente ou vapor d'água é usada para curar a resina, formando um tubo sem juntas. IV – chegadas de outras tubulações na tubulação restaurada são abertas com a ajuda de ferramentas de corte controladas remotamente. (Fonte: <http://www.insituform.com/content/190/how-insituform-cioo-is-installed.aspx>)

### 7.2.1.2. Fold and Formed Pipe

Neste processo é usado um tubo termoplástico, que é posicionado no interior da tubulação original e depois expandido, assumindo a mesma forma do tubo original, com pequena perda de diâmetro, Figura 35 abaixo. Ele pode ser considerado como sendo a melhoria de uma outra técnica, que necessitava da escavação de uma área, para que a tubulação, com diâmetro aproximado da tubulação original, pudesse ser arrastado para dentro dela.

Neste processo, o tubo, geralmente de PVC ou HDPE, polietileno de alta densidade, é produzido e mantido dobrado. Estes materiais são flexíveis quando aquecidos e rígidos quando mantidos à temperatura ambiente. Suas instalações diferem um pouco uma da outra. Na utilização do PVC, o tubo é posicionado no interior da tubulação original e sofre um aquecimento interno e externo, já que ele é mantido no interior de outro tubo, que facilita o aquecimento, mantendo-o isolado do ambiente externo. Quando o PVC atinge a temperatura

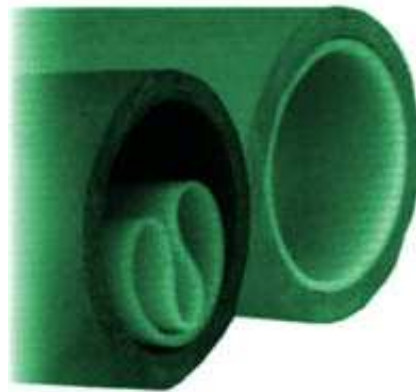


ideal um elemento esférico é introduzido no seu interior e o tubo passa a ser pressurizado. Essa pressão expulsa o dispositivo, que se move progressivamente, expelindo toda a água usada no aquecimento e garantindo a compressão do novo tubo contra o antigo.

Quando o material usado é o HDPE, apenas vapor é inserido no interior do tubo dobrado, por ambos os lados, amolecendo o material, possibilitando a sua mudança de forma. Como este material possui um elevado coeficiente de expansão térmico, deve-se esperar mais tempo para que esfrie e ganhe rigidez.

Este processo apresenta uma série de semelhanças com o anterior, como a instalação pelas aberturas dos poços de visita, a necessidade de redirecionamento do fluxo e a aplicação de água ou ar quente para a alteração da forma e a necessidade de aberturas laterais.

Assim como o processo CIPP, este é instalado pelas aberturas dos poços de visita, mas pode ser utilizado em diâmetro que variam de 10 cm à 45 cm, com comprimentos de no máximo 180 m, sendo por isso, menos versátil que o CIPP, embora apresente uma maior velocidade de execução.



**Figura 35 - Tubo utilizado no processo fold and formed pipe, antes e depois de expandido**

### **7.2.1.3. Danby Pipe Renovation System**

O Sistema Danby pode ser usado em tubulações que variam de 200 mm (8") até as maiores, cujo diâmetro possibilitam a entrada de um homem. Ela usa como material principal uma tira ou painel de PVC, helicoidal, pré-fabricada que é unida por uma outra, também de PVC. Eles apresentam um lado liso, que represente o interior da nova tubulação, e outro com pequenos perfis T, que tem função estrutural, explicado a seguir. A montagem da tira ou do painel dentro da tubulação pode ser feita manualmente ou através de uma máquina (Macaitis, 1994).

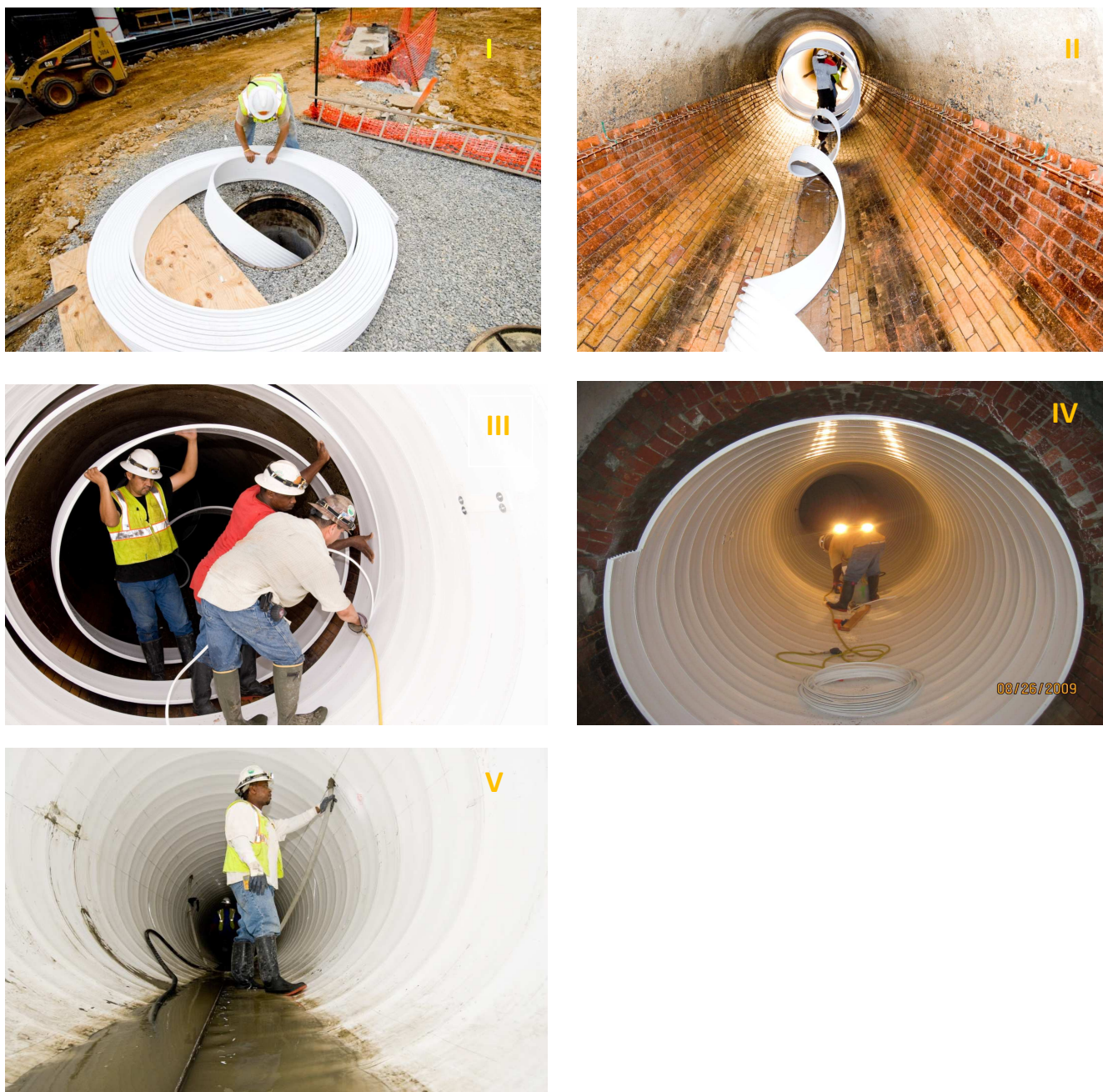


Figura 36 – Sequência de instalação do método. Em I – inserção do painel de PVC. II – Posicionamento do painel dentro da tubulação. III – alinhamento da tira no interior do tubo, fixada com os perfis T. IV – Tubulação pronta para receber o reforço estrutural. V – Preenchimento do espaço entre a tubulação antiga e a nova com argamassa. (Fonte <http://danbysystems.com/installation.html> e <http://www.danbyrehab.com/Default.aspx>, acessados em 29/04/2011)

O processo Danby é iniciado com desvio do fluxo para um outro trecho ou para o mesmo trecho mais à jusante, através de bombeamento. Após a separação o trecho deve ser limpo, com água sob pressão ou outro método, químico ou biológico.

Após as atividades preliminares, a instalação é feita. Quando feita manualmente a tira é puxada para dentro da tubulação e esticada ao longo do trecho a ser reabilitado. Ao ser posicionada, a tira tem seguimentos consecutivos unidos por uma outra tira, de menor largura.

Depois que toda a extensão foi unida, são abertos buracos ao longo da tira ou dos painéis, em intervalos regulares. Eles dão acesso aos pequenos perfis T da parte externa. O espaço entre a parte lisa e a parede da tubulação original, que contem os T, é então preenchido com argamassa, formando um material composto, bastante resistente. Há diversos tipos de tiras, cuja diferença está na altura do perfil T externo.

A inserção da argamassa, além de fornecer suporte para as tiras ou painéis de PVC, ela preenche as rachaduras e buracos que havia na tubulação antiga, impedindo a entrada de água. Podem ainda conter aditivos que impedem o crescimento de vegetação. Esse sistema pode ser instalado em tubulações com diversas formas, como mostra a Figura 37.



io.

Embora possa haver uma redução considerável do diâmetro da tubulação, que podem chegar a 15% ( $\phi < 900$  mm) (Macaitis, 1994), o ganho com a redução da rugosidade interna compensa essa perda.

### **7.2.2.Reabilitação Hidráulica**

Embora as ações utilizadas na reabilitação estrutural melhorem o desempenho hidráulico, principalmente por causa da diminuição da rugosidade da superfície, há ainda outras formas de se promover a reabilitação hidráulica.

Essas formas alternativas buscam a compatibilização da vazão existente com a suportada pelas estruturas, com a redução da vazão.

A atenuação da vazão busca a redução do pico do hidrograma, de forma que a vazão máxima durante a tempestade não exceda a capacidade do sistema de drenagem. Essa redução é atingida através da implantação de armazenamento, que pode ser realizado na superfície ou no subsolo, são os reservatórios de detenção, apresentados no Capítulo 6.0 - Técnicas compensatórias em Drenagem Urbana. Outra característica dessas estruturas refere-se à sua posição em relação a rede: on-line e off-line. Na primeira o reservatório faz parte da linha principal do sistema, enquanto que, na segunda, ele está fora da linha de escoamento, sendo necessário algum tipo de estrutura de desvio para que possa funcionar.

Outra possibilidade de se reduzir o pico do hidrograma é reduzir o número de entradas à rede de drenagem. Com isso, a área coberta por cada entrada é aumentada, aumentando o tempo de trajeto da água até o ponto de acesso mais próximo. Como esse método pode gerar um aumento da lâmina d'água na região, é usada em áreas com pouca importância social, como garagens, estacionamentos e com movimento de veículos e pessoas.

A terceira forma de se reduzir o pico do hidrograma é a redução do volume da chuva que escoar. Essa é a primeira solução a ser buscada nos projetos de drenagem, pois com a redução dos volumes, reduz-se o tamanho de todas as outras estruturas. Ela é atingida através do aumento da superfície permeável, da utilização de pavimentos permeáveis, controle da infiltração nas tubulações de drenagem, introdução de áreas de armazenagem e infiltração, como as bacias de detenção e infiltração, entre outros.

### **7.2.3.Reabilitação Ambiental**

Algumas das técnicas apresentadas para a reabilitação hidráulica, como a atenuação e a redução da vazão, também podem ser aplicadas para a reabilitação ambiental, uma vez que a redução do volume implicará diretamente na redução da carga orgânica despejada.

Uma delas particularmente interessante é a utilização de bacias de retenção. Nessas estruturas, o tempo de retenção pode ser calculado para permitir a sedimentação de partículas, colaborando ainda mais para a redução da carga orgânica, além de atuar na redução do pico, como visto anteriormente.

Outra forma de atuação, que também mantém com relação com a reabilitação hidráulica, é a utilização de estruturas de infiltração. Elas retiram um considerável volume que escoaria superficialmente, recarregando o lençol freático, embora seu uso deve ser cuidadosamente considerado, uma vez que há a possibilidade de contaminação do lençol freático.

De todas as técnicas de reabilitação, talvez as que resultem em resultados mais duradouros sejam aquelas relacionadas à educação, pois através delas populações carentes entendem a dinâmica ambiental e passam a interagir positivamente com a cidade e os rios, reduzindo a pressão antrópica sobre o meio ambiente.

## 8.0 Estudo de Caso

O Estado do Rio de Janeiro, em especial a Cidade do Rio de Janeiro, sofre todos os anos com chuvas intensas, principalmente no período do ano que vai de novembro à março, tido como o período chuvoso. Com bastante freqüência, essas chuvas intensas resultam em cheias urbanas, que assolam a cidade, causando prejuízos financeiros e sociais.

Um dos passos para a solução desse problema recorrente é a identificação das sub-bacias mais susceptíveis às inundações. Feito isso, pode-se iniciar uma observação mais detalhada, para se determinar as particularidades locais que contribuem para o problema, sendo possível então a sua quantificação, com a determinação de níveis d'água e vazões, que serão utilizados posteriormente no desenvolvimento da solução.

Para a conclusão do passo acima descrito, a determinação das variáveis que nortearão as soluções, bem como os testes para a verificação da sua eficiência, vem ganhando espaço modelos matemáticos que resolvem as equações de escoamento de forma numérica.

Este projeto final aplicará, em uma sub-bacia carioca conhecidamente problemática, o procedimento acima exposto. Analisando localmente seus problemas, através de uma ferramenta de modelação, propondo algumas soluções e avaliando suas eficiências.

### 8.1. A Bacia Hidrográfica do Rio Joana

A bacia do rio Joana é uma das sub-bacias que integram a bacia do Canal do Mangue. Possui uma área de aproximadamente 12 km<sup>2</sup>, abrangendo os bairros do Grajaú, Andaraí, Vila Isabel, Maracanã e Tijuca. Cerca da metade da área da bacia é de planícies urbanizadas, bastante impermeáveis. A outra metade, composta por encostas, é ocupada por favelas, que vem se expandido, substituindo gradativamente a cobertura vegetal por áreas impermeáveis.

Os principais componentes da macrodrenagem desta bacia são os rios Perdido, Jacó, Urubus, Andaraí, Cachorros, e a galeria da Avenida 28 de Setembro, mostrados na Figura 38, a seguir.

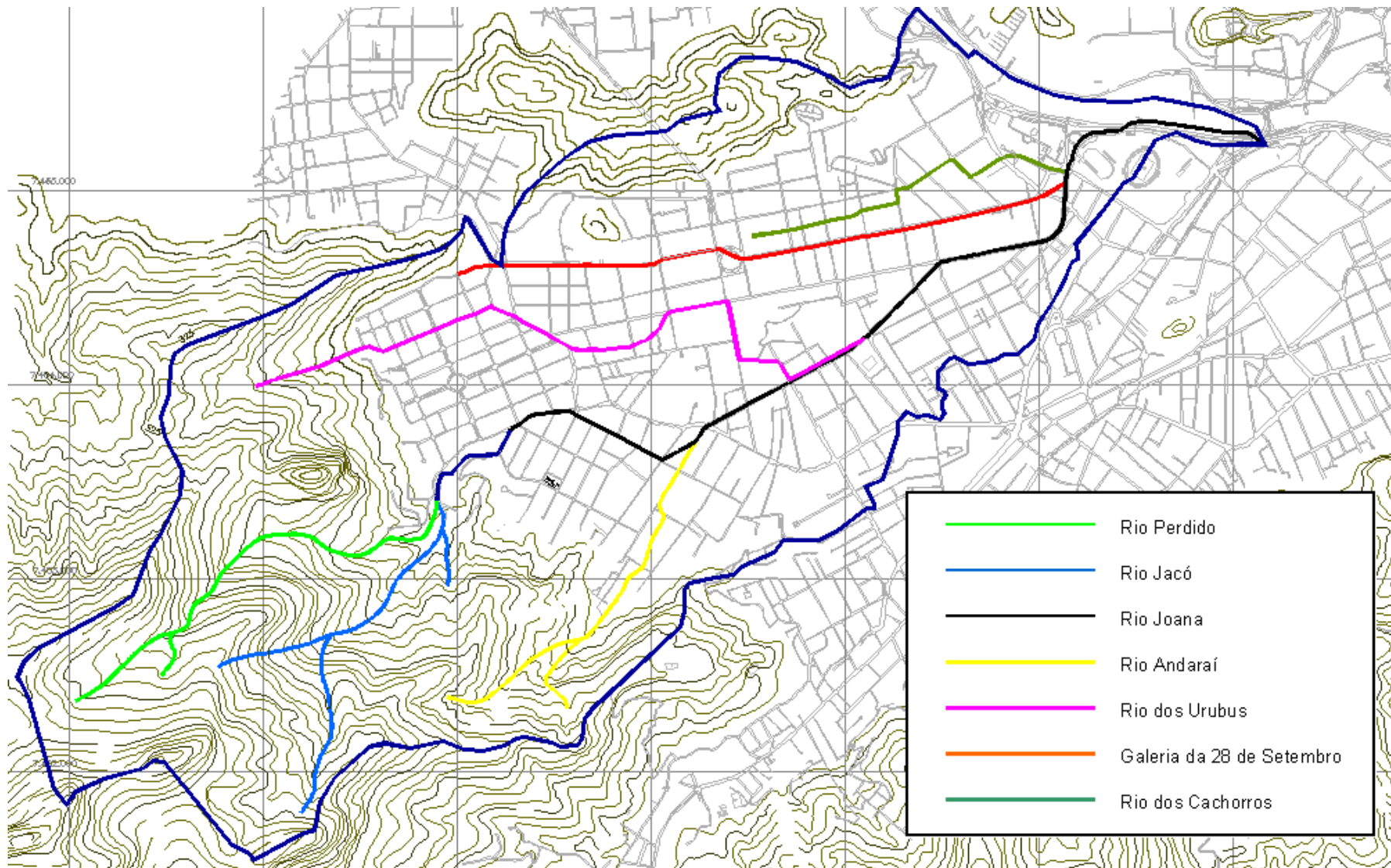


Figura 38 - Principais itens da macro drenagem da bacia do rio Joana. (Campos, 2002)

Os rios Perdido e Jacó têm as suas nascentes no Parque Nacional da Tijuca. Enquanto a bacia do Perdido, encontra-se totalmente inserido no Parque, apresenta-se muito bem conservada, a do rio Jacó já mostra sinais de ocupação irregular, principalmente na sua margem direita. A Figura 39, a seguir, mostra o curso do rio Joana no bairro do Grajaú.

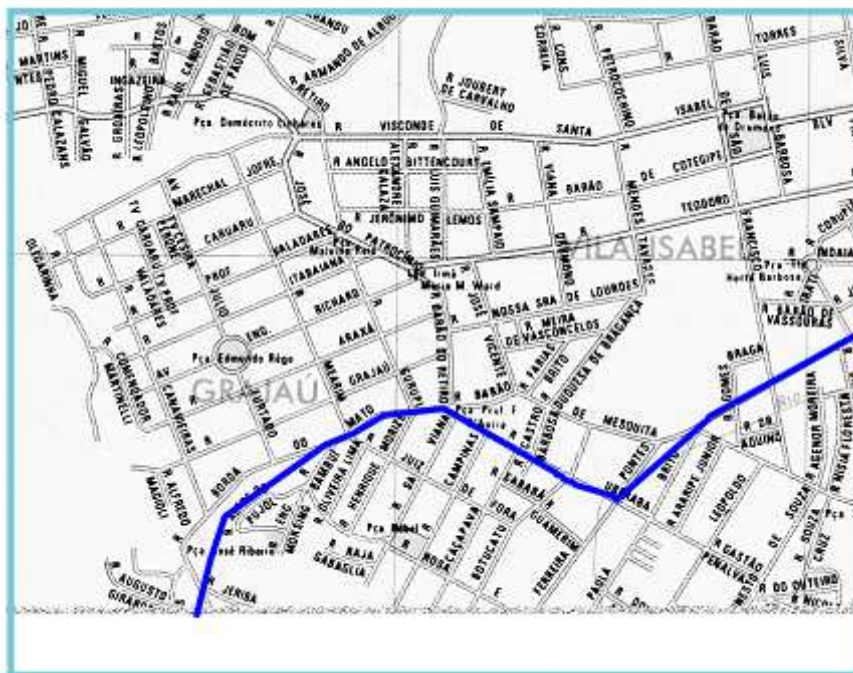


Figura 39 - Trecho do Joana que corre no bairro do Grajaú (Campos, 2002)

Assim que recebe o nome Joana, o rio, que ainda corre à céu aberto, atravessa a rua Bambuí, torna-se uma galeria, passando sob as ruas Borda do Mato, Uberaba e Paula Brito vindo a reaparecer como canal aberto na esquina das ruas Barão de Mesquita e Maxwell. Deste ponto em diante o Joana flui ao longo das ruas Maxwell, Negrão de Lima e Manual de Abreu até a UERJ, onde ele volta a correr capeado sendo a sua foz localizada em frente à Estação de São Cristóvão, na confluência com o rio Maracanã.

O rio Joana possui dois afluentes: o rio Andaraí, à direita, e o Urubus, à esquerda. A bacia do Andaraí encontra-se bastante degradada. Nas proximidades da nascente, as encostas, antes ocupadas pela Mata Atlântica, são ocupadas, em sua parte alta, por vegetação arbustiva de pequena altura e gramíneas. Sua parte baixa foi ocupada desordenadamente por habitações de baixa renda, como as Favelas do Andaraí e Arrelia. Próximo ao cruzamento da rua Paula Brito com a rua Uberaba o rio Joana recebe o Andaraí, que um pouco à montante da confluência passa também a fluir por uma galeria. Quando o Joana chega à rua Maxwell passa



novamente a fluir sob céu aberto, recebendo mais a jusante, na mesma rua, o deságüe do rio Urubus, feito por vertimento. O rio Urubus nasce na Reserva Florestal do Grajaú e segue a céu aberto até a rua Olegarinha, onde então segue por galeria. Em seu trecho inicial, por ser área de reserva florestal, a sub-bacia do rio Urubus apresenta-se bem conservada, sem traços de ocupação antrópica, sendo, neste trecho, um rio intermitente. Sua condição, porém, muda para perene, em virtude dos aportes das ligações irregulares de esgotos sanitários que recebe quando cruza os bairros do Grajaú e Vila Isabel.

Além dos afluentes citados, o rio Joana também recebe as águas de drenagem dos bairros do Andaraí, pela galeria da Ferreira Pontes e galeria do antigo leito do Joana; Vila Isabel, pela galeria da avenida 28 de Setembro e Visconde de Santa Isabel, e galeria do rio dos Cachorros; e parte da Tijuca, bem como da Serra do Engenho Novo.

Além dos afluentes citados, o rio Joana também recebe as águas de drenagem dos bairros do Andaraí, pela galeria da Ferreira Pontes e galeria do antigo leito do Joana; Vila Isabel, pela galeria da Avenida 28 de Setembro e Visconde de Santa Isabel, e galeria do rio dos Cachorros; e parte da Tijuca, bem como da Serra do Engenho Novo.

O rio Joana e seus afluentes, com exceção do rio Perdido, encontram-se bastante degradados. Constatam-se claras evidências da contaminação destes rios por esgotos sanitários, o que pode ser facilmente percebido pela cor e o odor da água desses cursos d'água. O acúmulo de resíduos sólidos na calha do rio Joana também pode ser notado.

A Figura 40, a seguir, mostra um mapa da bacia de estudo, dividida em células de escoamento, onde as ruas estão indicadas por seus nomes. Nesta figura são mostradas também algumas fotos tiradas ao longo do curso do rio Joana, e a sua localização está indicada com uma linha tracejada.

**Figura 40 - Mapa da bacia do rio Joana, com divisão de células e fotos do curso do rio Joana**

## 8.2. Metodologia Proposta

Embora as enchentes sejam fenômenos naturais, a ação antrópica tem alterado sua frequência e magnitude. Quando as enchentes ocorrem em meio urbano, elas podem ser resultados de falhas nos sistemas de micro e/ou macrodrenagem, que não conseguiram captar e transportar de forma eficiente a água. Uma ferramenta que permite avaliar, de forma integrada, o funcionamento da bacia e consegue distinguir, com razoável precisão, os maiores “culpados” da enchente é a modelagem matemática, que através da solução das equações de escoamento, de forma numérica, possibilita essa identificação, calculando, a cada passo de tempo, as variáveis nível d’água e vazão entre os elementos de modelação.

O modelo utilizado é o MODCEL (Miguez, 2001), com alteração que considera os efeitos da introdução de sedimentos na bacia, proposta por Campos (2001). Informações mais detalhadas podem ser encontradas resumidamente em anexo e nas referências citadas. Nele, a bacia é dividida em áreas, chamadas células, que interagem entre si. O nível de detalhamento da célula depende também da escala de interesse do projeto. Nos projetos de microdrenagem, do qual trata este projeto final, uma das escalas que podem ser utilizadas é a que tem como unidade de referência os quarteirões. Poder-se-ia ainda ter adotado um nível de detalhe maior, que teria como unidade principal o lote, ou mesmo a área de contribuição de cada boca de lobo. O nível de detalhe utilizado, porém, que tem como unidade de referência uma área próxima ao da quadra, mas não necessariamente a mesma, é suficiente para fornecer os resultados desejados, com cálculos de nível d’água e vazões particularizados por ruas. A Figura 41 a seguir, mostra a divisão da sub-bacia do rio Joana em células de escoamento.

Inserir figura com a divisão de células feita em cima do CAD

Figura 41 - Divisão da bacia em estudo em células de escoamento

Após a montagem dos arquivos de entrada segue-se para a calibração e validação do modelo, utilizando-se eventos cujos resultados reais de lâminas de alagamento são conhecidos, comparando os resultados obtidos pelo modelo com os do evento real. Depois da calibração, o modelo pode então ser utilizado para a avaliação do comportamento da bacia para eventos de maior tempo de recorrência e soluções possíveis. Esse projeto de graduação parte da calibração e validação realizados por Campos (2001).

### **Cenários de Simulação**

Como citado anteriormente, este projeto final utilizou como base de dados as implementações e considerações feitas por Campos (2001), buscando agregar àquele trabalho os conhecimentos referentes à reabilitação das redes de microdrenagem e a sua influência na resposta da bacia ao evento chuvoso de projeto.

Serão ao todo 4 cenários de modelação, descritos com mais detalhes a seguir. Todos eles consideram um evento de chuva de projeto com tempo de recorrência de 20 anos, distribuída no tempo conforme a sugestão do método do Soil Conservation Service e uniformemente no espaço, a partir do cálculo pela equação Intensidade x Duração x Frequência (IDF) do posto pluviométrico localizado no bairro de Benfica, Rio de Janeiro, RJ. Os cenários retratam diversas condições da bacia, entre situação atual e depois de serem realizadas intervenções. Estes resultados serão comparados para a avaliação os efeitos relacionados a cada proposta considerada.

#### **Cenário 1 – Situação Atual**

Este cenário simula a situação atual da bacia do rio Joana, onde, devido à ocorrência de sedimentos naturais e lixo presente nas vias e passeios, há a redução exponencial na capacidade de captação dos dispositivos, devido à obstrução das entradas. Essa redução é feita através da inclusão de um coeficiente de redução de vazão (k), já previamente calibrado, Campos (2001), aplicado nas ligações entre as células. É adotado também um coeficiente de Manning maior que habitualmente utilizado para o concreto, levando em consideração o mal estado de conservação das tubulações.

## **Cenário 2 – Reabilitação das redes considerando-se a Situação Atual**

Cenário que tem como base o cenário 1, mas apresenta como diferenças a redução das dimensões das tubulações e a adoção de um valor diferenciado para o coeficiente de Manning. Estes valores diferenciados são resultados da reabilitação proposta, como por exemplo, o método Danby, cuja redução do diâmetro é da ordem de cerca de 15%, mas que apresenta Coeficiente de Manning menor, de 0,013, aplicado nas galerias. Este método foi escolhido por apresentar, além de uma recuperação hidráulica, também uma recuperação estrutural, necessária, por hipótese, em virtude da idade avançada da rede.

Este Cenário considera também que não há resíduos sólidos no sistema, sejam eles naturais ou gerados pela ação antrópica. Essa consideração tem por base a adoção da hipótese de que, juntamente com a intervenção na rede de microdrenagem, há também uma política de resíduos sólidos em prática, como a adoção da coleta em todos os locais da bacia, como também a limpeza das entradas das galerias e dos corpos de macrodrenagem.

## **Cenário 3 – Utilização de técnicas compensatórias de drenagem considerando-se a Situação Atual e Restrições de vazões**

Optou-se por subdividir o Cenário 3 em dois casos distintos: um onde há a restrição de vazões, como no Cenário 1, chamado de Cenário 3CL, e outro, sem restrições, chamado de Cenário 3SL. Estes cenários tem como base, assim como o Cenário 2, o Cenário 1, tido como referência. Aqui, há a utilização das técnicas compensatórias de drenagem, como reservatórios de encosta. A introdução destas técnicas permite simultaneamente o controle dos sedimentos de origem natural e dos deflúvios de forma distribuída na bacia.

Para o Cenário 3SL, considera-se, também, que haverá a coleta e remoção dos resíduos sólidos de origem antrópica. Para implementação deste cenário foram criados reservatórios de encosta, responsáveis pela acumulação de um determinado volume, resultando no amortecimento do hidrograma e detenção dos sedimentos. Com isso, os coeficientes de redução das vazões ( $k$ ) serão iguais aos utilizados por Campos (2001), no Cenário 3CL, e iguais a zero, ou seja, não há redução das vazões trocadas pelas células, no Cenário 3SL. Neste cenário, não serão aplicados as técnicas de reabilitação, sendo os Coeficientes de Manning iguais aos do Cenário 1.

Os reservatórios de amortecimento em encostas fazem parte de uma nova variedade de técnicas de drenagem, as técnicas compensatórias, como abordado no Capítulo 6 - Técnicas compensatórias em Drenagem Urbana, posicionados nas encostas, estes reservatórios captam os volumes que escoariam até atingir as áreas urbanizadas, armazenando-os temporariamente, permitindo que a bacia responda de forma eficiente por um período de tempo maior, alterando a forma do hidrograma. Foram previstos 4 reservatórios:

- Reservatório de amortecimento temporário no parque do Recanto do Trovador, coletando as águas das encostas do seu entorno. Esta intervenção também propõe o desvio das enchentes da bacia do rio Urubus para o seu interior, e o desimpedimento da galeria da Avenida 28 de Setembro cuja seção transversal encontra-se parcialmente obstruída na sua confluência com o rio Joana por uma galeria de esgoto, cruzando sua seção. Esta desobstrução é de vital importância para esta intervenção, visto que as vazões amortecidas efluentes deste reservatório são direcionadas para esta galeria;
- Reservatório de amortecimento no rio Jacó;
- Reservatório de amortecimento no rio Perdido;
- Reservatório de amortecimento no rio Andaraí.

A criação de cenários de simulação para intervenções projetadas é feita através de mudanças pontuais nos arquivos que representam a situação atual. Assim, uma alteração localizada das células que vão receber as obras propostas é suficiente para criar o cenário de simulação desejado. Para a simulação dos efeitos dos reservatórios de amortecimento a criação deste cenário é feita pela substituição da vazão afluente não-amortecida, calculada pelo modelo matemático através da contribuição das células de encosta às células da bacia modelada, pelas vazões efluentes amortecidas de cada um dos reservatórios projetados, fornecidos por seus respectivos projetos. Para tal foram realizados os seguintes procedimentos:

- Identificação das células de encosta que contribuem para o reservatório em análise;
- Retirada da célula de encosta para fins de eliminar a sua vazão efluente não amortecida;
- Inclusão de um arquivo de condição de contorno tipo vazão com as descargas efluentes amortecidas projetadas, associando este arquivo à célula de rio ou de galeria que anteriormente recebia a célula de encosta retirada no passo anterior.

**Cenário 4 – Reabilitação das redes de microdrenagem aliado à utilização de técnicas compensatórias de drenagem considerando-se a Situação Atual sem restrição de vazão.**

O Cenário 4 pode ser considerado como o cenário ideal, pois além de haver a manutenção da rede de microdrenagem, representada pela aplicação das técnicas de reabilitação, há a implantação das técnicas compensatórias e a coleta e remoção de resíduos sólidos antrópicos. Com isso, o sistema funcionará sempre com capacidade total, além de ter parte dos volumes armazenados, fazendo com que o sistema seja mais eficiente. O cenário será implementado baseando-se no Cenário 2 e 3, onde há a alteração dos Coeficientes de Manning e a redução da seção das tubulações (Cenário 2) juntamente com a consideração dos reservatórios e de encosta (Cenário 3).



## 9.0 Resultados e Análises

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos do modelo matemático aplicado, para cada cenário, que representam as diferentes intervenções realizadas na bacia do rio Joana, através de uma série de comparações entre os diferentes cenários (cenários 2, 3CL, 3SL e 4) e o cenário atual (cenário 1). Essas comparações iniciais têm por objetivo a verificação da eficácia das soluções implantadas.

### 9.0.1 Análises Propostas

#### **Análise 1 – Comparação entre os Cenários 1 e 2**

O Cenário 1 representa a situação atual do sistema. Já o Cenário 2 apresenta uma série de melhorias, que consideram a isenção dos resíduos sólidos nos escoamentos da bacia do rio Joana, além da manutenção do sistema de micro-drenagem, que abrange a limpeza das galerias em bom estado, mas que apresentavam restrições ao escoamento, e a adequação daquelas que apresentavam algum tipo de problema, onde a simples limpeza não resolveria. Para estas, foram aplicadas as técnicas de reabilitação de redes. O Cenário 2 portanto, possui algumas alterações em relação ao cenário 1: a modificação das constantes de redução  $k$ , igualadas a zero, ou seja, sem causar uma redução de vazão ao longo do tempo; e a redução do coeficiente de manning e das dimensões das galerias, coerentes com a reabilitação da rede considerada. Vale lembrar que os resultados obtidos para o Cenário 2 são, de certa forma, utópicos, pois equivalem à uma realidade onde toda a rede foi reabilitada, situação muito difícil de se atingir, mas ainda assim são válidos. O objetivo desta simulação é avaliar o funcionamento da rede quando esta encontra-se em bom estado.

#### **Análise 2 – Comparação entre os Cenários 1 e 3CL**

No Cenário 3CL, juntamente com a introdução dos reservatórios de encostas, manteve-se os sólidos no sistema, de forma a avaliar a performance destes reservatórios quando nada foi feito à respeito dos sólidos. Nesta comparação a constante de redução  $k$  foi tomada igual à do Cenário 1.

### **Análise 3 – Comparação entre os Cenários 1 e 3SL**

Bastante similar à análise anterior, esta por sua vez mostra o resultado da implantação dos reservatórios de amortecimento quando uma política de coleta e destinação dos resíduos sólidos é aplicada de maneira eficaz na bacia em estudo. Aqui, a constante de redução  $k$  é igualada à do Cenário 2, ou seja, igual à zero.

### **Análise 4 – Comparação entre os Cenários 1 e 4**

O Cenário 4 foi concebido de forma a representar a melhor situação geral, uma vez que conta com a sinergia de duas soluções distintas: a implantação dos reservatórios de encosta e a manutenção de uma rede de microdrenagem em situação ótima. Para este cenário, a constante de redução  $k$  foi tomada igual à zero, como no cenário 2, embora esse valor possa advir de uma outra situação que não a de uma política de gestão de resíduos sólidos eficaz, uma vez que os reservatórios de amortecimento nas encostas podem também funcionar como estruturas capazes de reter o lixo e o escoamento sólido proveniente das encostas. Com esta comparação será possível perceber o comportamento do sistema otimizado em relação à situação atual. Outras proposições de técnicas compensatórias poderiam, ainda, ter sido introduzidas, mas não era a intenção deste trabalho discuti-los em toda a sua diversidade.

### **Análise 5 – Comparação entre os Cenários 2 e 3SI**

Esta comparação tem por objetivo a identificação da solução que, isoladamente, apresenta um melhor resultado para a bacia em estudo. Ela é interessante em uma realidade onde os recursos para a execução desse tipo de obra é escasso e intermitente. Para esta análise, leva-se em consideração que não há sólidos no sistema.

### **Análise 6 – Comparação entre os Cenários 2, 3SL e 4**

A diferença entre os Cenários 2, manutenção das condições ótimas do sistema de microdrenagem, 3SL, implantação de reservatórios de amortecimento de encosta e o 4 reside na aplicação, no Cenário 4, de ambas as soluções previstas nos outros dois cenários. Com esta

comparação pretende-se mostrar que a implantação de uma solução geral composta pelas duas soluções individuais é melhor que o resultado da aplicação de cada solução isoladamente.

## 9.0.2 Resultados das Simulações

Os resultados das simulações serão mostrados na forma de gráficos, que representarão a variação do nível d'água ou da vazão, ao longo do tempo. A seleção das células da bacia do rio Joana em que se faria a plotagem procurou abranger os pontos mais críticos da área modelada. Foram escolhidas todas as células que representam o rio Joana, tanto quando o seu escoamento se dá a superfície livre quanto em galeria, e, também, as células dos principais afluentes do rio Joana:

- Rio Urubus, escoando em galeria;
- Galeria da rua Visconde de Santa Isabel, e que também corre pela Avenida 28 de Setembro;
- Galeria da rua Torres Homem, que também percorre as ruas Conselheiro Autran, General Zenóbio, Jorge Rudge, Marã, e passa por dentro do campus da Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ).

Estes cursos d'água foram escolhidos para um detalhamento, pois além de contribuírem com consideráveis vazões ao talvegue principal da bacia, o rio Joana, também passam por grandes extensões da planície urbana, inclusive, no caso específico do rio Urubus, passando por grandes extensões por sob lotes, numa configuração longe da ideal. Todas as células das calhas destas galerias tiveram seus hidrogramas avaliados, assim como as células superficiais a estas galerias, buscando-se, também, verificar o comportamento das ruas imediatamente acima de tais galerias. Na planície urbana foram escolhidos locais que representassem os pontos de maiores problemas quanto a alagamentos verificados na área modelada.

### **Análise 1 – Comparação entre os Cenários 1 e 2**

Rio Joana – No seu trecho final, a partir da Avenida Otacílio Negrão de Lima, os níveis máximos calculados no Cenário 2 são menores dos que os vistos no Cenário 1, até a célula 44, penúltima célula do Rio Joana, que recebe as contribuições das galerias da Rua Torres Homem

e da Av. 28 de Setembro. Essa contribuição faz com que os níveis da célula 44 subam, em relação às células anteriores do Joana, como pode ser visto na Figura 44. Do trecho que vai do início da Rua Maxwell ao início da Av. Otacílio Negrão de Lima, onde o Rio Joana passa a escoar à céu aberto, a partir da célula 23, a situação se inverte, com o Cenário 2 apresentando níveis máximos maiores que o do Cenário 1, situação mostrada pela Figura 43. O trecho inicial, em galeria, que vai da Rua Bambuí à Maxwell, pode ser percebido o mesmo comportamento do trecho final, com os níveis do Cenário 2 menores que o do Cenário 1. Este comportamento pode ser explicado pelas condições em que o escoamento se dá. No primeiro trecho, o desempenho do Cenário 1 é pior pois, além de haver uma grande quantidade de resíduos no sistema há também galerias em piores condições de uso, o que não ocorre no Cenário 2. No segundo trecho, quando o rio Joana passa a correr à céu aberto, há uma ligeira vantagem do Cenário 1, pois por haver vazões menores, ao encontrar seções de escoamento maiores, há uma redução no nível d'água, resultando em níveis menores dos que os encontrados no Cenário 2. No trecho final, a quantidade de sólidos existentes no Cenário 1 volta a ser significativo, resultando em níveis mais altos no Cenário 1. A Figura 42, a seguir, exemplifica o comentário anterior.

A Figura 45 mostra o melhor desempenho do Cenário 2 em relação ao Cenário 1, através da condução de uma vazão de pico maior.

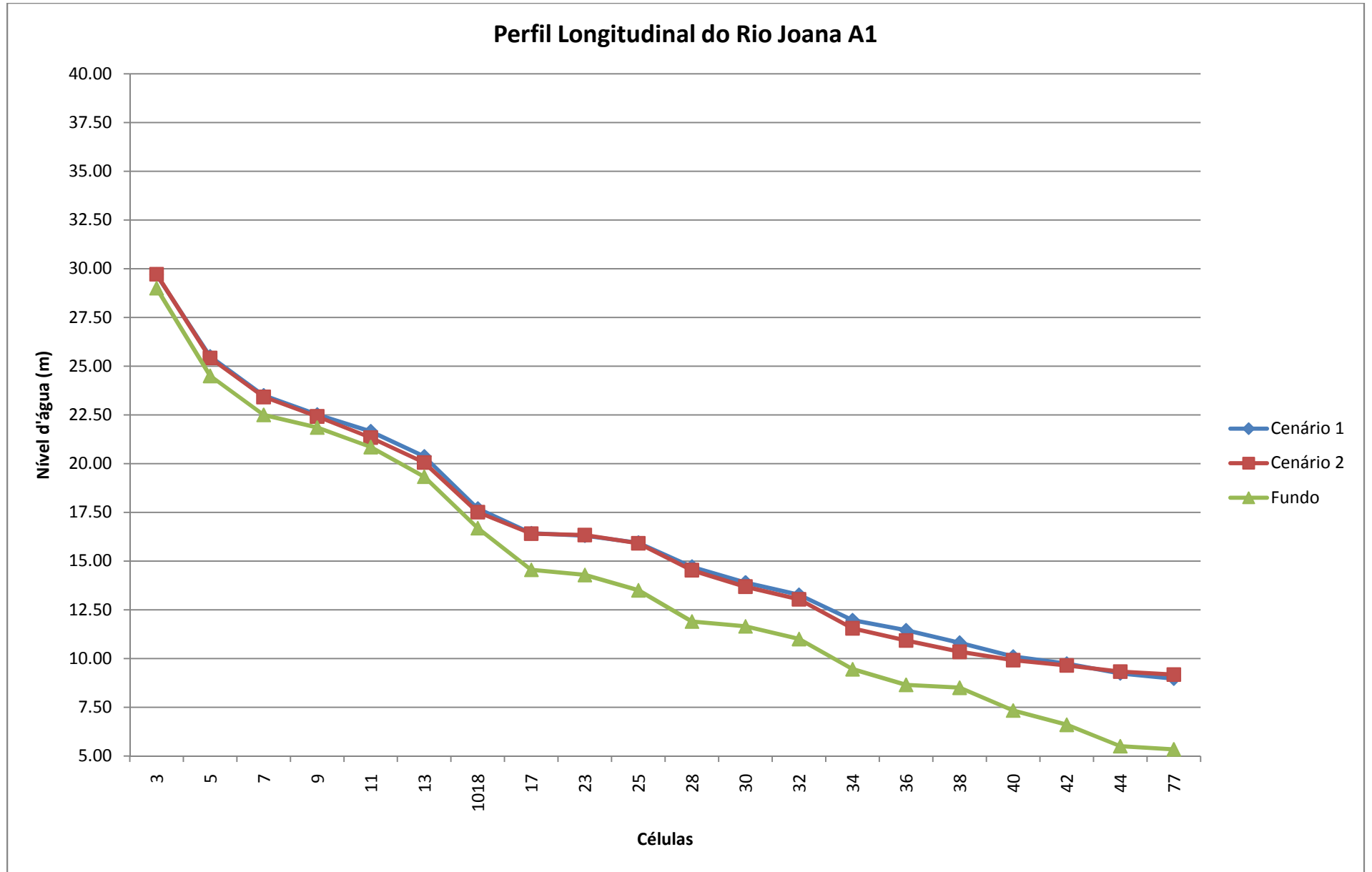


Figura 42 - Perfil Longitudinal do Rio Joana

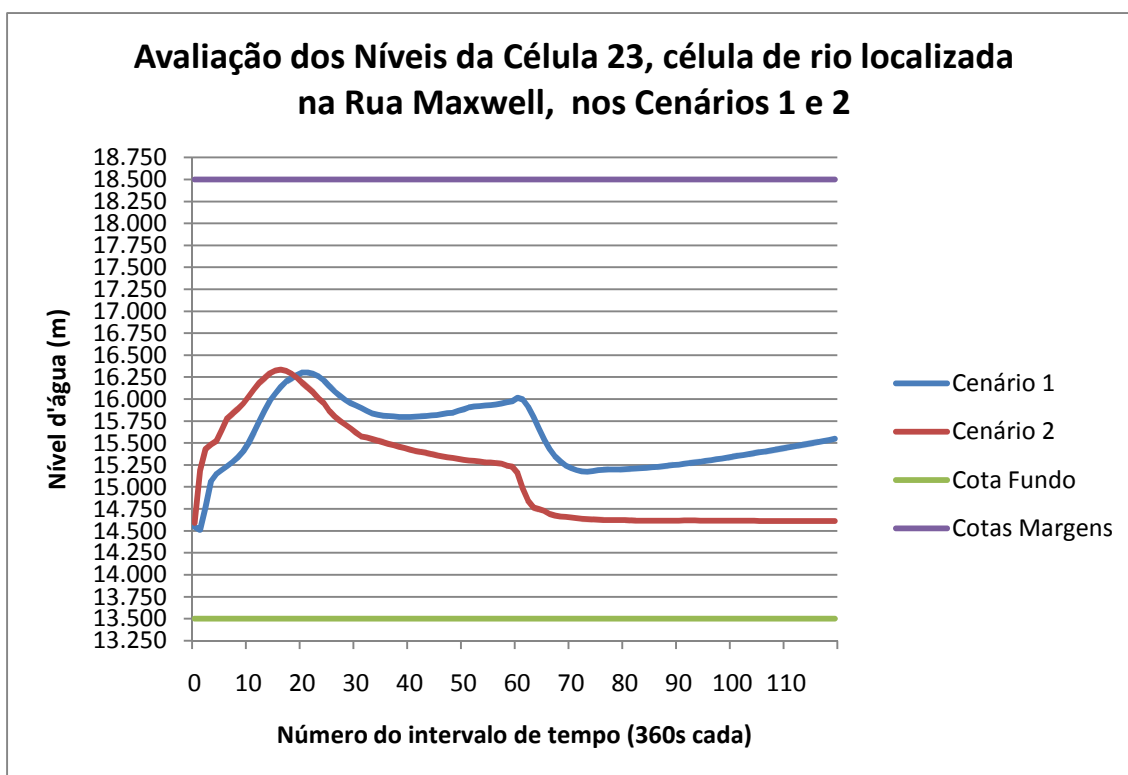


Figura 43 - Célula que exemplifica o trecho intermediário, onde o nível da célula no Cenário 2 é levemente maior que no Cenário 1

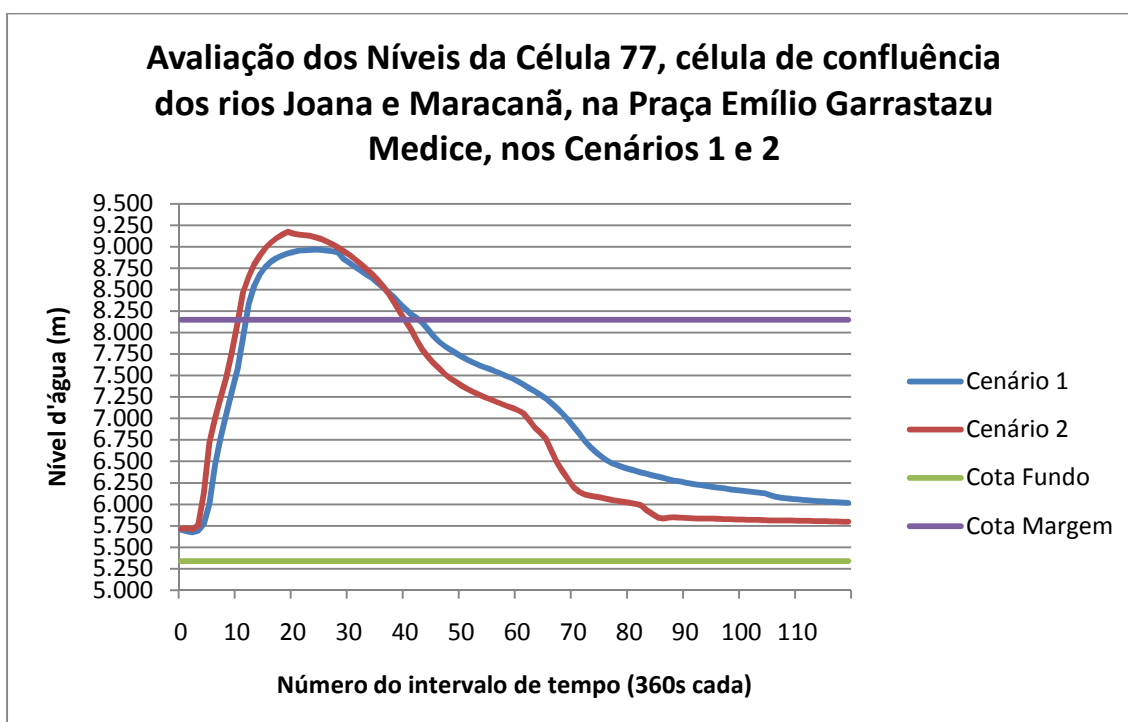
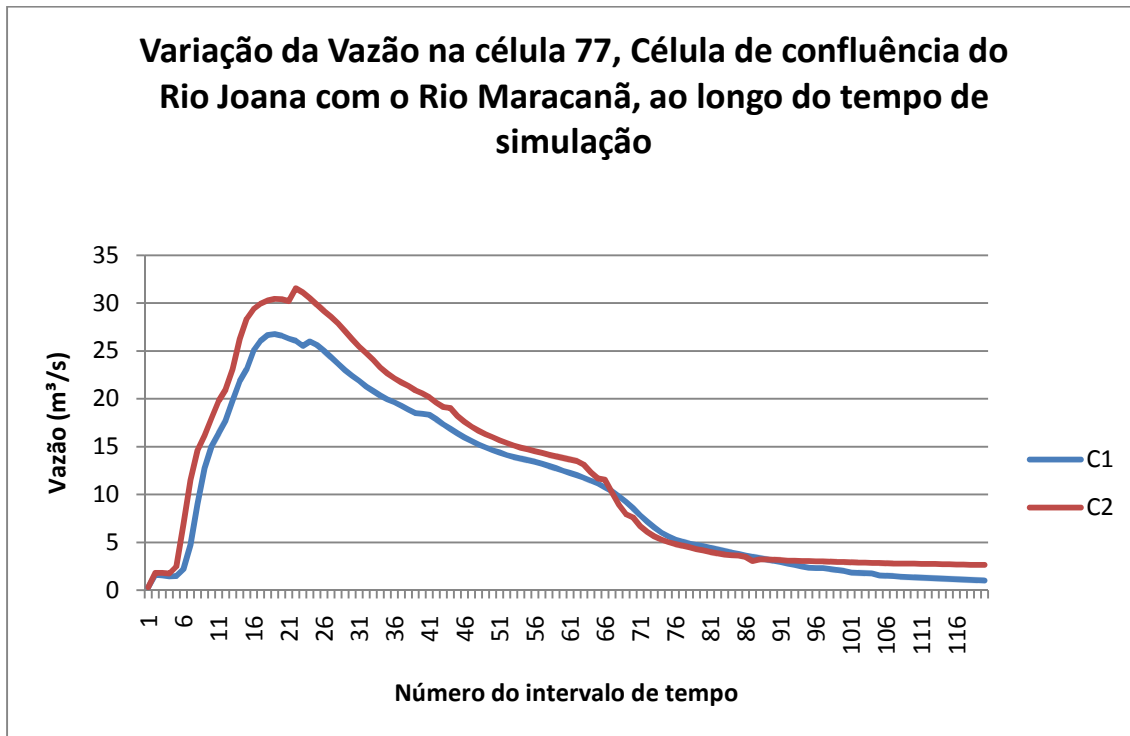


Figura 44 - Trecho que exemplifica o trecho final, onde os níveis máximos do Cenário 2 são maiores que os do Cenário 1



**Figura 45 - Como as galerias no Cenário 2 estão em melhores condições que as do Cenário 1, o sistema como um todo responde melhor, conduzindo uma vazão de pico maior no Cenário 2 que no Cenário 1**

*Rio Urubus* – De forma geral, o Rio Urubus apresenta um comportamento similar ao do Rio Joana, embora este escoe quase completamente em galerias, com níveis máximos menores no Cenário 2 do que no Cenário 1 em todas as suas células. As células 30 e 214, que representam a confluência do Rio Urubus com o Joana na Rua Maxwell e uma célula do trecho médio, respectivamente, como mostram as, Figura 46 e Figura 48, a seguir. A Figura 47 mostra o Perfil Longitudinal do Rio Urubus, onde se pode ver os resultados de todas as suas células.

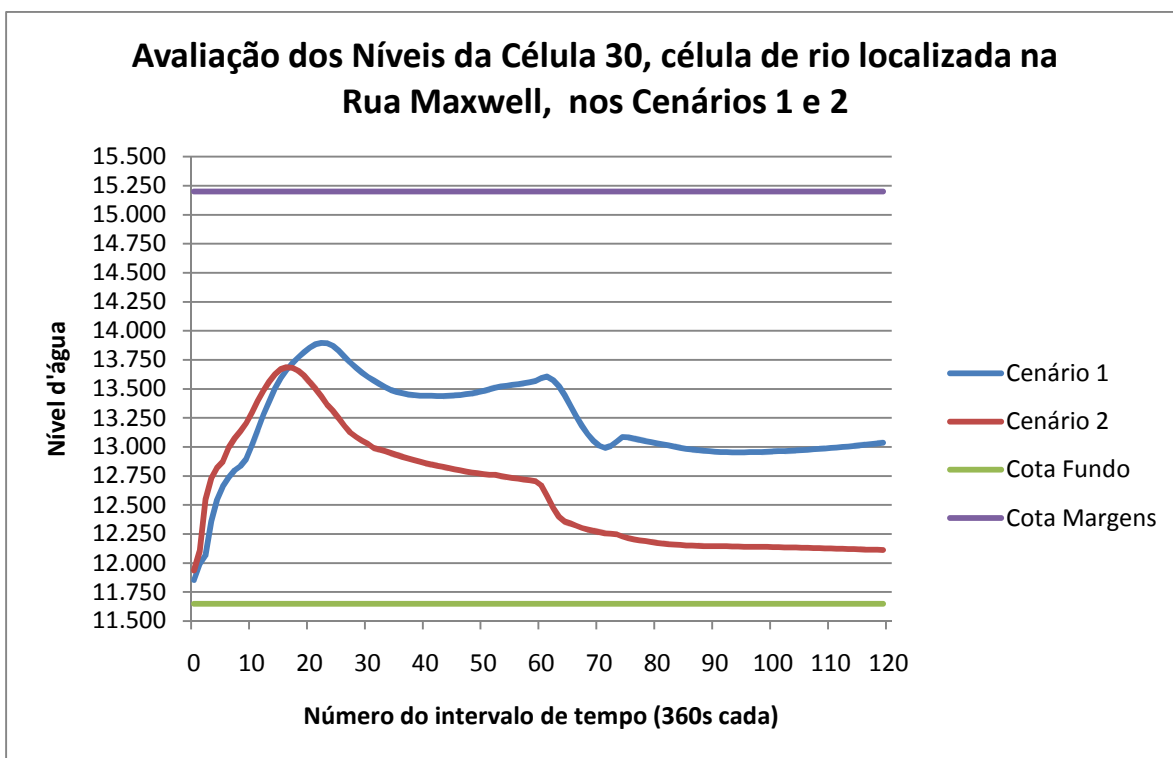


Figura 46 – Célula que representa a confluência dos Rios Urubus e Joana, onde um nível maior é atingido no Cenário 2

Na Figura 46, acima, é possível ver que o Cenário 2 atinge uma cota máxima menor que a do Cenário 1, em virtude da maior eficiência na condução da vazão do sistema no Cenário 2.



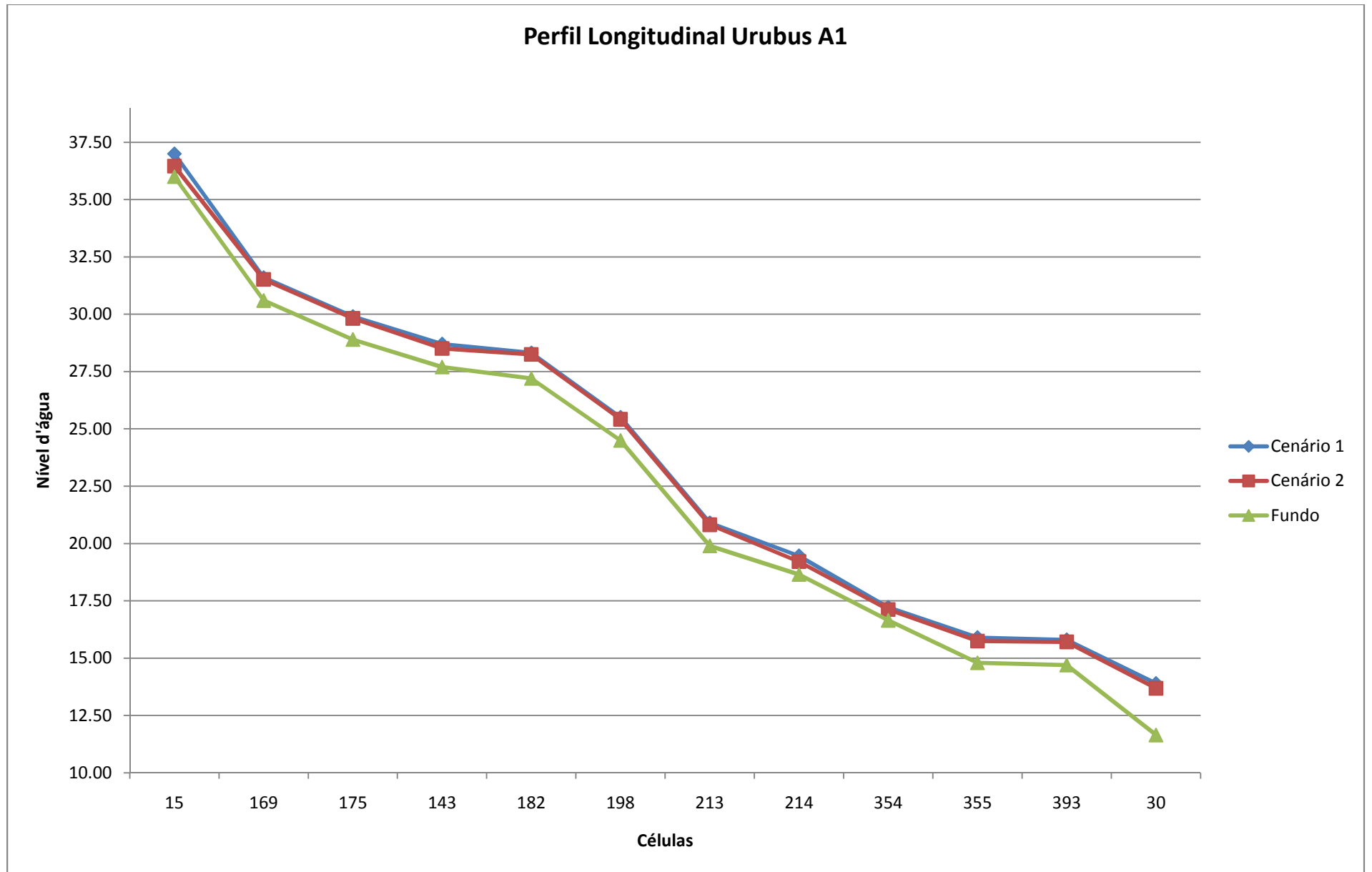


Figura 47 - Perfil longitudinal do Rio Urubus

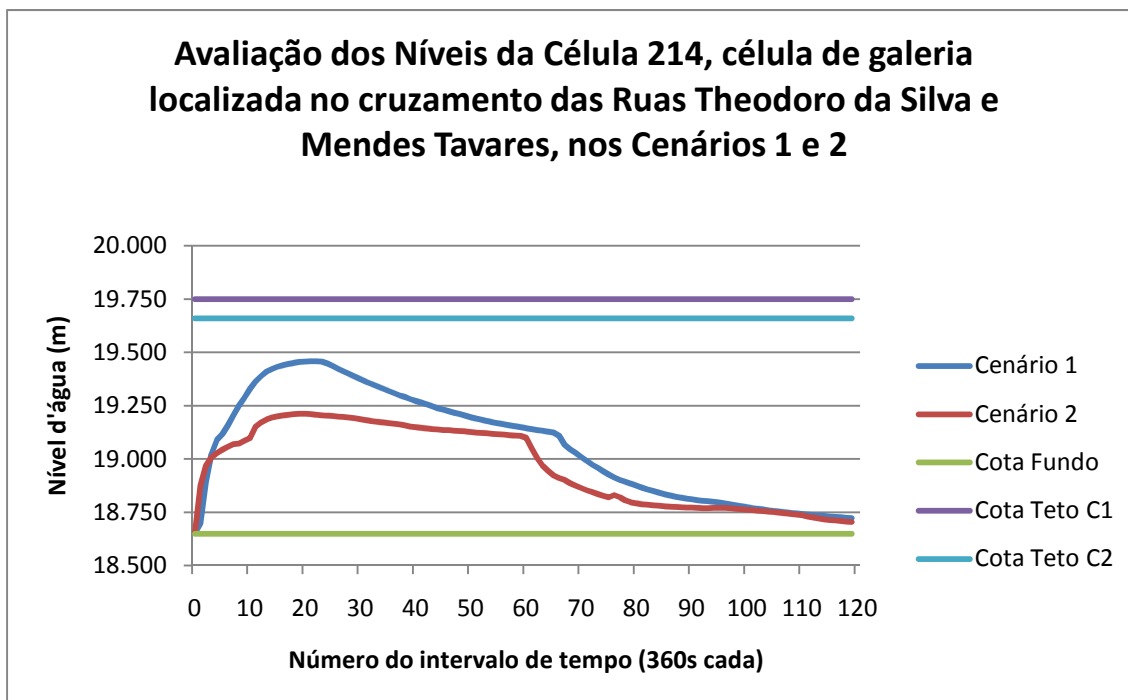


Figura 48 – Célula de galeria localizada no trecho intermediário do Rio Urubus.

*Galerias* – as Galerias da Avenida 28 de Setembro e da Rua Torres Homem apresentaram resultados parecidos, uma vez que os níveis máximos obtidos no Cenário 2 foram menores que os do Cenário 1, como pode ser visto nas Figura 49 e Figura 50, a seguir. Os níveis são menores no Cenário 2 em relação ao Cenário 1 principalmente pelo fato destas galerias terem sofrido a reabilitação, tendo a sua condutância melhorada significativamente. A ausência de resíduos no sistema também colaborou para o melhor resultado.

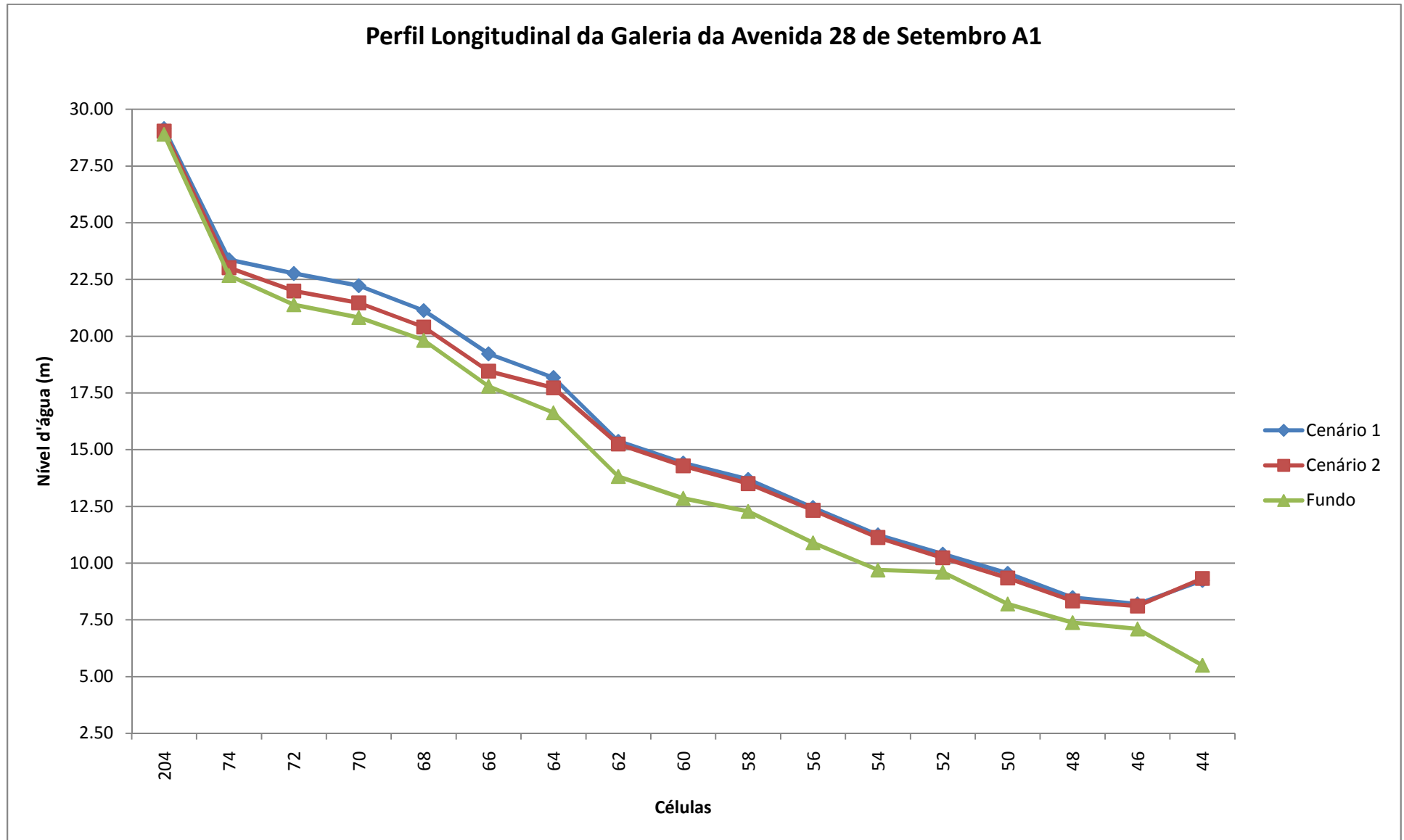


Figura 49 - Perfis Longitudinais da Galeria da Avenida 28 de Setembro, composta com os níveis máximos de cada cenário

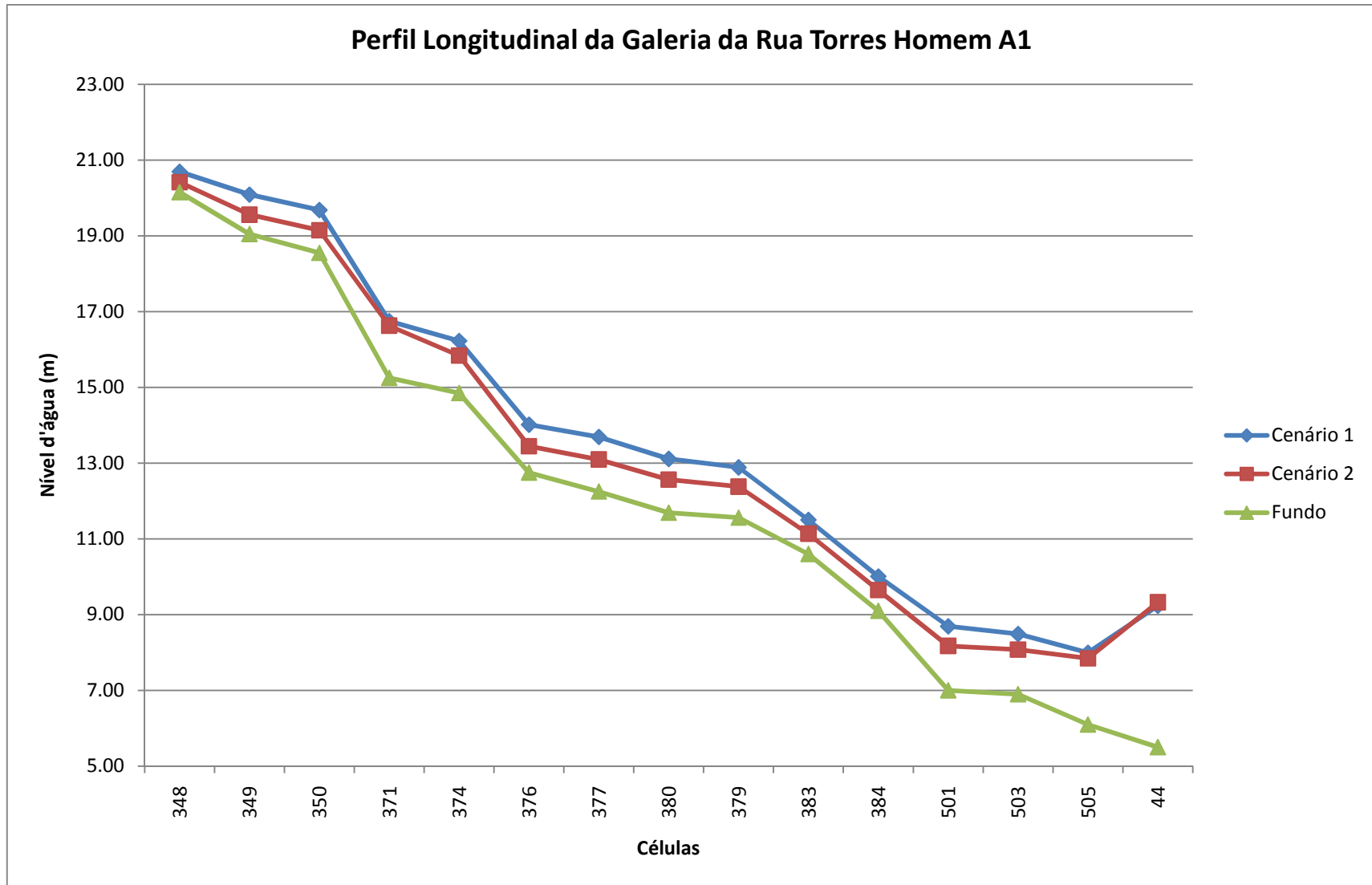


Figura 50 - Perfis Longitudinais da Galeria da Rua Torres Homem, composta com os níveis máximos de cada cenário

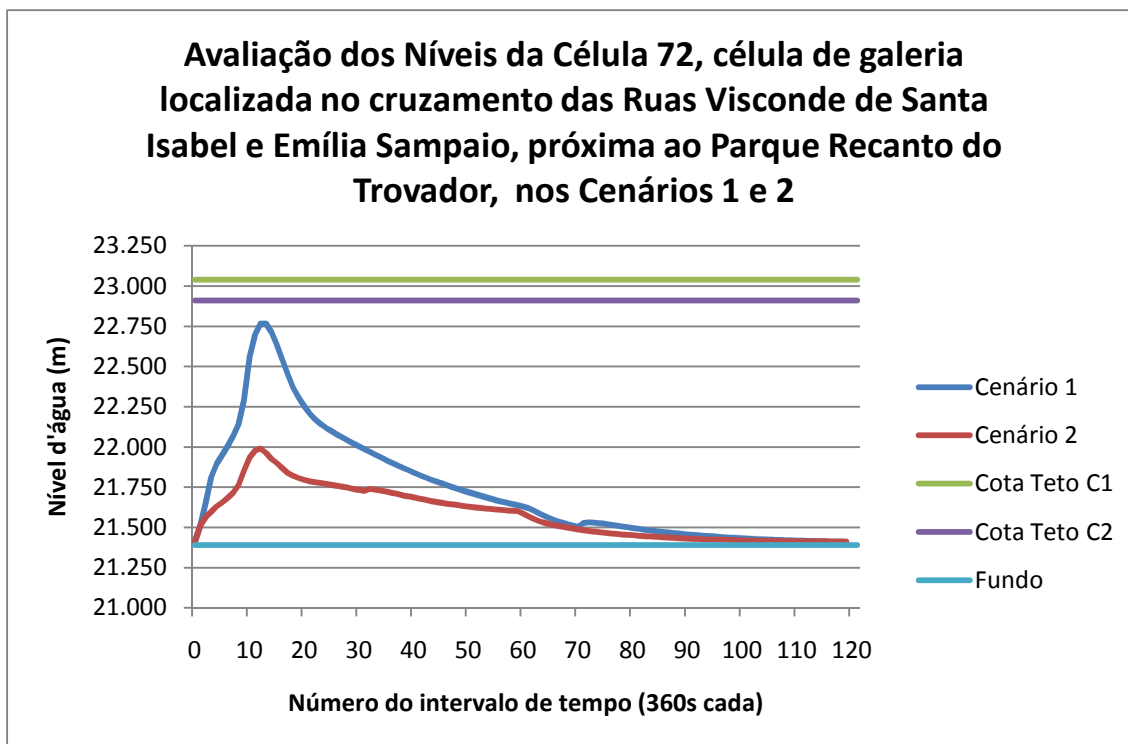


Figura 51 - Níveis da Célula 72, célula do trecho inicial da galeria da Avenida 28 de Setembro

A Figura 51, acima, mostra a variação dos níveis d'água ao longo do tempo de simulação na célula 72, célula do trecho inicial da Galeria da Avenida 28 de Setembro, em ambos os cenários. Embora a cota do teto da galeria seja diferente em ambos os Cenários, 23,04 m, no primeiro, e 22,91m, no segundo, percebe-se claramente que, no segundo cenário, a galeria, manteve um nível em seu interior menor que o do Cenário 1, fato explicado pelas melhores características do sistemas no Cenário 2, capazes de conduzir de forma mais eficaz a água.

A célula 73, célula de superfície associada à célula 72, também obteve um desempenho melhor no Cenário 2 quando comparada ao Cenário 1. Como a sua galeria responde melhor e não há resíduos restringindo a entrada de água nas galerias, as trocas de água entre elas eram mais eficientes, explicando o menor volume de alagamento e a recessão mais rápida do cotograma, mostrado na Figura 52, a seguir.

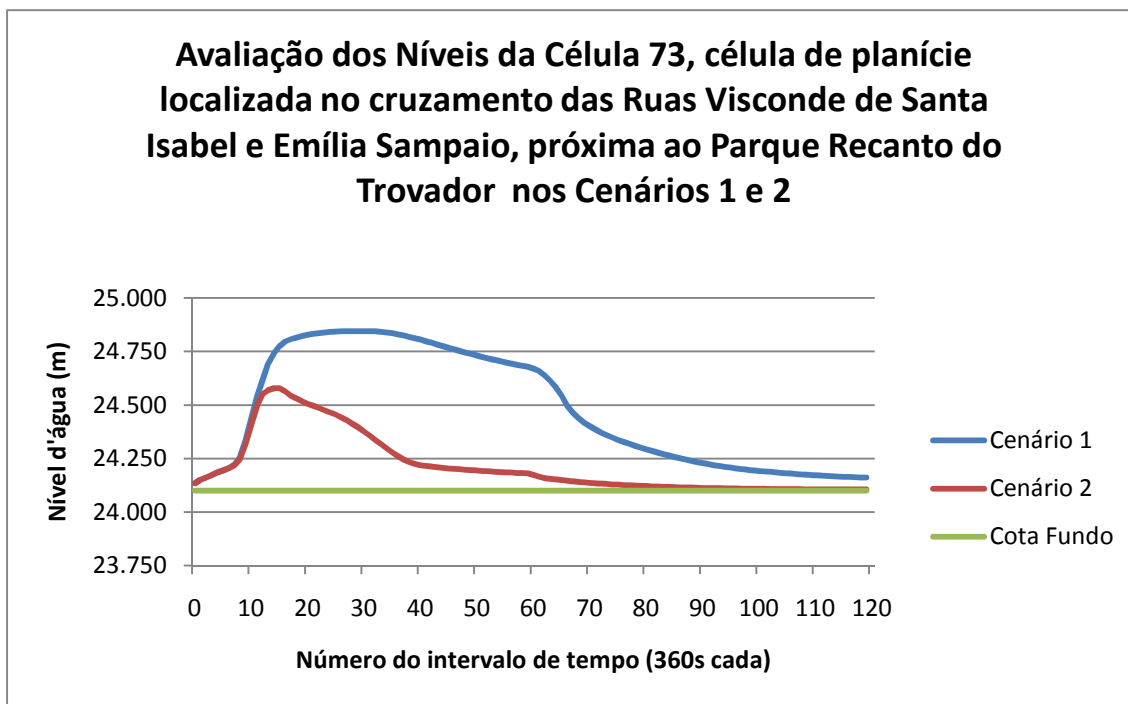


Figura 52 - Cotograma da Célula 73, em ambos os Cenários simulados

As células da Galeria da Rua Torres Homem escolhidas para a exemplificação do melhor resultado do Cenário 2 em relação ao Cenário 1 foram as células 790, de superfície, e a 501, a célula de galeria associada à 790. O comportamento da célula 501 observada no cotograma comparativo entre os Cenários mostra de uma recessão mais intensa, decorrente do melhor funcionamento da rede aliada à ausência de resíduos sólidos. A Figura 53 mostra o comentário anterior.

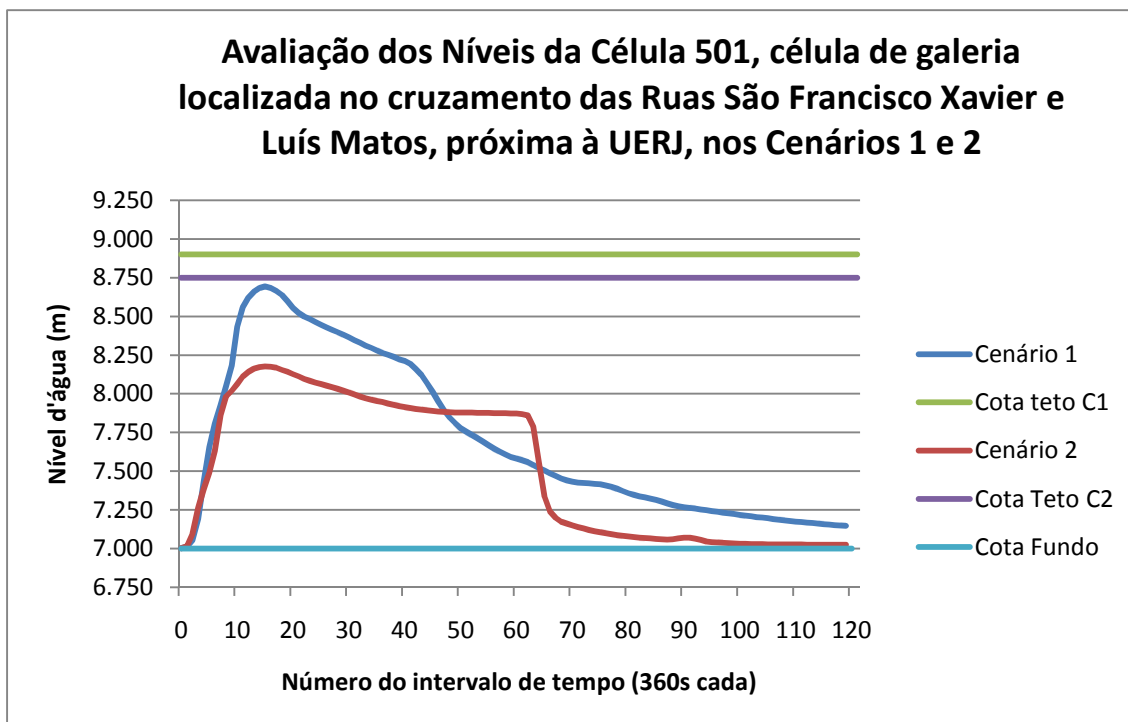


Figura 53 - Variação dos níveis d'água ao longo do tempo de simulação

O bom comportamento da célula 501 influi diretamente o melhor resultado da célula 790, como pode ser visto na Figura 54, a seguir.

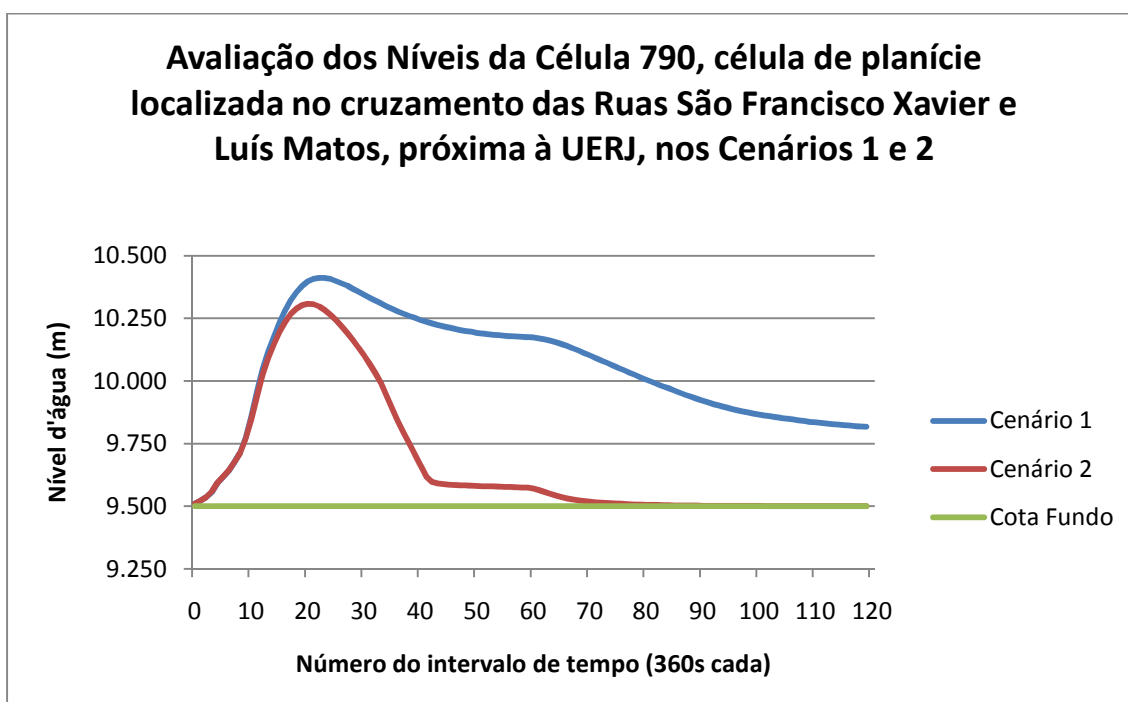


Figura 54 - Níveis da célula 790 nos dois cenários avaliados

*Planícies* – Assim como as células de galeria e de rio, as células de planície tiveram resultados melhores no Cenário 2, quando comparadas com o Cenário 1. Esse resultado é explicado pelo melhor funcionamento do sistema no Cenário 2, decorrente das melhores condições de escoamento nas galerias e também pela ausência dos resíduos sólidos. Em alguns locais, onde não há rede de drenagem, embora os resultados tenham sido melhores, não foram tão significativos, o que já poderia ser esperado. Os anexos 1 e 2 representam as manchas de inundação da bacia do Rio Joana para os Cenários 1 e 2, respectivamente.

Para exemplificar esses resultados foram escolhidas duas células de planície, a célula 786, que é a representação da área que abrange o cruzamento da Avenida 28 de Setembro com Gonzaga Bastos, e a célula 769, que representa o cruzamento das Ruas Barão de São Francisco com Barão de Vassouras, locais que sofrem com as freqüentes enchentes. A Figura 55 e Figura 56 representam os cotagramas das referidas células.

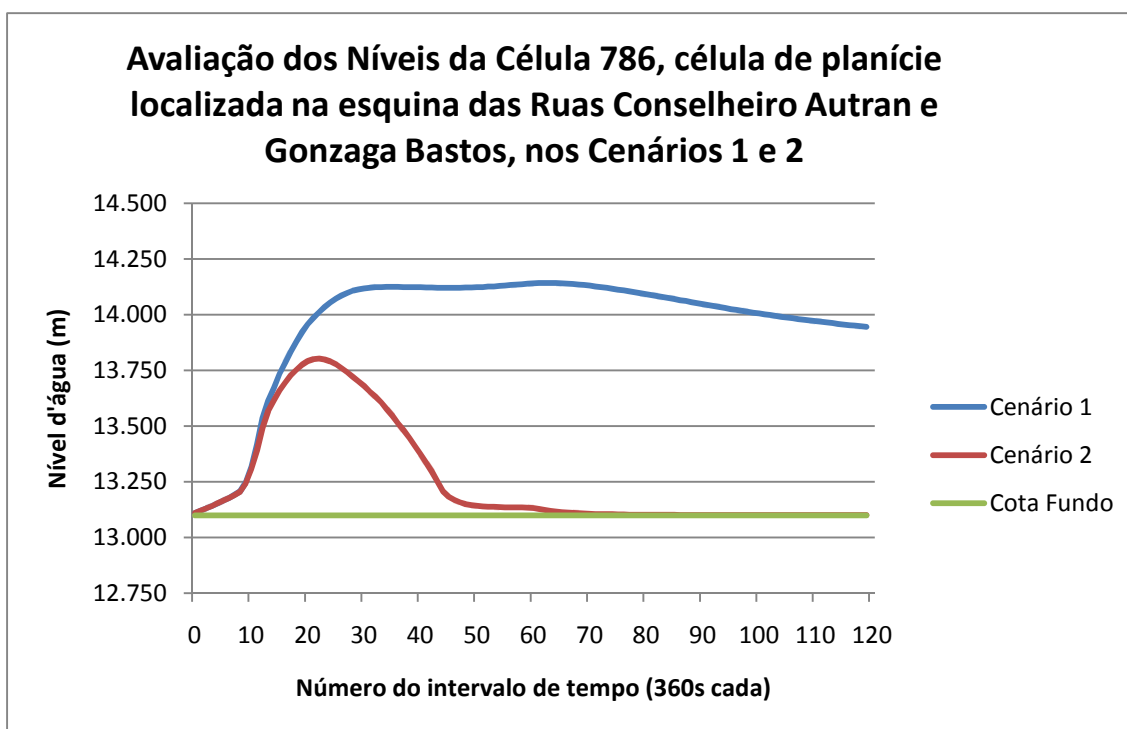
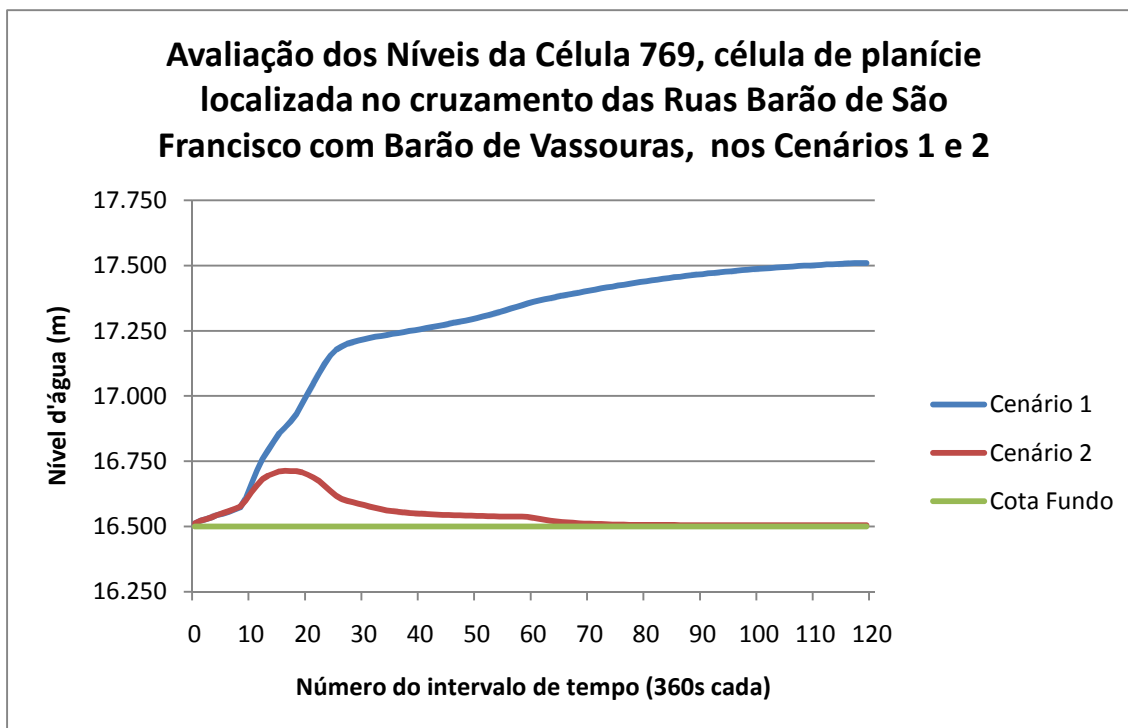


Figura 55 - Cotagrama da Célula 786. Com o melhor funcionamento da rede de microdrenagem e a ausência de resíduos sólidos, as planícies respondem melhor aos eventos mais intensos





**Figura 56 - Enquanto no Cenário 1 o tempo de simulação adotado não foi suficiente para a completa identificação do fenômeno, no Cenário 2 ele se inicia e termina antes do fim da modelação**

Em toda as comparações realizadas pôde-se verificar um melhor desempenho do Cenário 2 sobre o Cenário 1. Isso ocorre por dois motivos: a ausência de resíduos sólidos no cenário 2 e as melhores condições de escoamento do sistema como um todo. Os sólidos, compostos por sedimentos e lixo, se acumulam, no decorrer da chuva, nas entradas da rede de microdrenagem e nas calhas dos componentes da macro, dificultando o escoamento das águas e tornando o sistema ineficiente. Por si só, a ausência desses sedimentos já faria com que o sistema tivesse uma resposta melhor. Aliando-se a esse fato, tem-se, no Cenário 2, uma melhor situação geral do sistema, representando uma rede onde as manutenções preventivas e corretivas ocorrem com frequência suficiente para manter as suas características ótimas de operação, tais como galerias com superfícies lisas e regulares, trechos estruturalmente estáveis e conexões bem executadas, que impedem a entrada de líquidos e sedimentos, resultado em um comportamento geral melhor.

## **Análise 2 – Comparação entre os Cenários 1 e 3CL**

Rio Joana – em seu trecho inicial, que vai da célula 3 à 17, o níveis calculados para o Cenário 3 são praticamente iguais aos do Cenário 1, com redução do nível da ordem de centímetros. No trecho seguinte, que vai da célula 17 à 28, o Cenário 1 apresenta resultados melhores que os do Cenário 3CL, da ordem de dezenas de centímetros, no trecho final, da célula 28 à 77, o Cenário 3CL volta a apresentar melhor desempenho, como pode ser visto na Figura 57, a seguir.

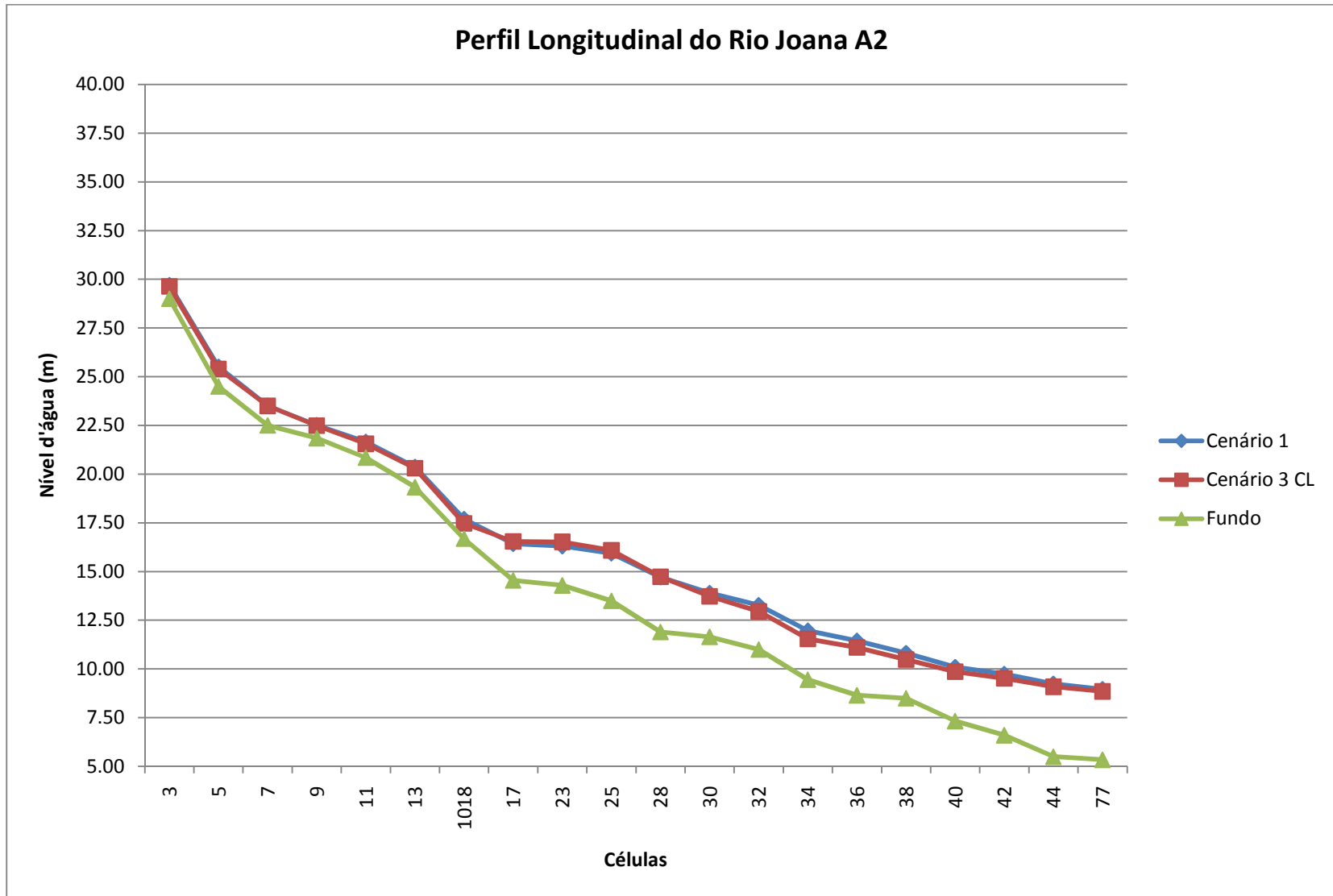


Figura 57 - Perfil Longitudinal do rio Joana

Esse comportamento pouco representativo dos reservatórios pode ser explicado pela distância que as células do Joana, estão dos reservatórios, aliado à ocorrência dos resíduos, que reduzem a eficiência do sistema. A Figura 58 e Figura 59, a seguir, representam o trecho inicial e final do Rio Joana, respectivamente. O melhor desempenho do trecho inicia e final em relação ao médio se dá pelo menor volume de água escoando no sistema, já que parte do volume antes disponível no sistema ficou retido nos reservatórios.

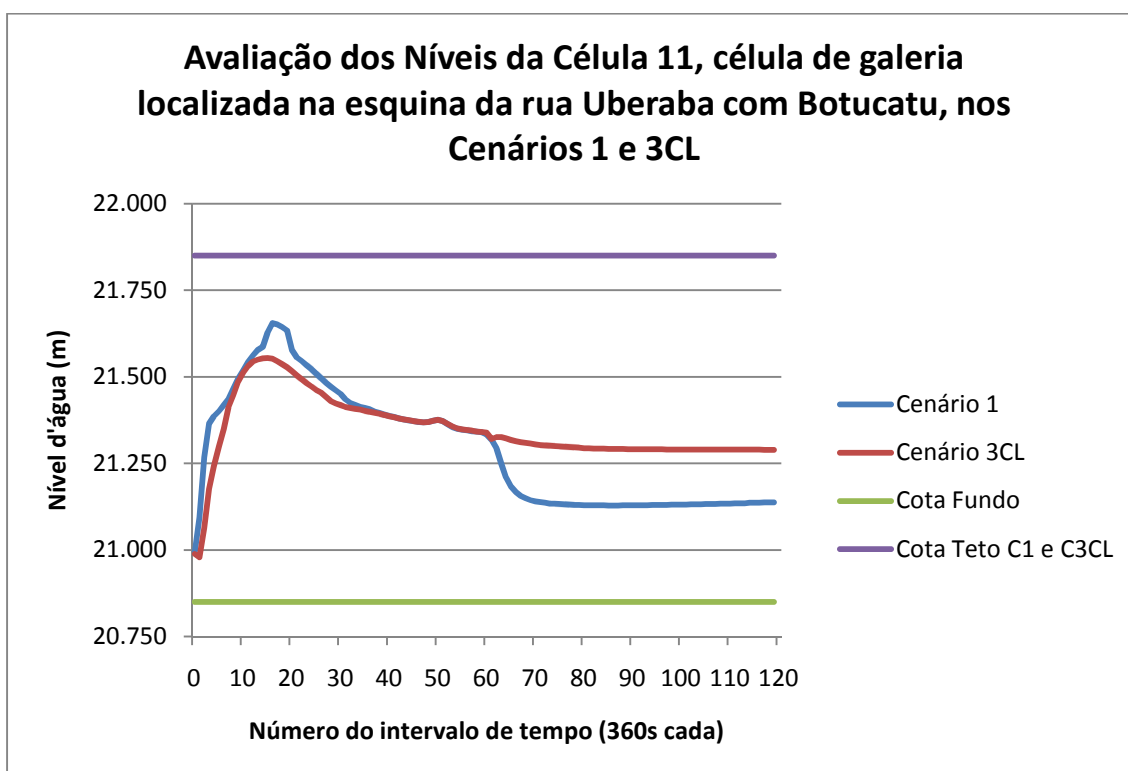


Figura 58 - Cotograma da célula 11, célula de galeria no trecho inicial do rio Joana

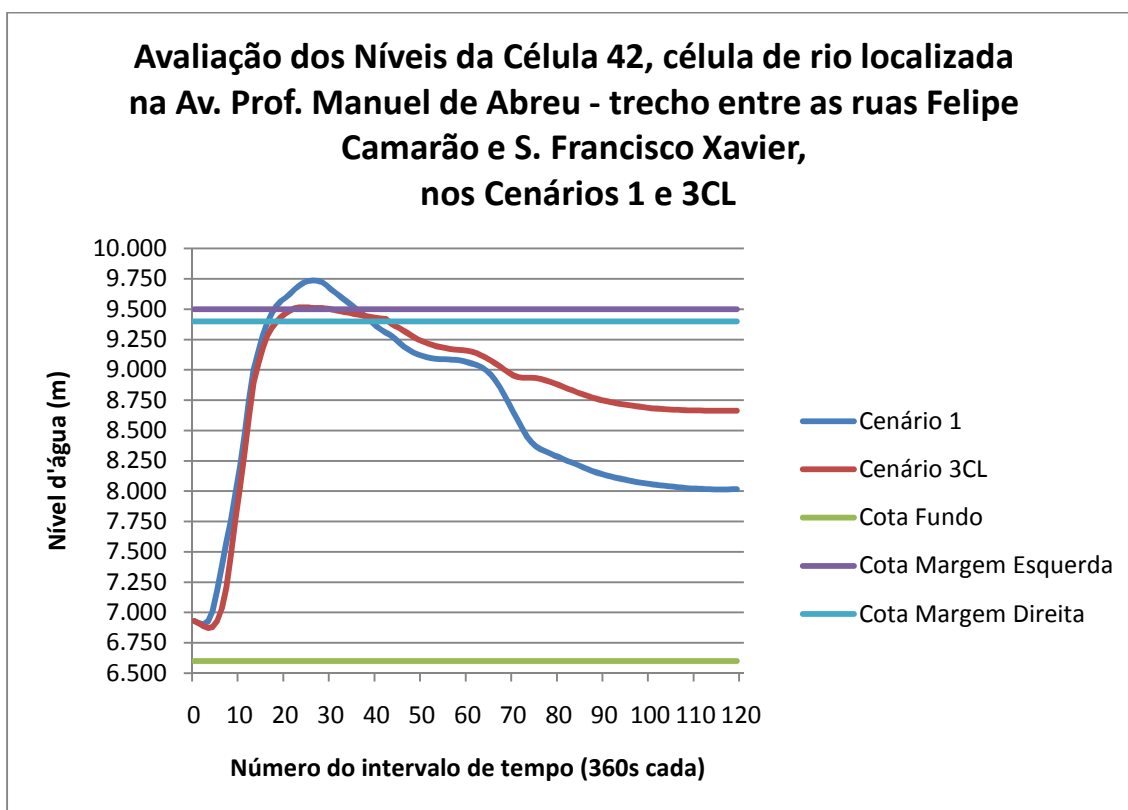


Figura 59 - Cotograma da célula 42, célula de rio no trecho final do rio Joana

*Rio Urubus* – A mesma situação que ocorre no Joana se repete no Urubus. Como o rio escoia praticamente todo em galerias, os efeitos dos reservatórios nele é praticamente inexistente, como pode ser visto na Figura 60, a seguir, que exhibe o perfil longitudinal do rio, com exceção da última célula, a 30, célula de confluência do rio Urubus com o Joana. Mesmo nesta célula, o melhor desempenho é resultado do melhor funcionamento do sistema como um todo, e não por melhores condições do Urubus especificamente. A célula 214 apresenta também uma melhoria em relação ao Cenário 1. A Figura 61 e Figura 62 mostram os cotogramas das células 30 e 214, respectivamente

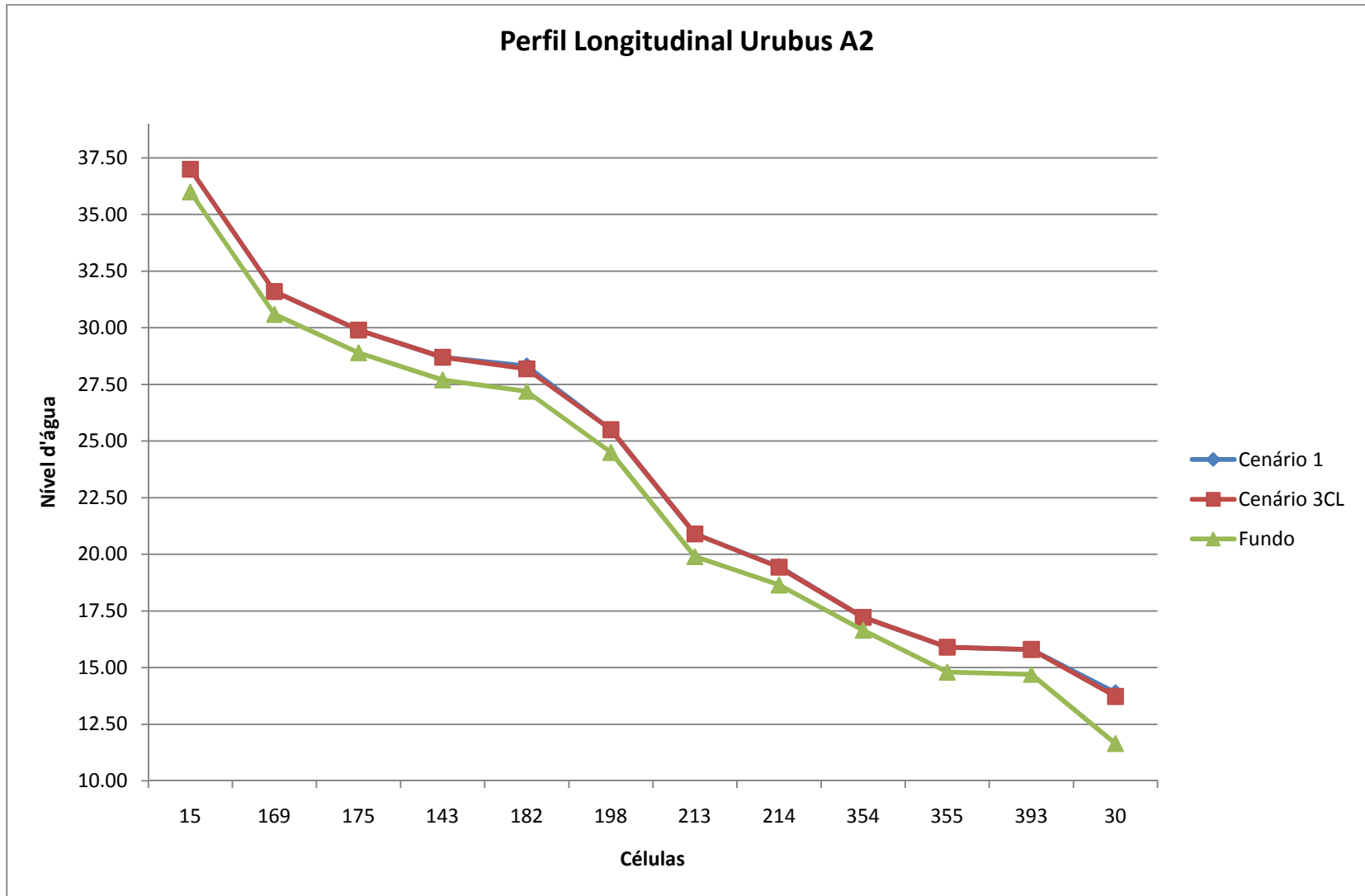


Figura 60 - Perfil Longitudinal do rio Urubus

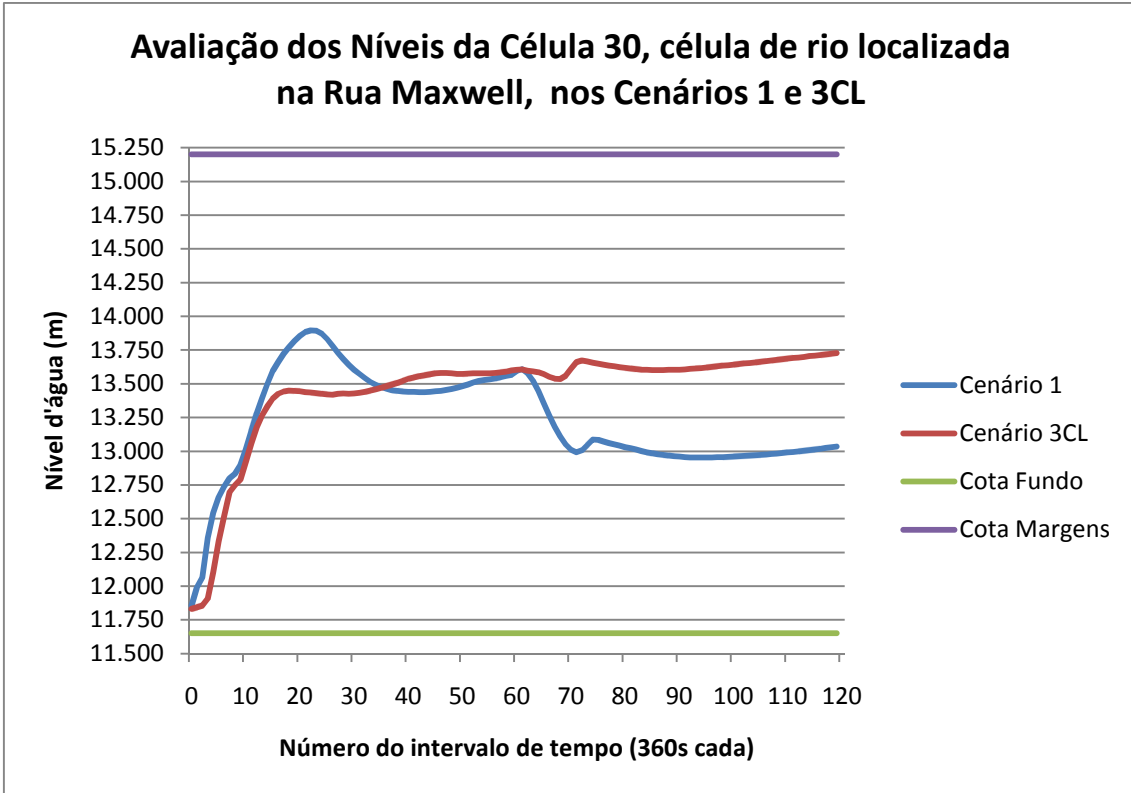


Figura 61 - Cotograma da célula 30, célula de confluência dos rios Urubus e Joana

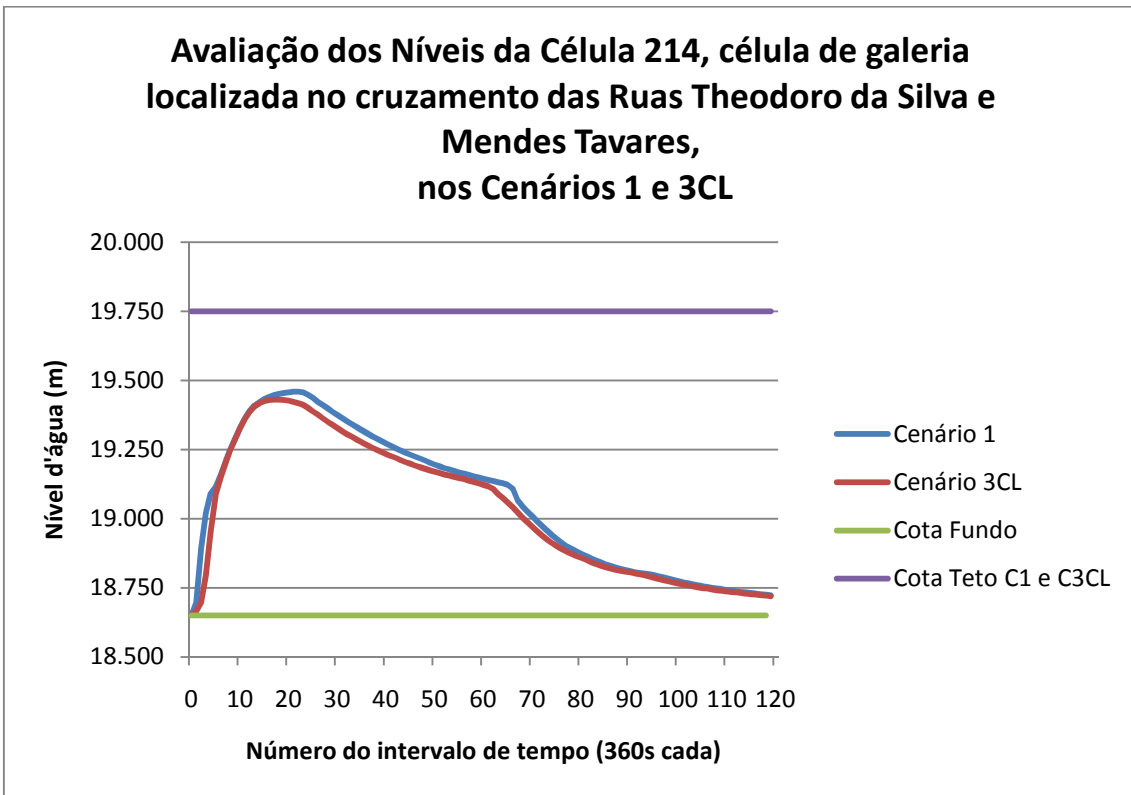
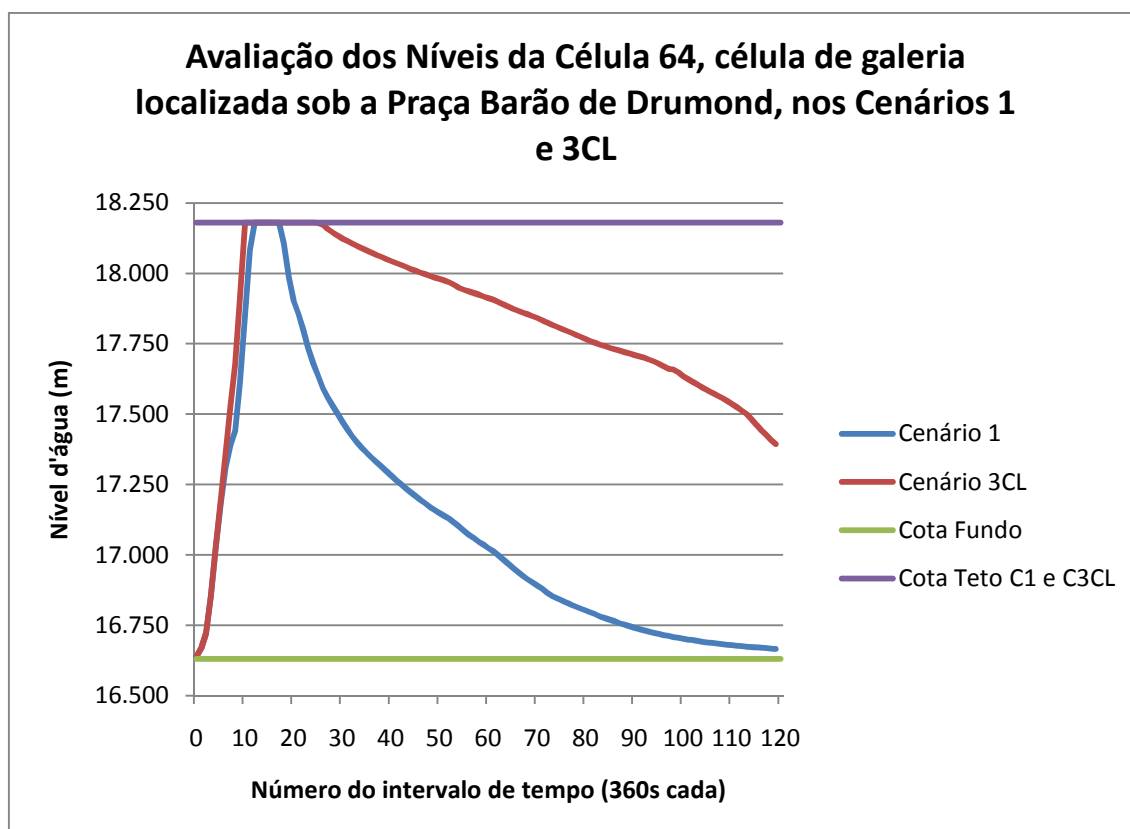


Figura 62 - Cotograma da célula 214, célula de galeria no trecho médio do rio Urubus

*Galerias* – As galerias das Avenidas 28 de Setembro e da Rua Torres Homem apresentam resultados bastante parecidos, exceto pelo trecho inicial da galeria da 28 de Setembro, que, por receber a contribuição direta do reservatório instalado no Parque Recanto do Trovador, apresenta níveis mais altos no Cenário 3CL que os do Cenário 1, como pode ser visto no Figura 64, que mostra o seu perfil longitudinal, a seguir. A partir da célula 64, que representa a galeria que passa sob a Praça Barão de Drumond, os efeitos do reservatório já não podem ser percebidos, como pode ser visto na Figura 63.



**Figura 63 - Cotograma da célula 64, célula de galeria da Avenida 28 de Setembro**

O resultado apresentado pela galeria da rua Torres Homem é idêntico ao do Cenário 1, o que indica que o reservatório instalado no Parque Recanto do Trovador não influencia diretamente o comportamento desta galeria. A Figura 65 apresenta o perfil longitudinal da galeria da Rua Torres Homem. A elevação do nível d'água da célula 44 indica que esta, já no Rio Joana, apresenta um nível d'água maior que as das células das galerias da Rua Torres Homem e Av. 28 de Setembro, que na prática, faz com que nessas células, a água escoe do Joana para as galerias.



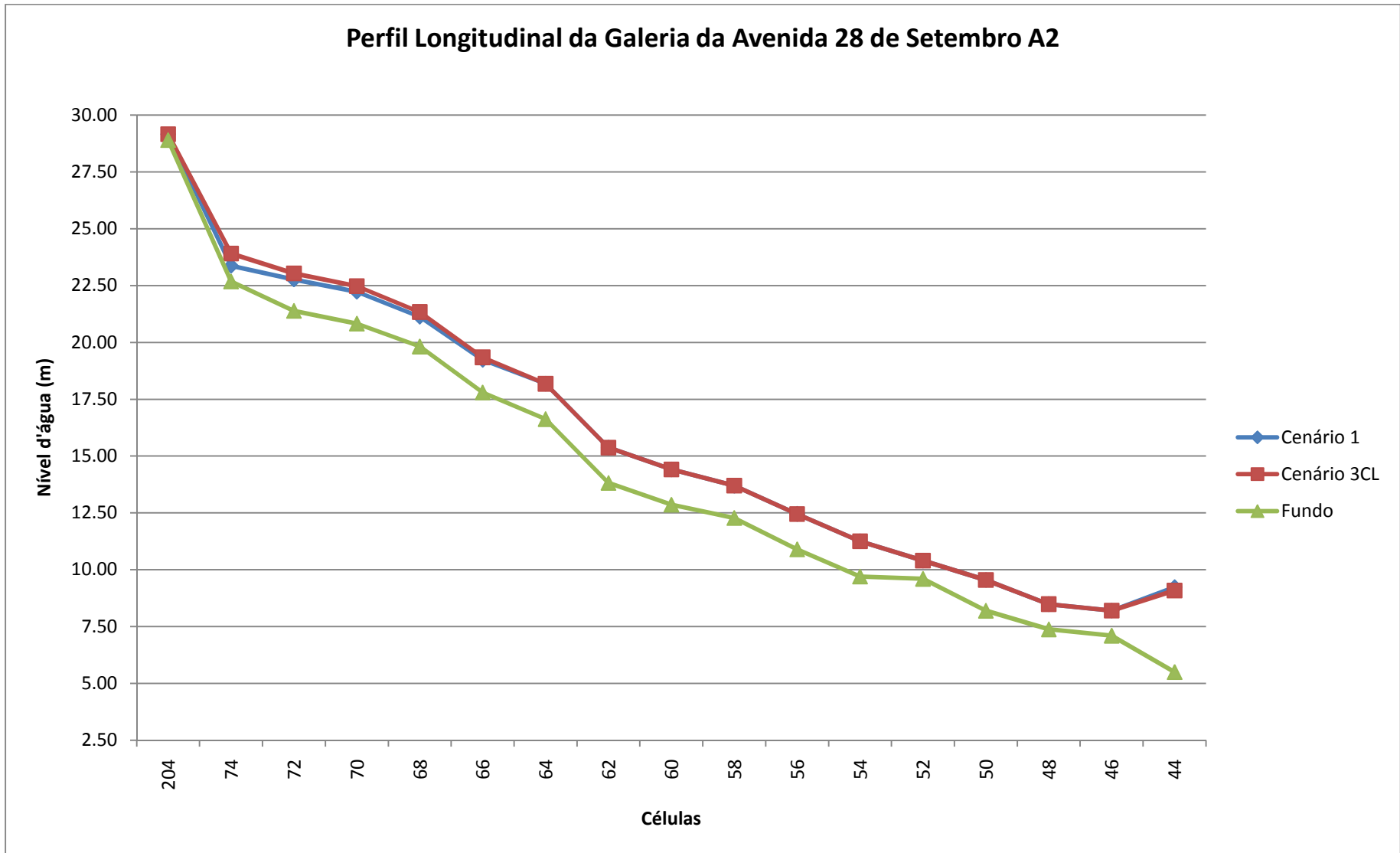


Figura 64 - Perfil Longitudinal da galeria da Avenida 28 de Setembro

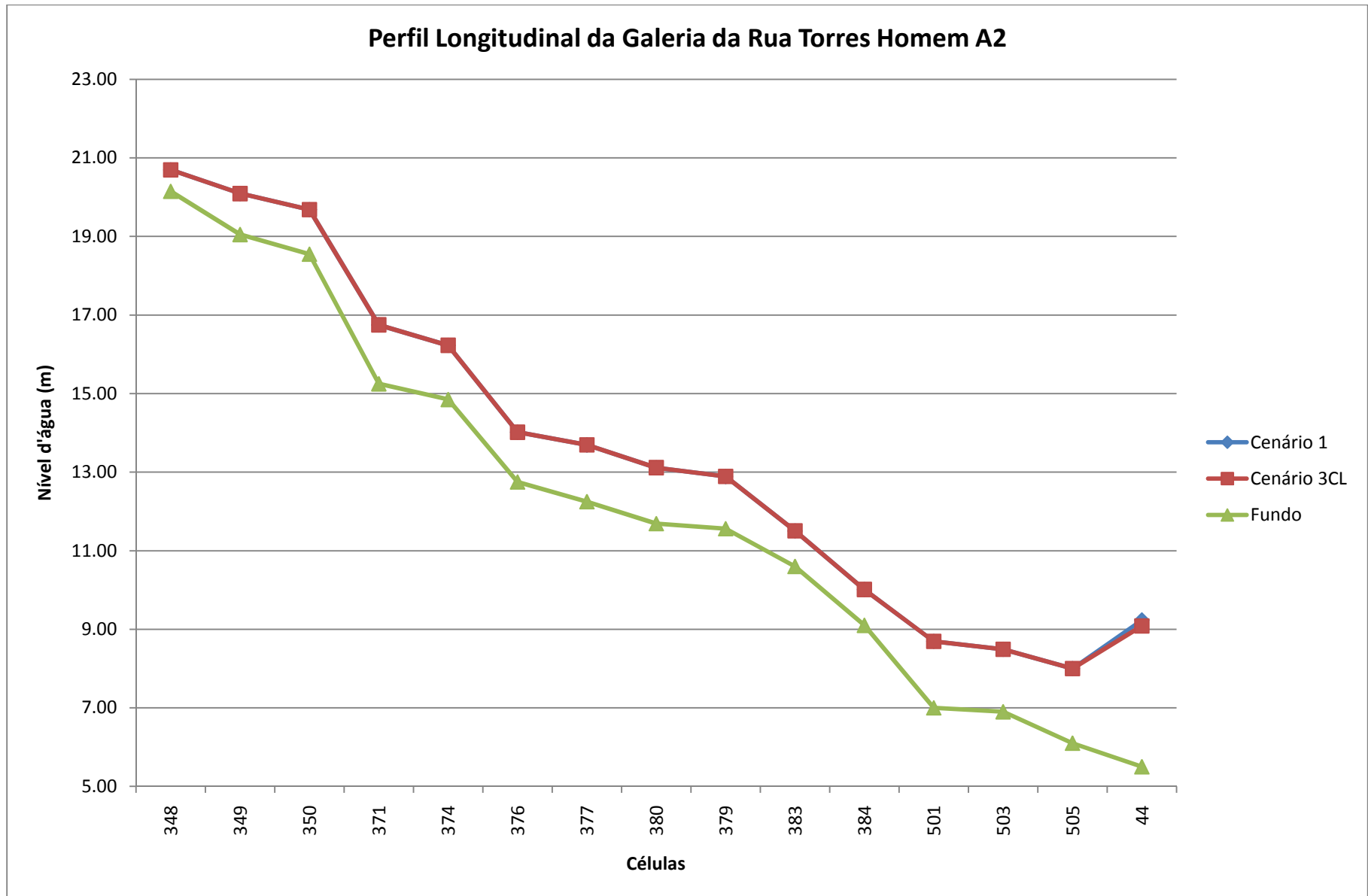


Figura 65 - Perfil Longitudinal da galeria da Rua Torres Homem

Planícies – Os resultados mais significantes referentes às planícies se deram nas células próximas aos reservatórios, como as células 762 e 10, na área de influência dos reservatórios dos Rios Urubus e Perdido, respectivamente, cujos cotagramas são mostrados a seguir.

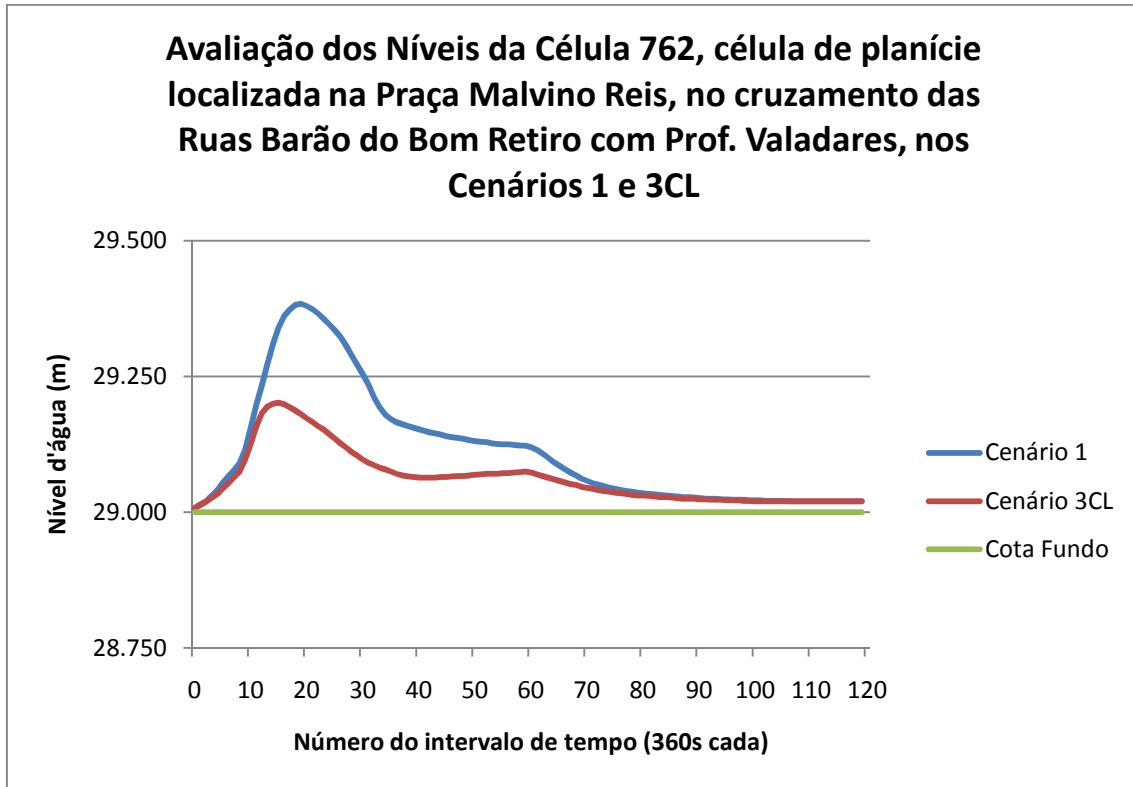


Figura 66 - Cotagrama da célula 762, célula de superfície no trecho inicial do rio Urubus

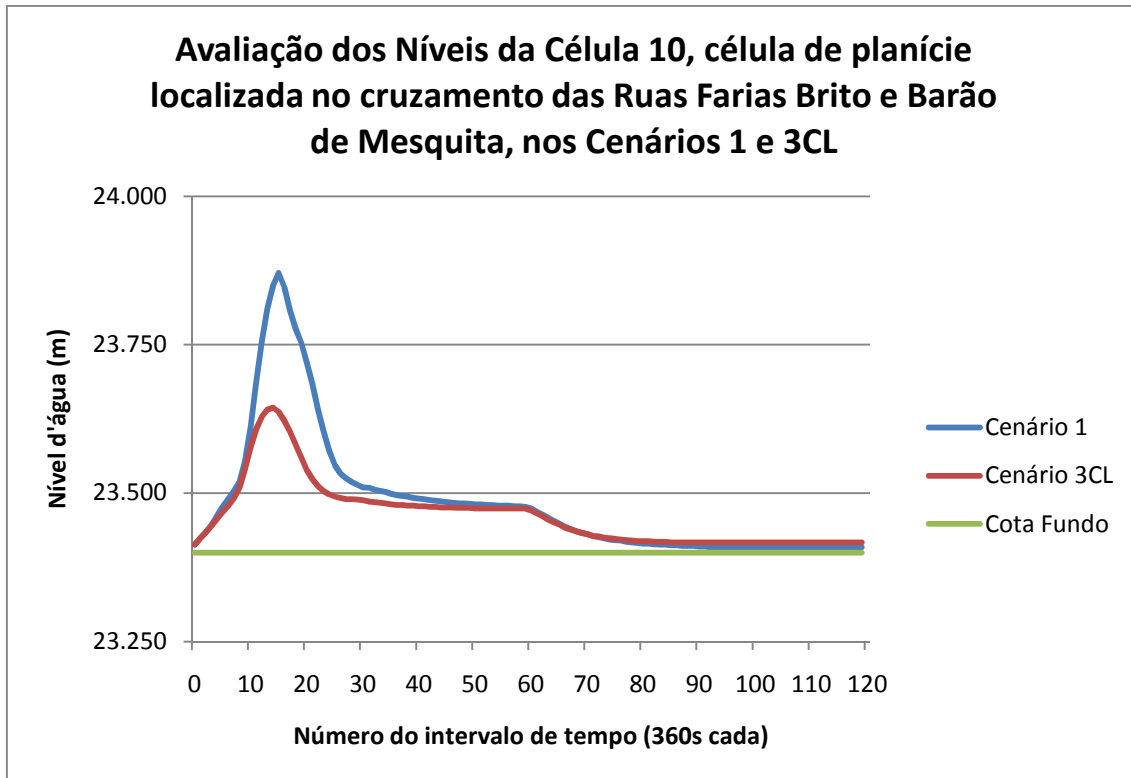


Figura 67 - Cotograma da célula 10, célula de superfície no trecho inicial do rio Joana

Nas células superficiais mais à jusante destas, seguindo os rios de montante à jusante, os efeitos são reduzidos até que não se percebe mais o seu efeito, caso mostrado pelo cotograma da célula 784.

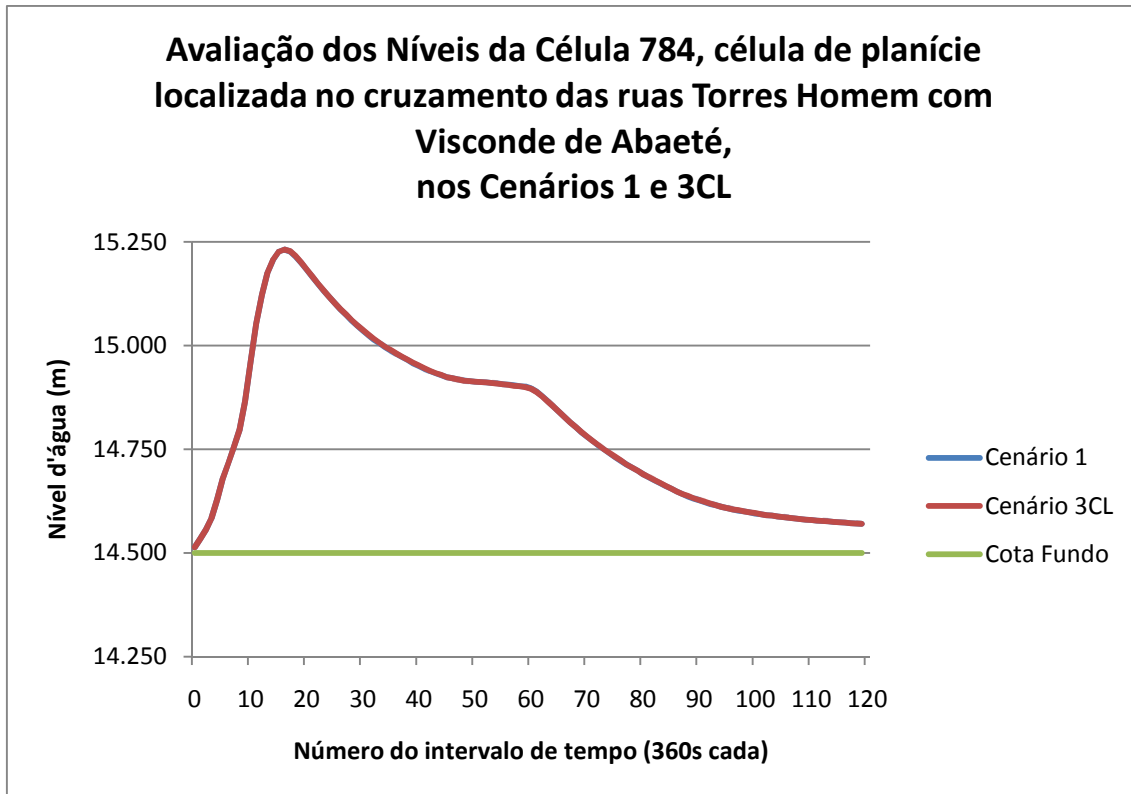


Figura 68 - Cotograma da célula 784, célula de superfície no trecho médio da galeria da Rua Torres Homem

Os anexos 1 e 3 representam as manchas de inundação da bacia do Rio Joana para os Cenários 1 e 3CL, respectivamente.

### Análise 3 – Comparação entre os Cenários 1 e 3SL

*Rio Joana* – Assim como na análise anterior, o trecho inicial do Rio Joana é, no Cenário 3SL, muito parecido ao do Cenário 1, com a diferença pouco perceptível de alguns centímetros, o que pode ser observado na Figura 70. No trecho médio, contudo, os resultados foram melhores que os do Cenário 1, alcançando diferenças de dezenas de centímetros, como mostra a Figura 69, a seguir. Nela, é possível ver o efeito da ausência dos resíduos sólidos no sistema, representado pela recessão mais rápida do hidrograma do Cenário 3SL. O trecho final, por sua vez, também apresentou melhoras, na mesma ordem de grandeza das do trecho anterior. Como resultado dessa melhoria, a última célula, a 77, célula da confluência do Rio Joana com o Rio Maracanã, apresentou nível máximo levemente menor que o do Cenário 1, como pode ser visto na Figura 71.

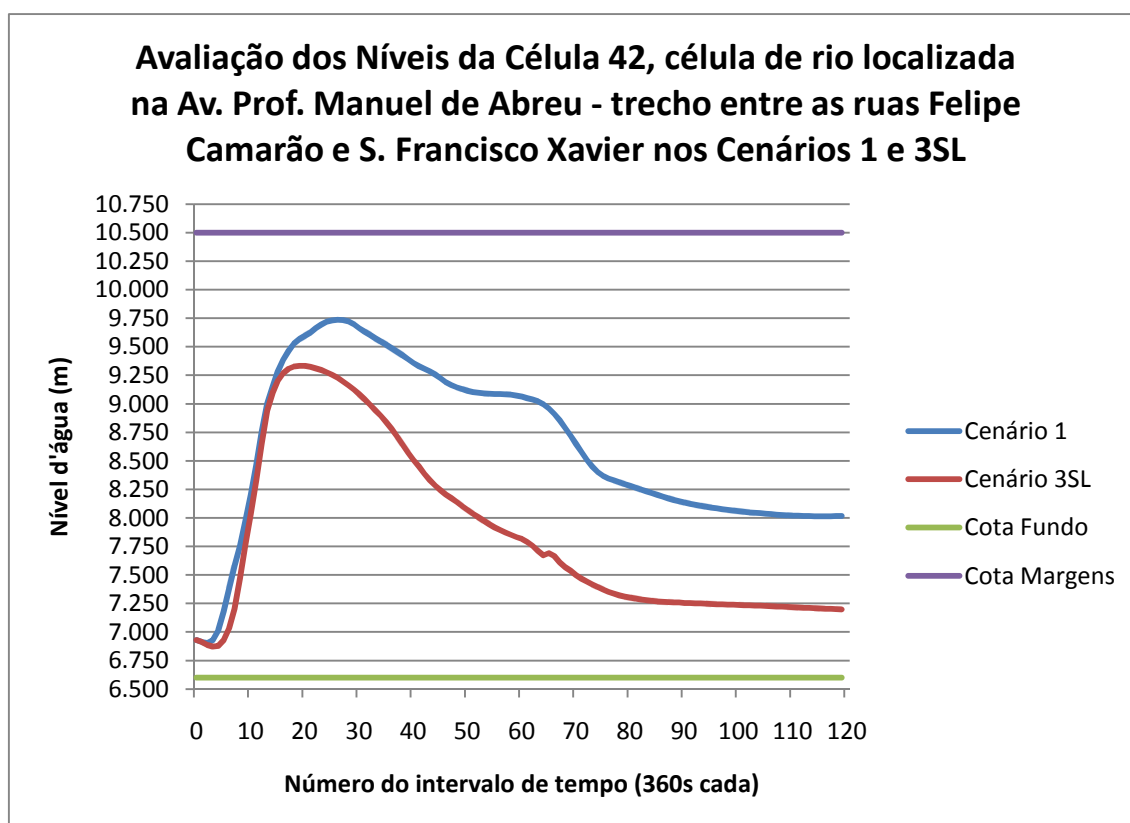


Figura 69 - Cotograma da célula 42, célula de rio no trecho médio do rio Joana

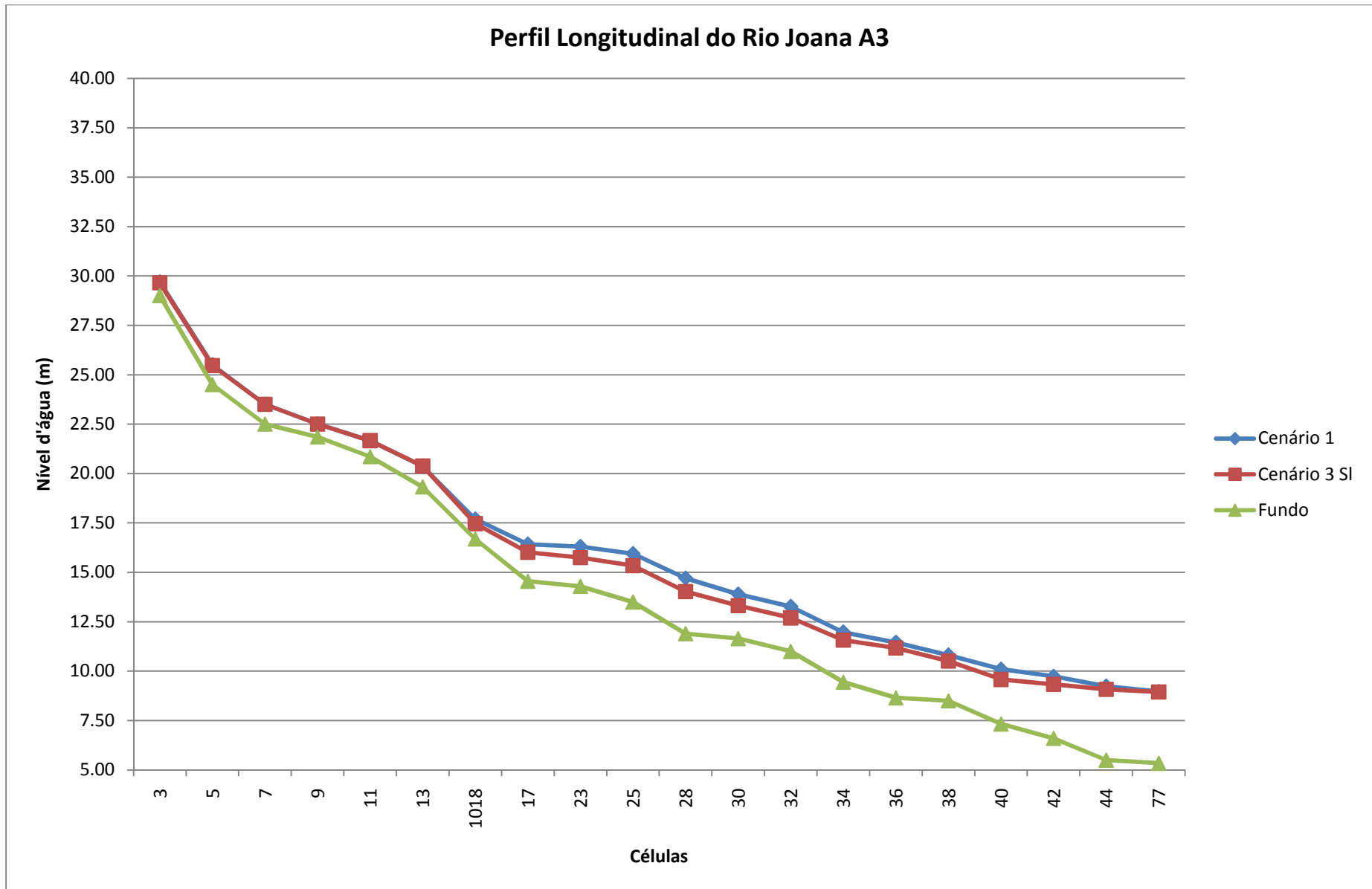


Figura 70 - Perfil Longitudinal do rio Joana

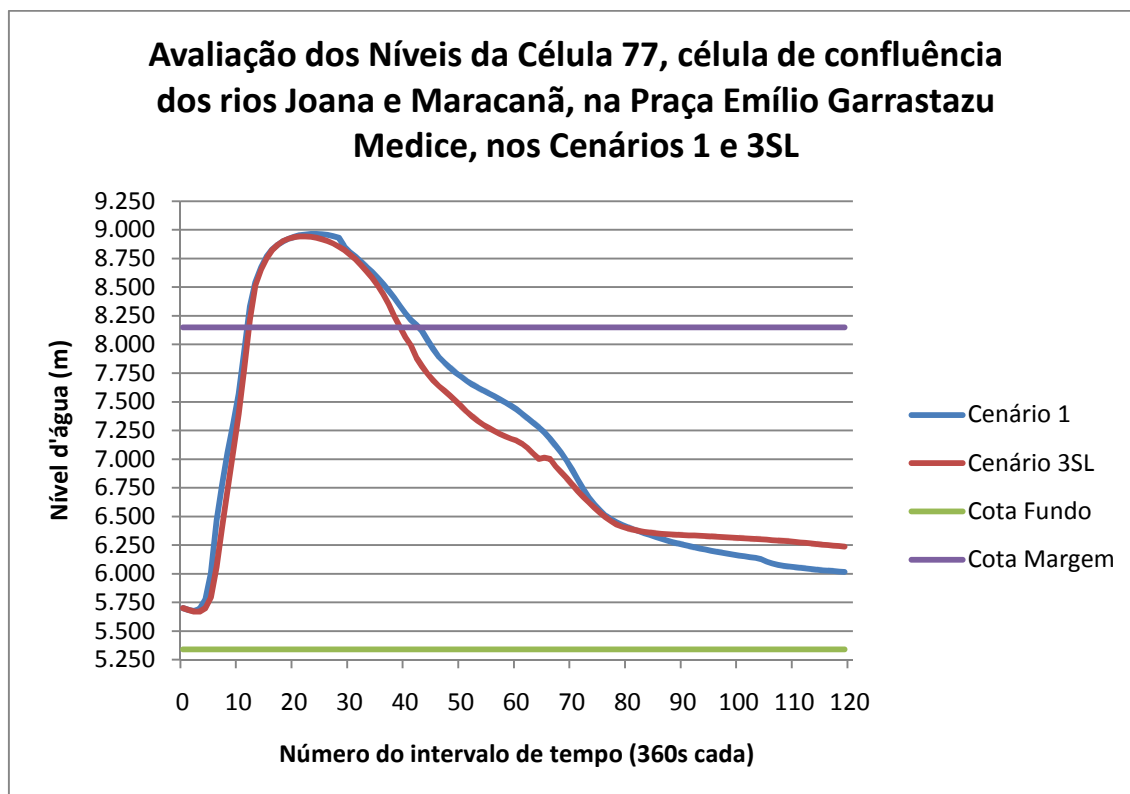


Figura 71 - Cotograma da célula 77, célula de confluência do rio Joana com o rio Maracanã

*Rio Urubus* – comparando-se os perfis longitudinais dos Cenários 1 e 3SL, Figura 72, houve uma ligeira alteração nos níveis máximos calculados. A célula 214, célula de galeria referente à célula de superfície que representa o cruzamento das Ruas Teodoro da Silva Mendes Tavares, praticamente não apresentou variação de nível, Figura 73, enquanto a célula 30, célula de confluência do Urubus com o Joana, apresentou uma redução no nível máximo de cerca de 0,60m, devido ao melhor funcionamento do sistema, uma vez que não há sólidos no sistema e parte do volume de água ficou temporariamente retido nos reservatórios, Figura 74.



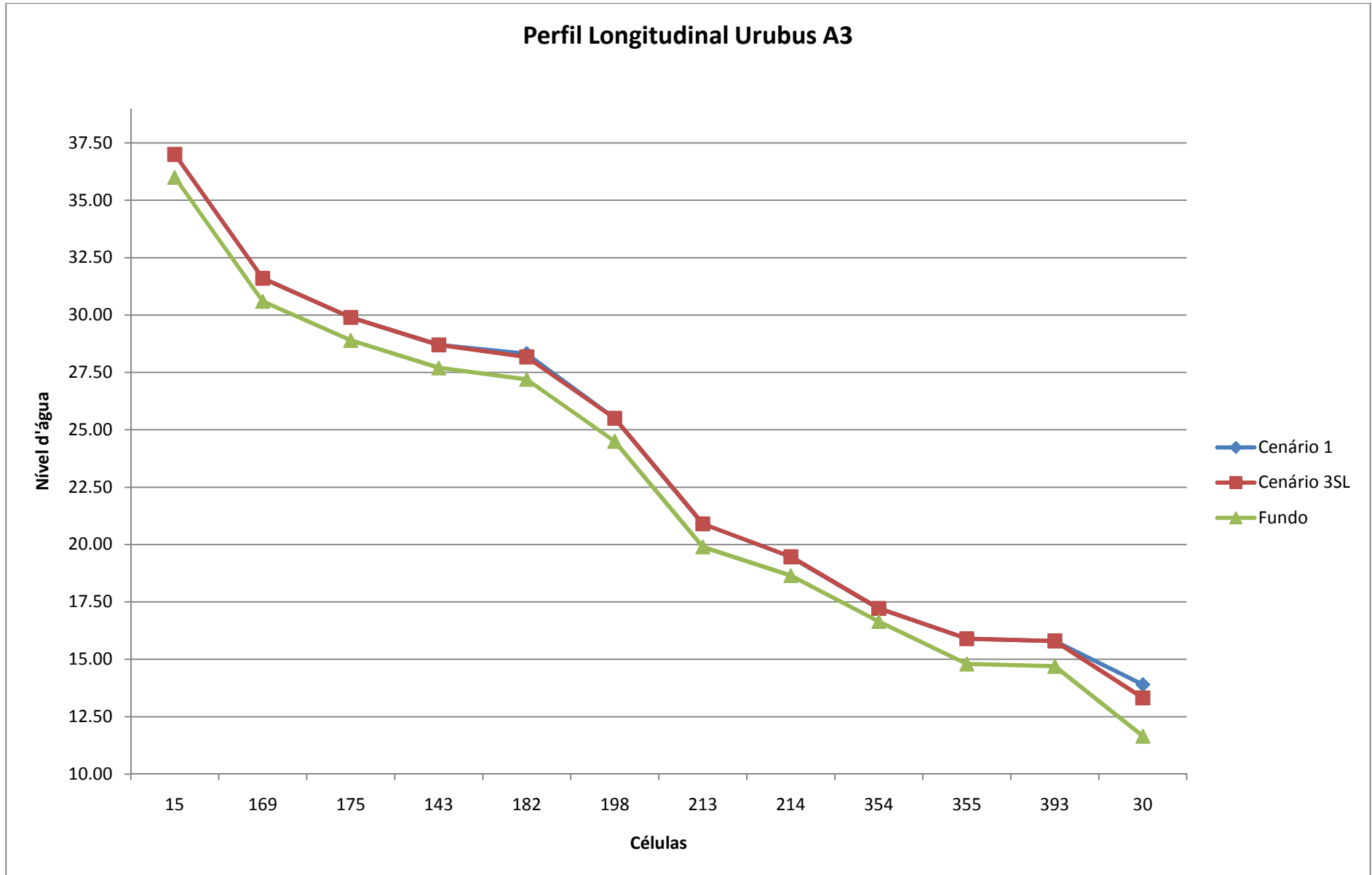


Figura 72 - Perfil Longitudinal do rio Urubus

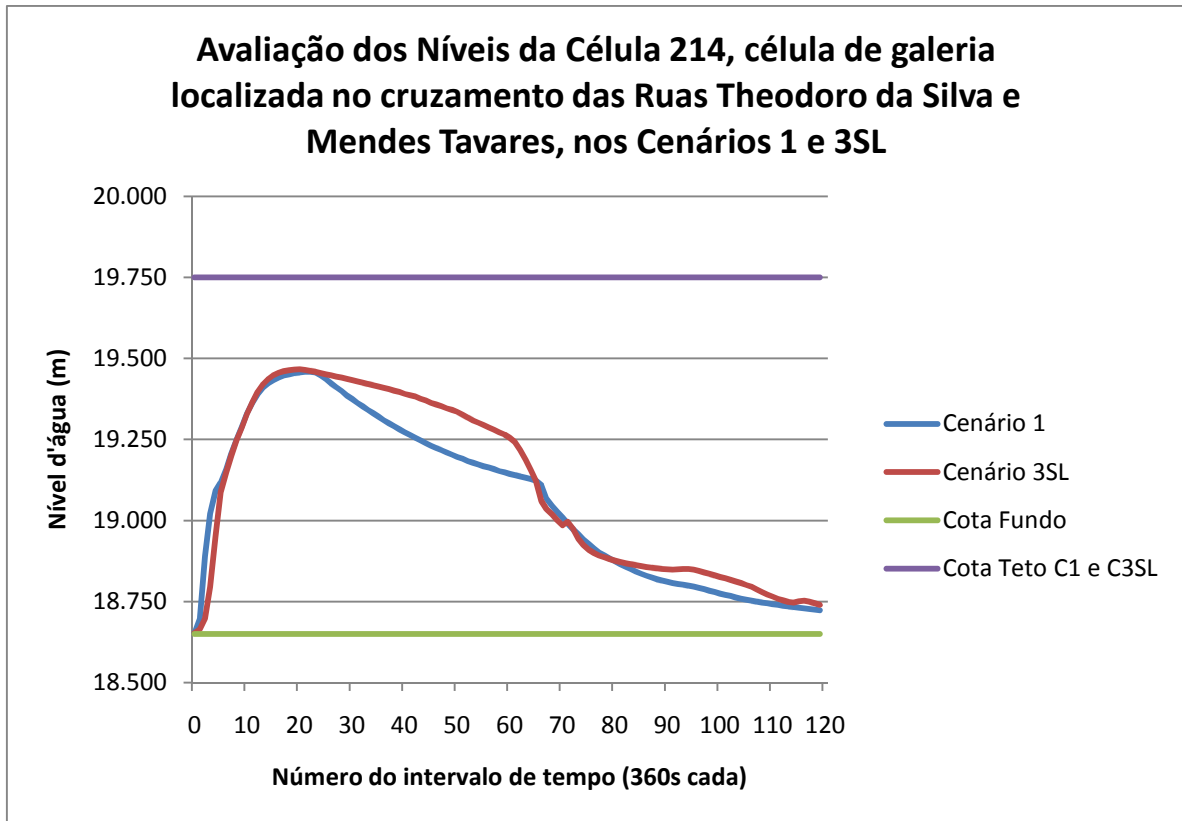


Figura 73 - Cotograma da célula 214, célula de superfície no trecho médio do rio Urubus

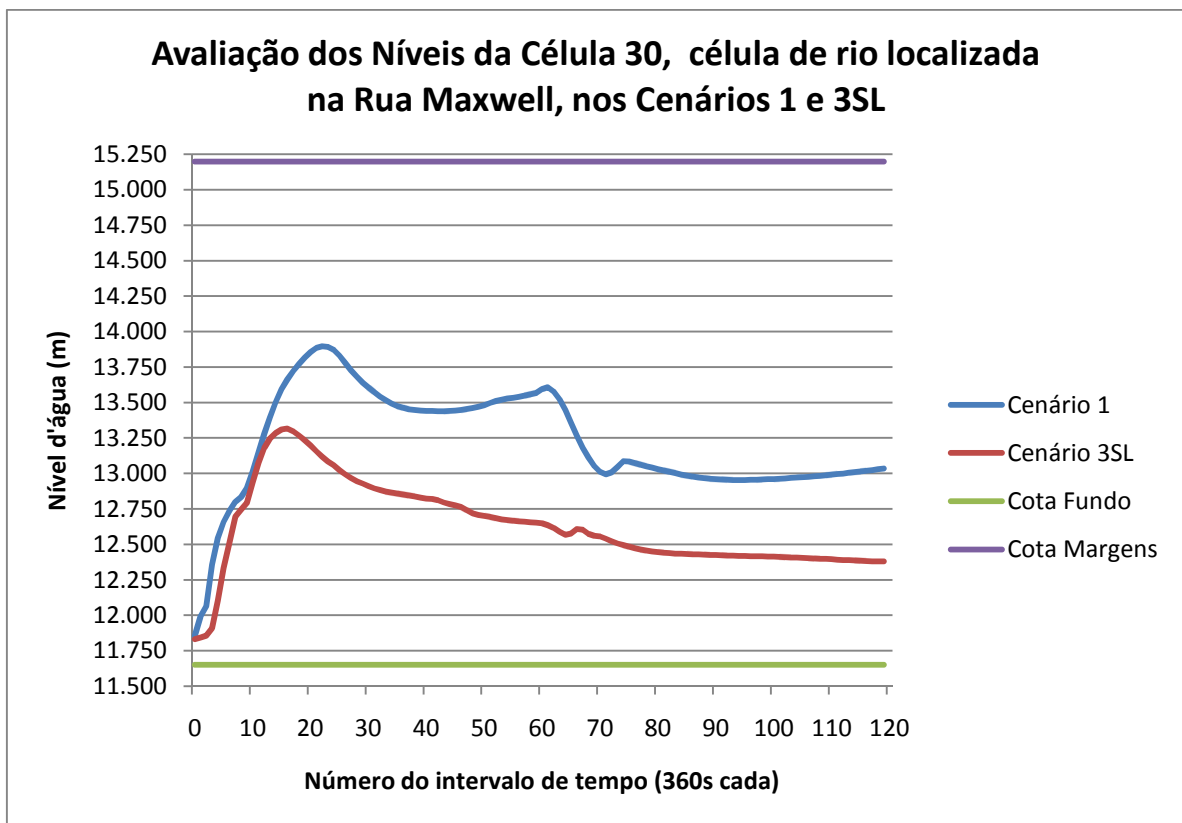


Figura 74 - Cotograma da célula 30, célula de confluência dos rios Joana e Urubus

*Galerias* – A galeria da Avenida 28 de Setembro apresentou, principalmente em seu trecho inicial, níveis mais altos no Cenário 3SL dos que os calculados no Cenário 1, principalmente na célula 74, célula de galeria que recebe as águas do reservatório implantado no Parque Recanto do Trovador, como pode ser visto na Figura 76. Para a simulação do reservatório, foi removida a célula onde ele se encontrava, a célula 193, e em seu lugar foi inserida uma condição de contorno de vazões, o que explica o aumento dos níveis máximos experimentados pela célula, como mostra a Figura 75, a seguir.

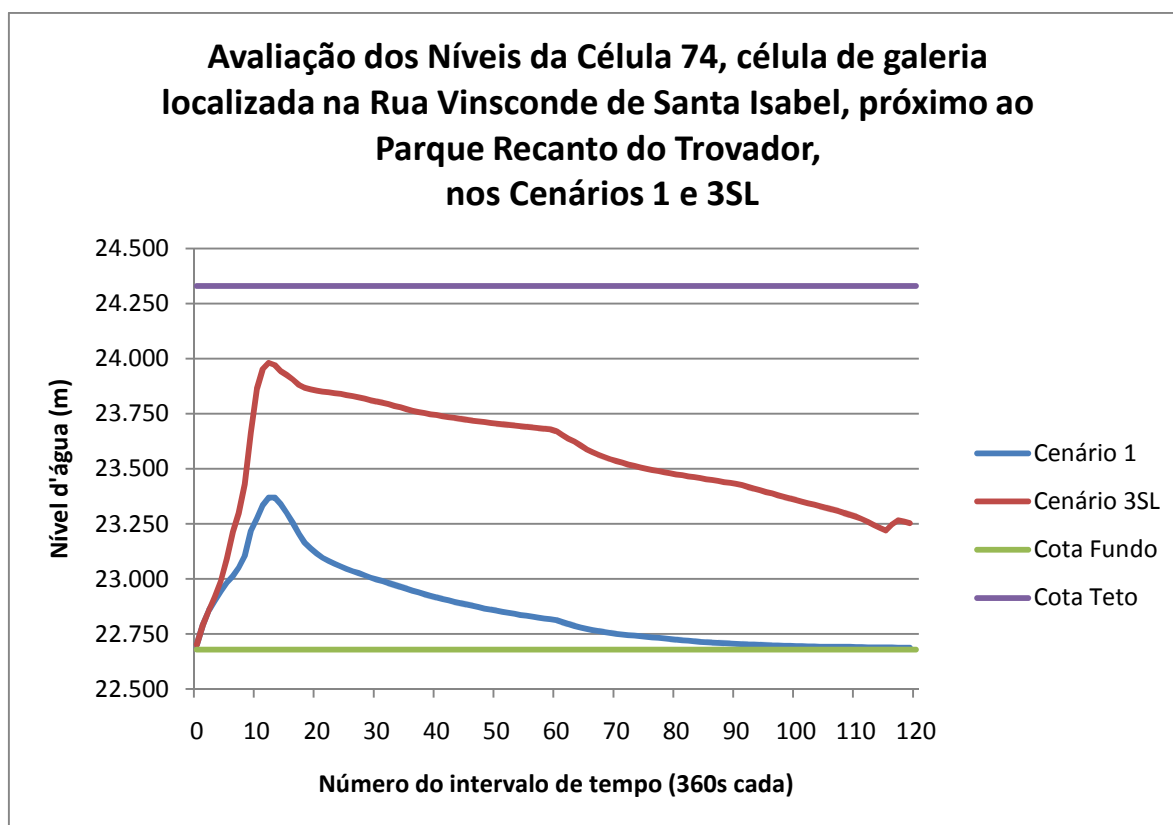


Figura 75 - Cotograma da célula 74, célula de galeria que recebe as águas do reservatório do Parque Recanto do Trovador

A galeria da Rua Torres Homem, por sua vez, apresentou, em mais da metade das suas células, níveis máximos maiores no Cenário 3SL do que os calculados no Cenário 1, como mostrado na Figura 77. Esse aumento nos níveis máximos são explicados pela melhor capacidade de captação de água das células de superfície associadas à essas galerias, que tiveram os seus níveis reduzidos. A Figura 78 e Figura 79 mostram essa situação.

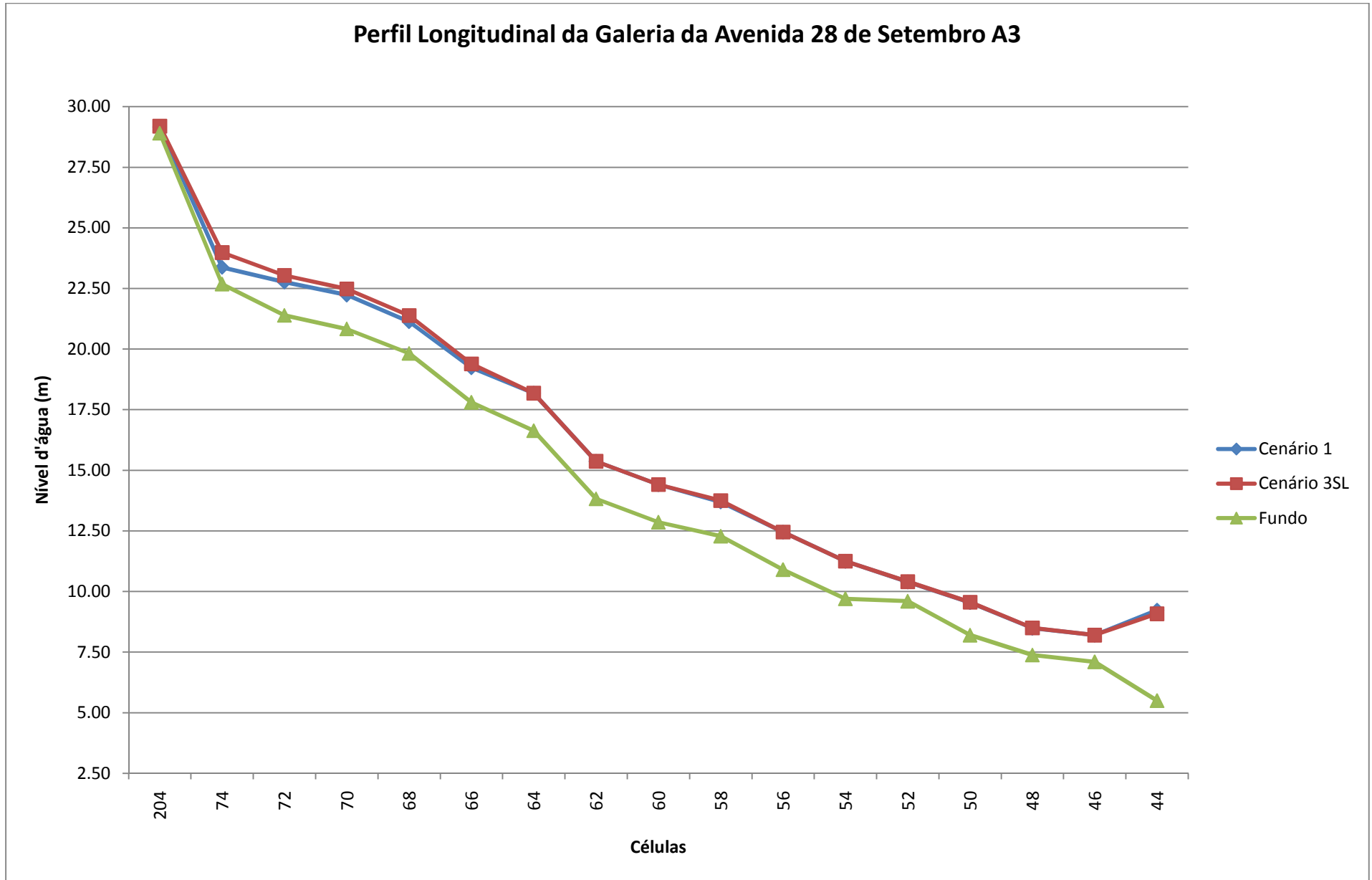


Figura 76 - Perfil Longitudinal da Galeria da Avenida 28 de Setembro

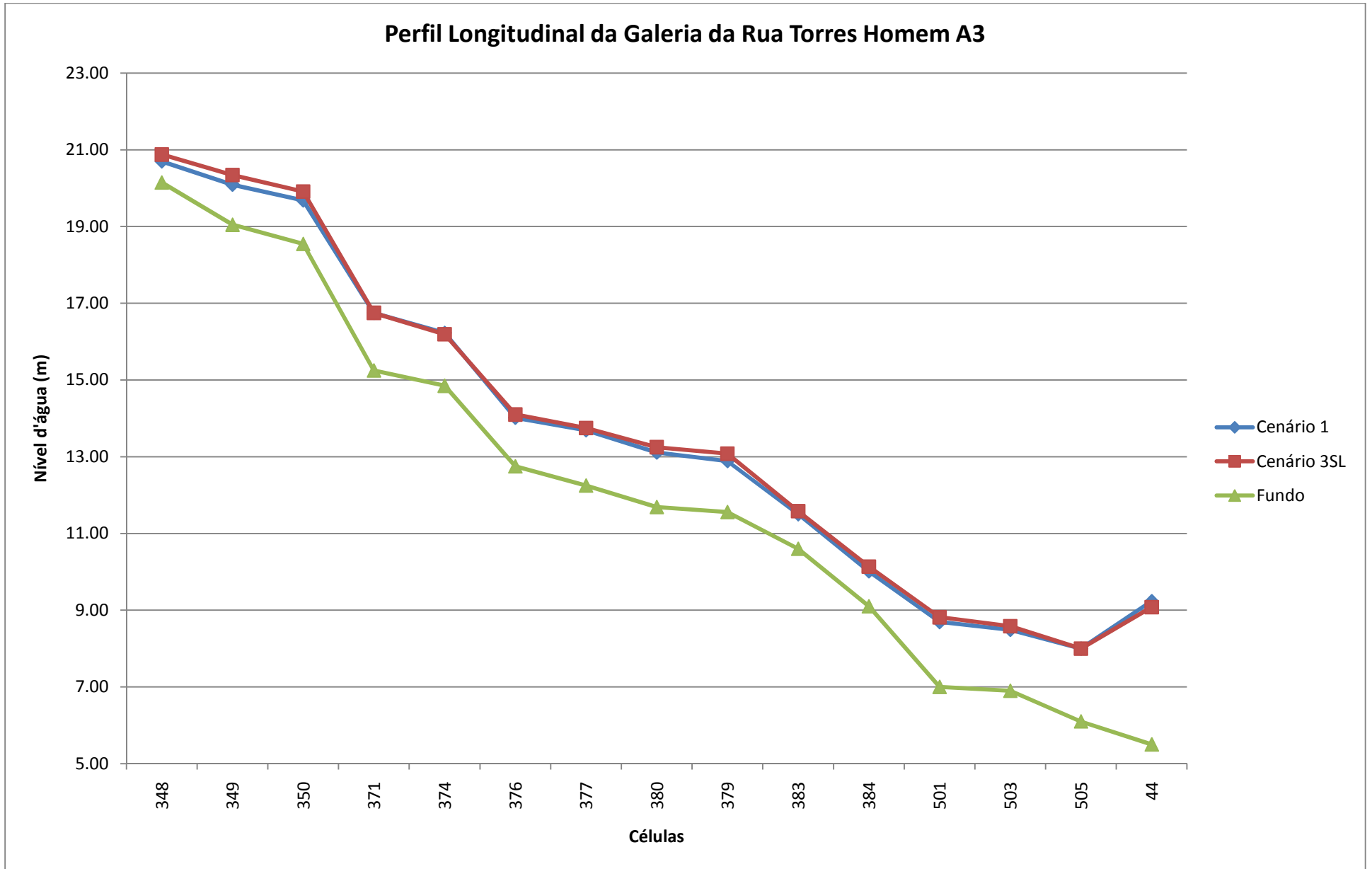


Figura 77 - Perfil Longitudinal da Galeria da Rua Torres Homem

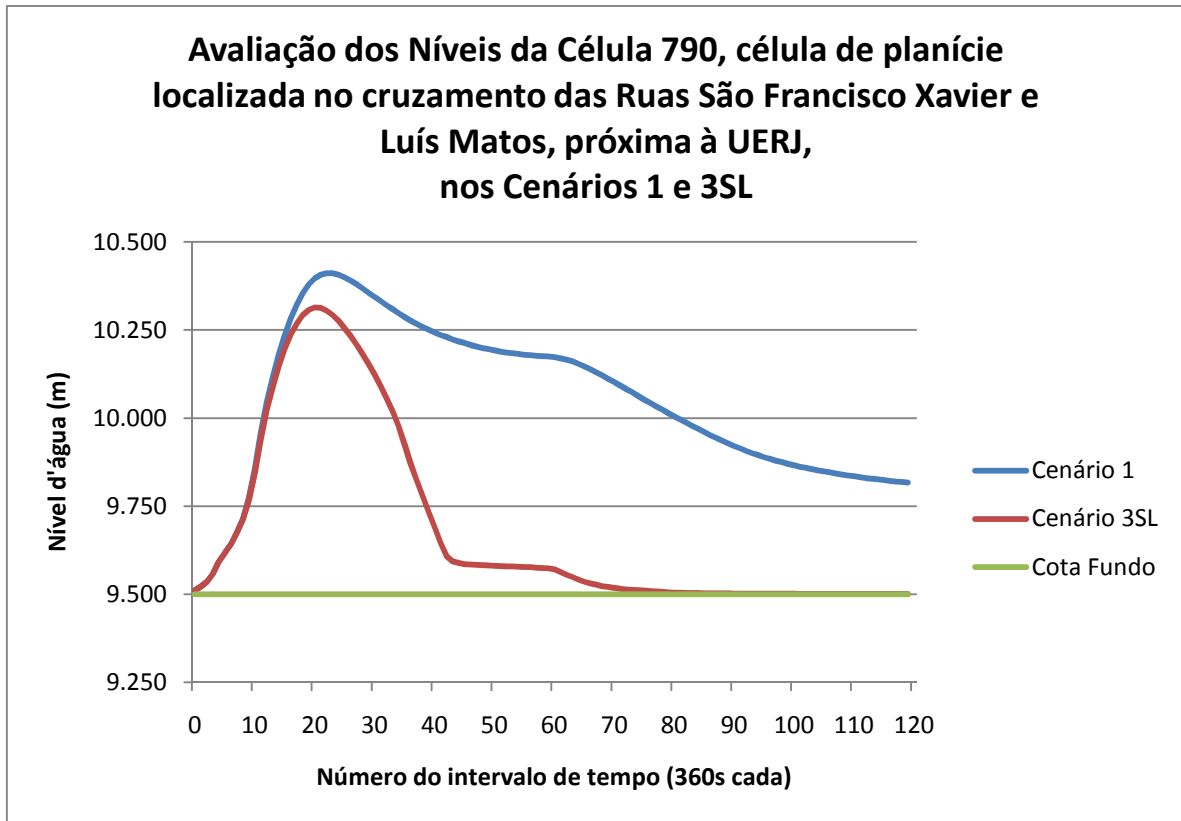


Figura 78 - Cotograma da célula 790, célula de superfície no trecho final da Galeria da Rua Torres Homem

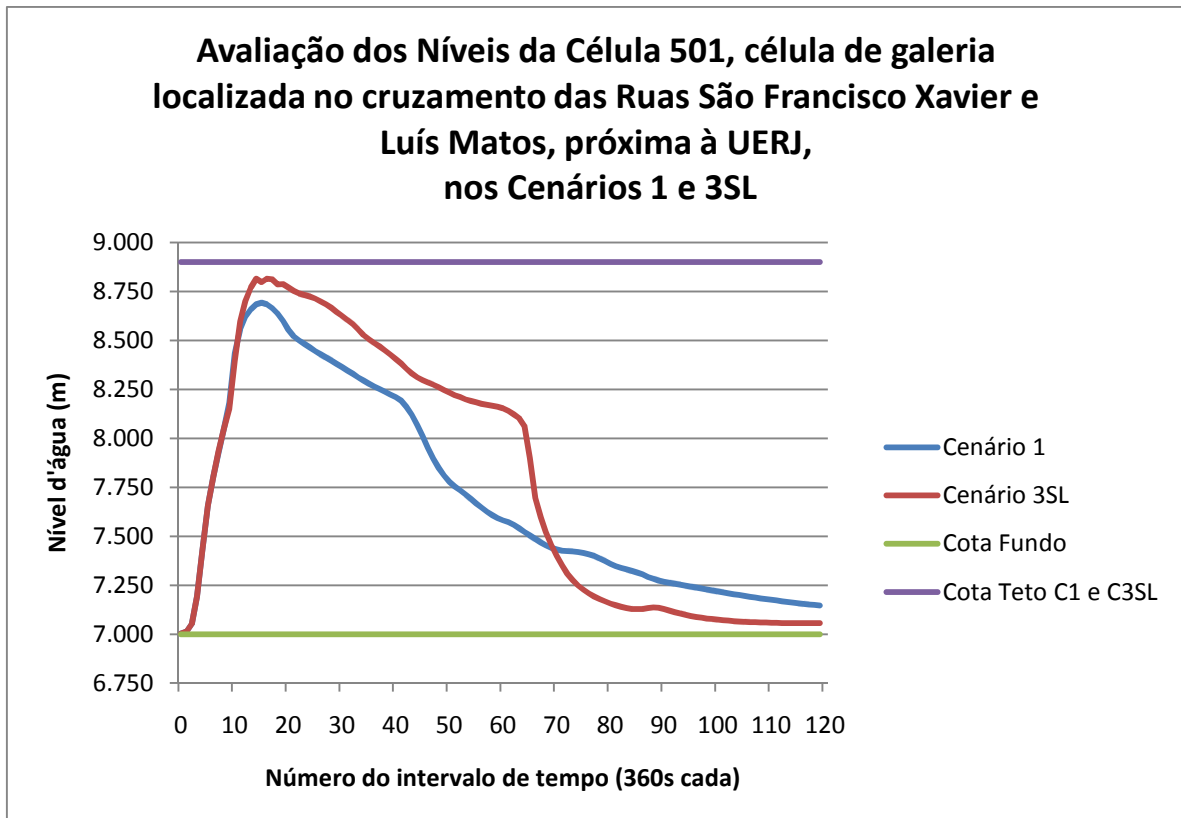


Figura 79 - Cotograma da célula 501, célula de galeria da associada à célula 790

Planícies – As planícies que obtiveram melhores resultados na redução de seus níveis máximos foram as que se localizavam nas imediações dos reservatórios como as células 761, Figura 80, e 6, Figura 81, células de superfícies sobre os rios Urubus e Joana, respectivamente, como pode ser vistos nos respectivos cotagramas, mostrados abaixo

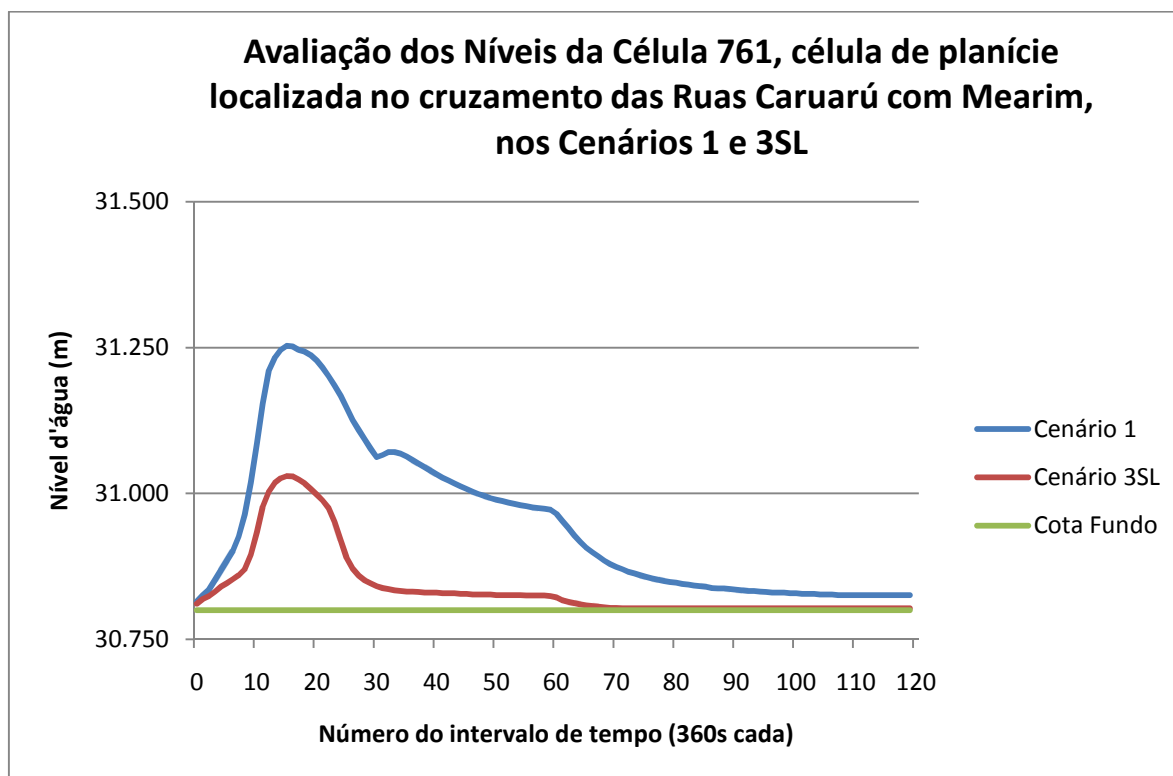
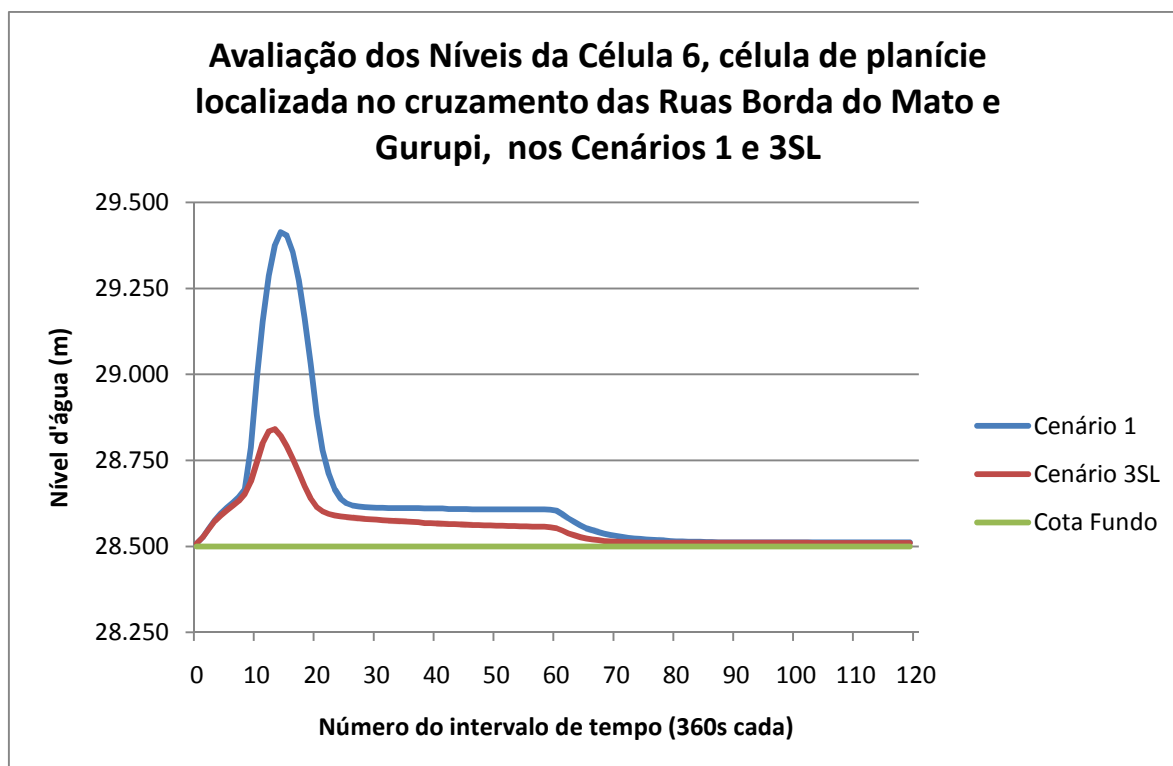


Figura 80 - Cotograma da célula 761, célula de superfície no rio Urubus, próximo ao reservatório de amortecimento deste rio



**Figura 81 - Cotograma da célula 6, célula de superfície no trecho inicial do rio Joana, próxima aos reservatórios de amortecimento nos rios Perdido e Jacó**

Nesta análise, os reservatórios também foram responsáveis por reduções nos níveis máximos percebidos, embora essas reduções tenham sido localizadas, nas células próximas aos reservatórios, no trecho onde o Joana passa a escoar à céu aberto e um pouco mais à jusante, próximo à confluência com o Rio Maracanã. Esse melhor resultado em relação ao Cenário 3CL deve-se à consideração de um sistema isento de sedimentos e resíduos sólidos, o que melhora as condições de captação e escoamento nos dispositivos de captação e nos canais. Os anexos 1 e 4 representam as manchas de inundação da bacia do Rio Joana para os Cenários 1 e 3SL, respectivamente.



#### Análise 4 - Comparação entre os Cenários 1 e 4

*Rio Joana* – Os resultados do Rio Joana no Cenário 4 foram os mais significativos, pois este cenário utiliza as duas soluções abordadas: os reservatórios de amortecimento e a reabilitação da rede. Em todo o seu trecho inicial, o trecho de galeria, os resultados foram os melhores, atingindo uma diferença de 0,33m na célula 11, como pode ser visto na Figura 82. No trecho onde o Joana passa a escoar à céu aberto, os níveis são maiores que os do Cenário 1, em virtude do maior aporte de água das células superficiais, mas, um pouco mais à jusante, as melhores condições de escoamento da calha voltam a ter uma importância maior, fazendo com que os níveis voltem a cair. Nas últimas células do Rio Joana, 44 e 77, ele recebe as contribuições das galerias da Rua Torres Homem e da Av. 28 de Setembro, fazendo com que seus níveis voltem a subir. A Figura 83 mostra o cotograma da célula 77.

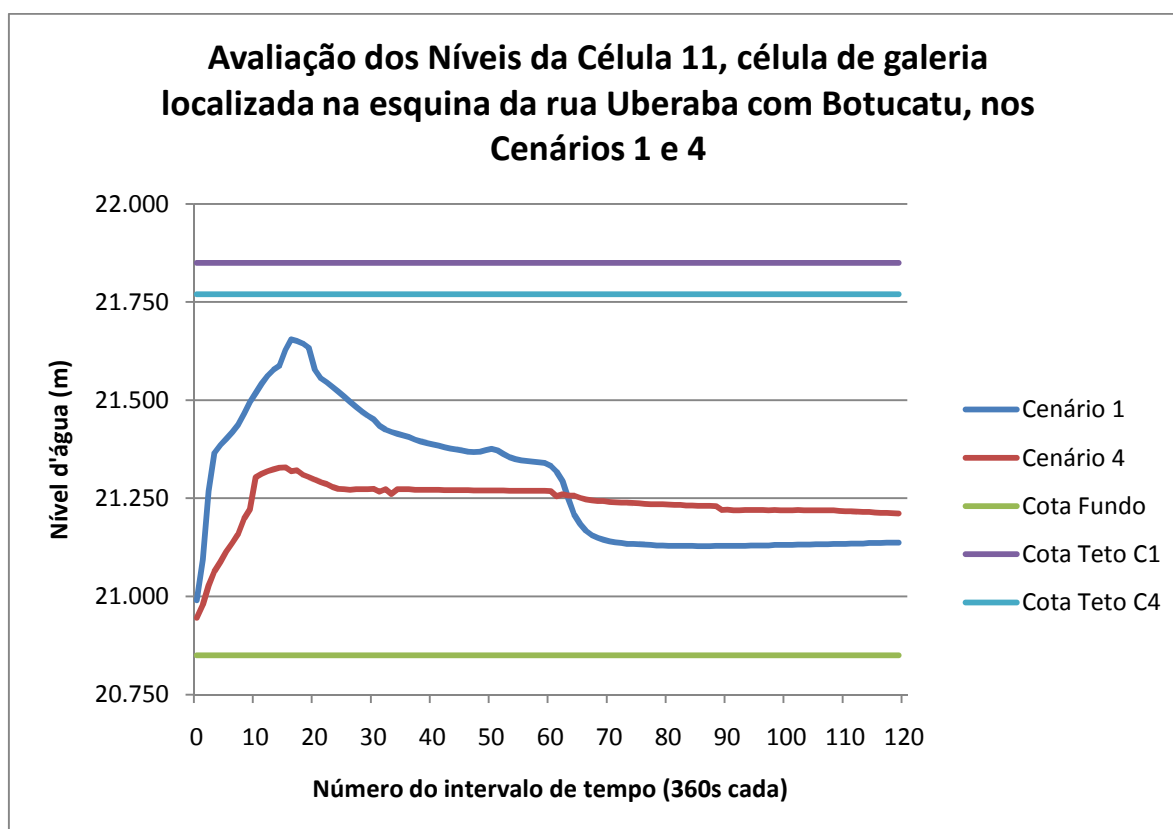


Figura 82 - Cotograma da célula 11, célula do trecho inicial do rio Joana, onde ele ainda corre em galeria

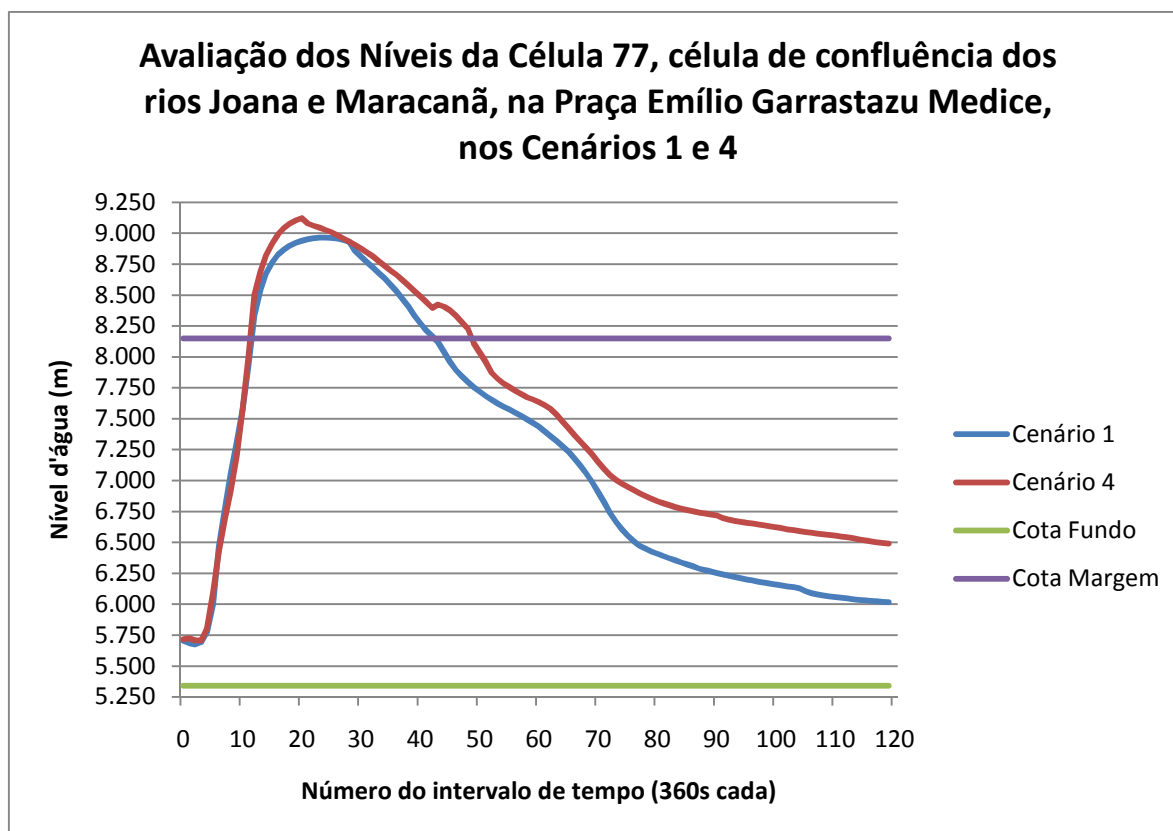


Figura 83 - Cotograma da célula 77, célula de confluência dos rios Joana e Maracanã

O Perfil Longitudinal do Rio Joana é mostrado a seguir na Figura 84, onde é possível ter uma visão geral dos níveis máximos experimentados por esse rio.

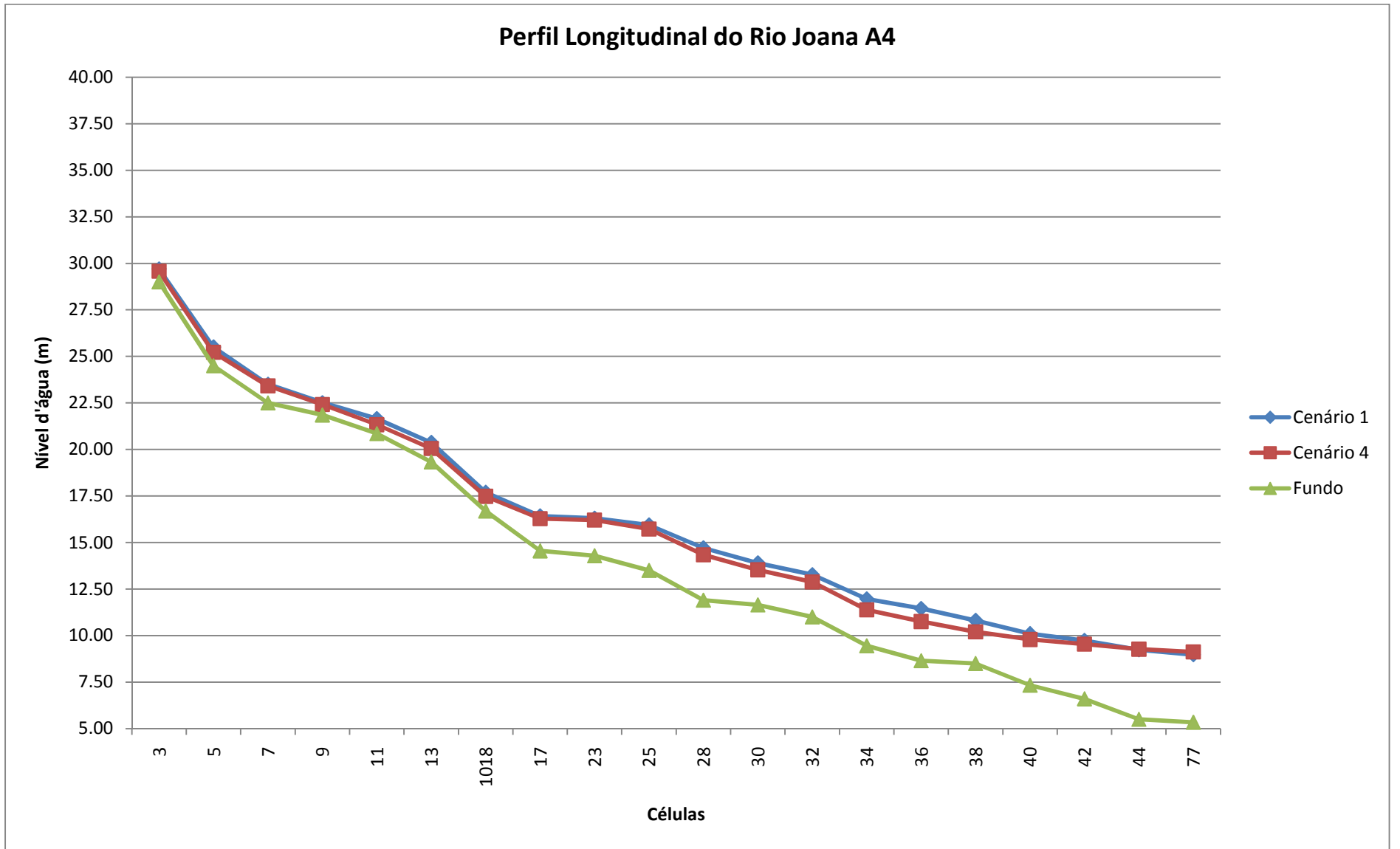


Figura 84 - Perfil Longitudinal do rio Joana

*Rio Urubus* – também apresentou melhores resultados no Cenário 4 dos que os obtidos no Cenário 1, como pode ser visto em seu perfil longitudinal, Figura 86, sendo o da célula 15, célula da Galeria da Rua Canavieiras, afluente do Urubus, a que apresentou resultado mais expressivo, com redução de 0,53m, resultado mostrado no cotograma, Figura 85, a seguir.

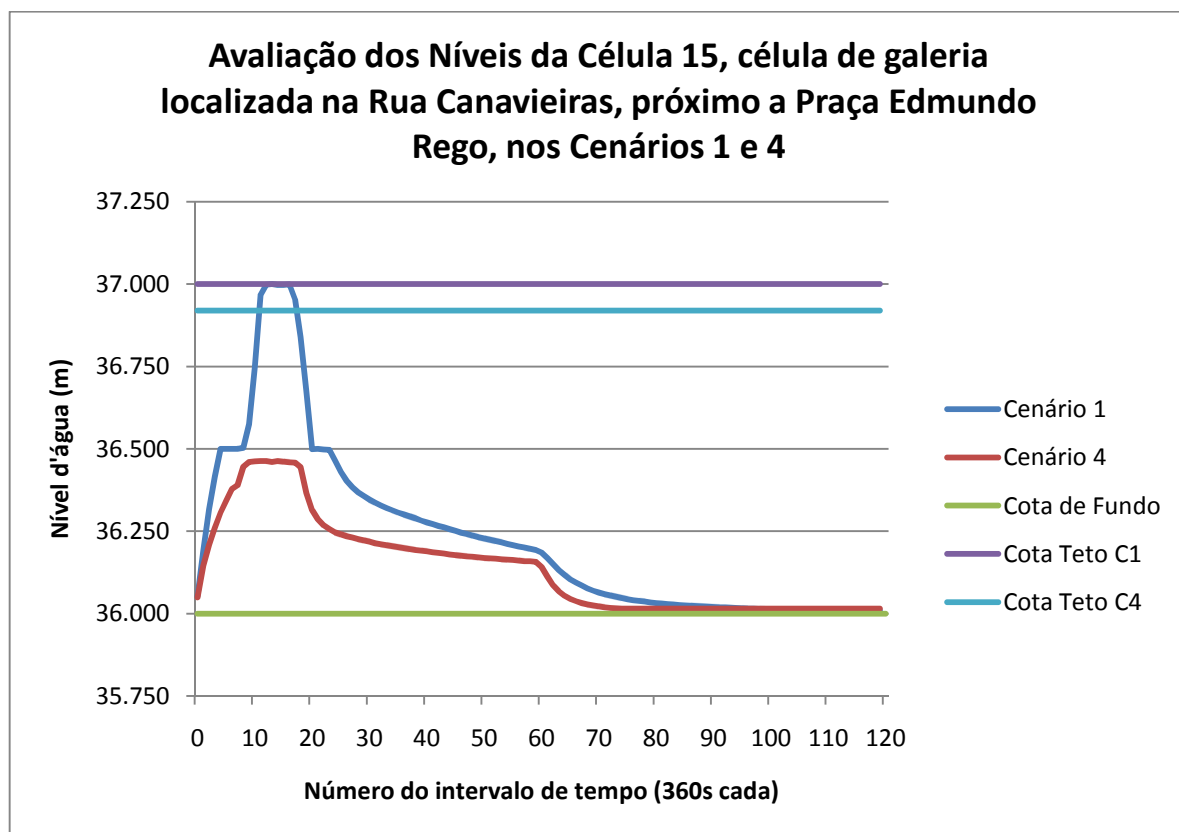


Figura 85 - Cotograma da célula 15, célula de galeria no trecho inicial do rio Urubus

Outra célula que apresentou ótimo resultado foi a da célula 214, com redução de 0,26m. Esta célula encontra-se no trecho médio do Urubus, sob o cruzamento das ruas Mendes Tavares e Teodoro da Silva, próxima à Praça Barão de Drumond. A Figura 87, a seguir, mostra o cotograma da referida célula.

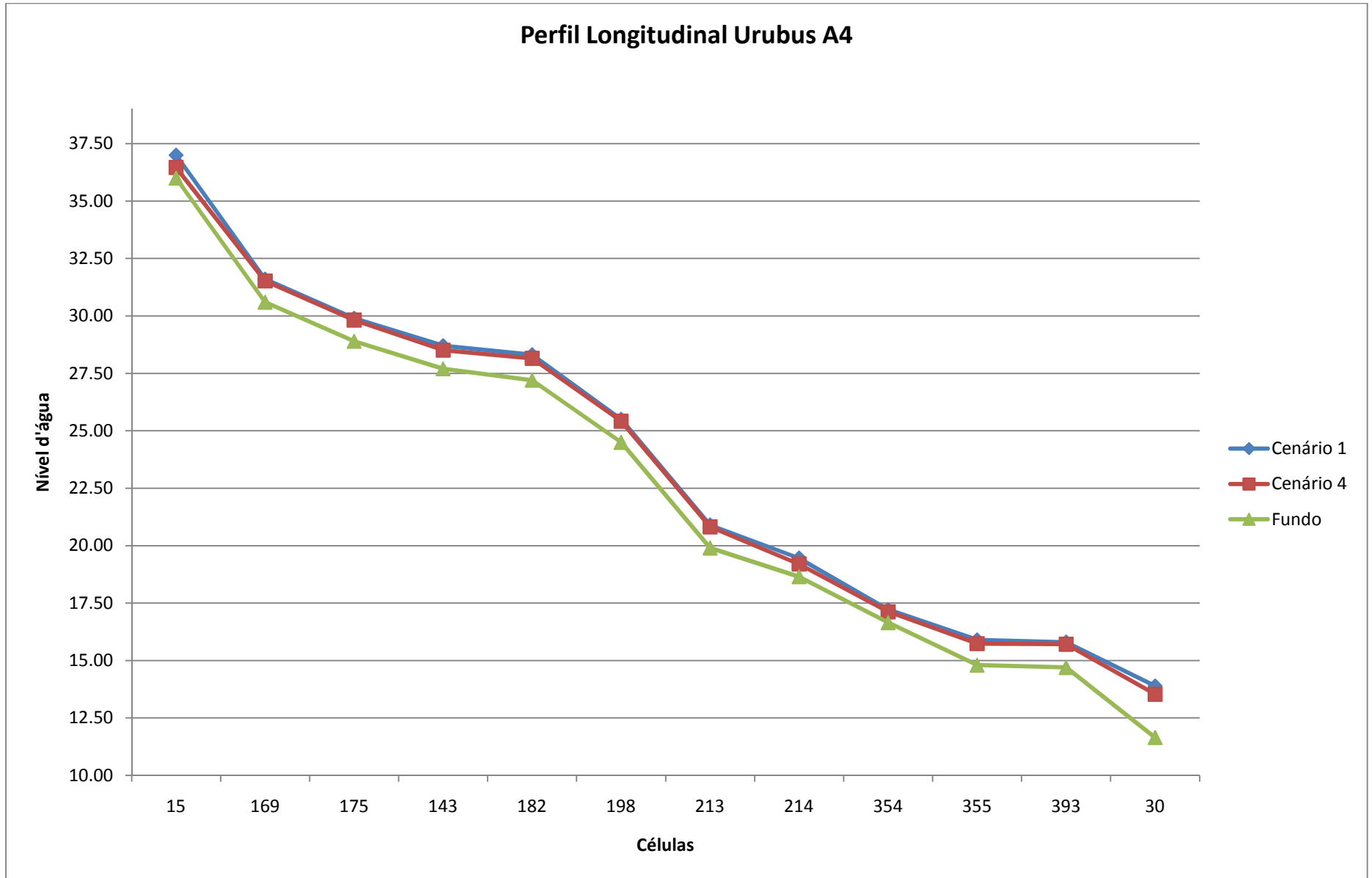


Figura 86 - Perfil Longitudinal do rio Urubus

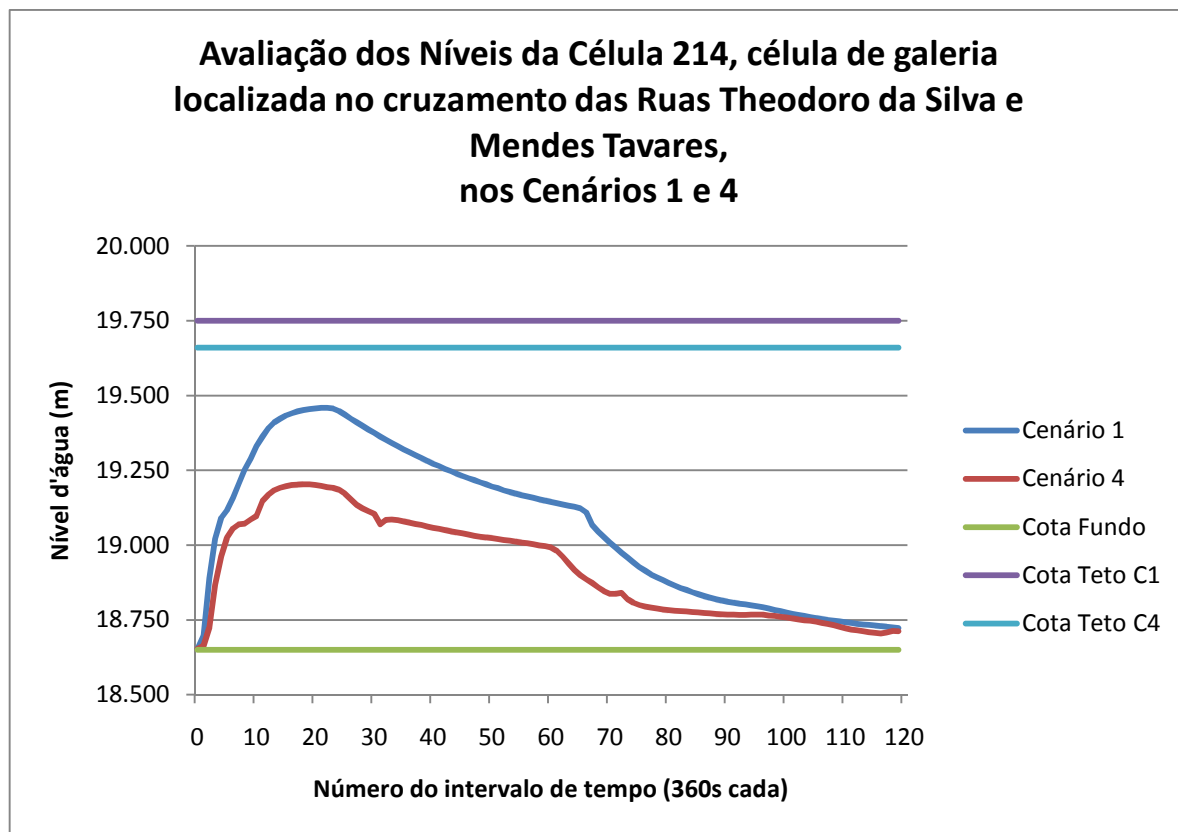


Figura 87 - Cotograma da célula 214, célula de superfície no trecho médio do rio Urubus

*Galerias* – As galerias da Avenida 28 de Setembro e da Rua Torres Homem também apresentaram resultados melhores no Cenário 4 do que no Cenário 1. Como pode ser visto no perfil longitudinal da Galeria da Avenida 28 de Setembro, Figura 88, o seu trecho inicial da célula 74 à célula 64, trecho que compreende quase totalmente o trecho que fica sob a Rua Visconde de Santa Isabel, do Parque Recanto do Trovador à Praça Barão de Drumond, foi o intervalo desta galeria que apresentou melhor desempenho. A célula escolhida para exemplificar o trecho em questão foi a célula 68, cujo cotograma é mostrado a seguir, na **Erro! Fonte de referência não encontrada.**

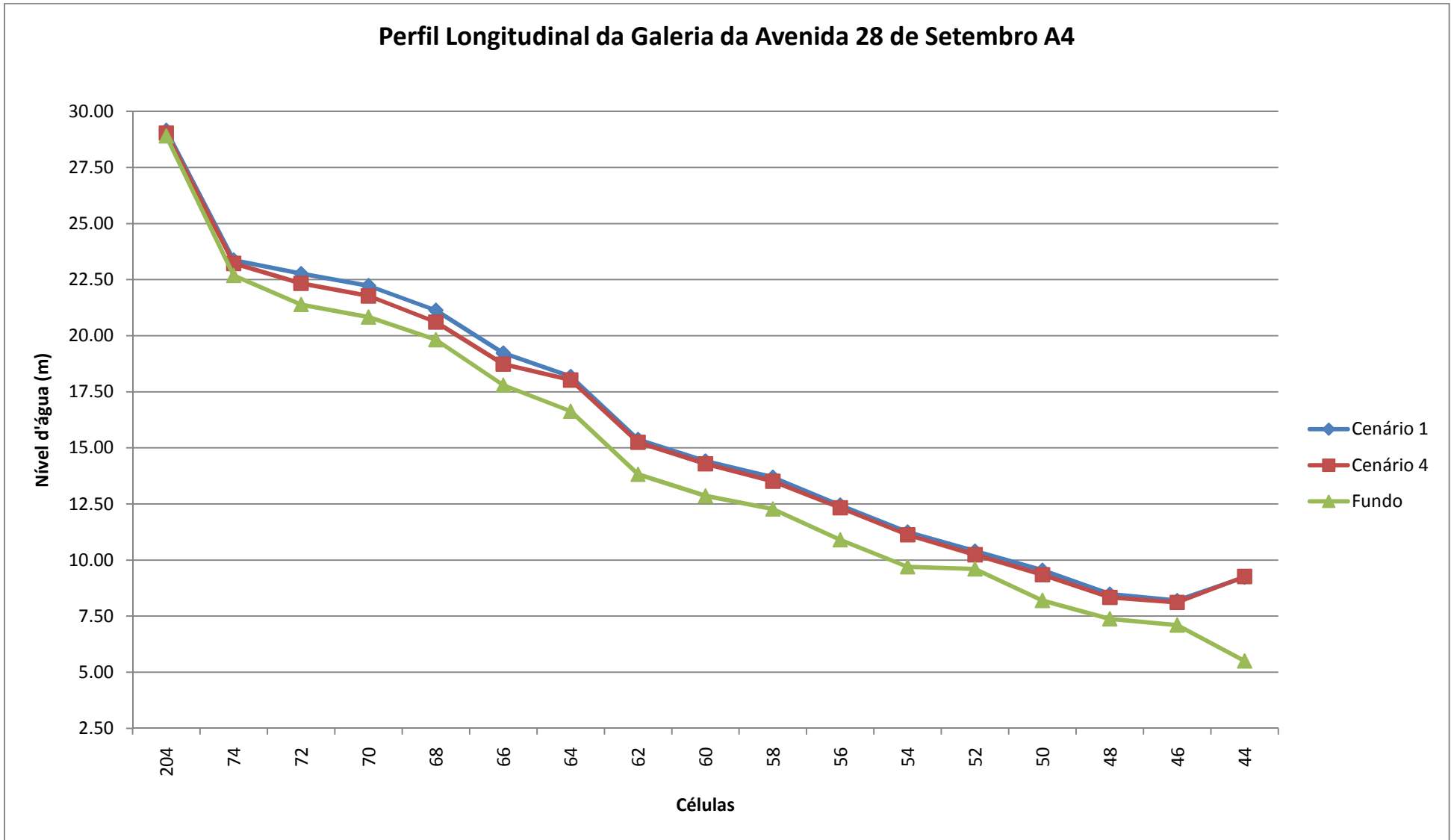


Figura 88 - Perfil Longitudinal da Galeria da Avenida 28 de Setembro

A Galeria da Rua Torres Homem apresentou resultados melhores dos que a da galeria da Avenida 28 de Setembro, com reduções que chegaram à 0,60m, na célula 377, célula de galeria da célula que abrange os cruzamentos das ruas Visconde de Abaeté e Conselheiro Autran, como mostram a Figura 90 e a Figura 89.

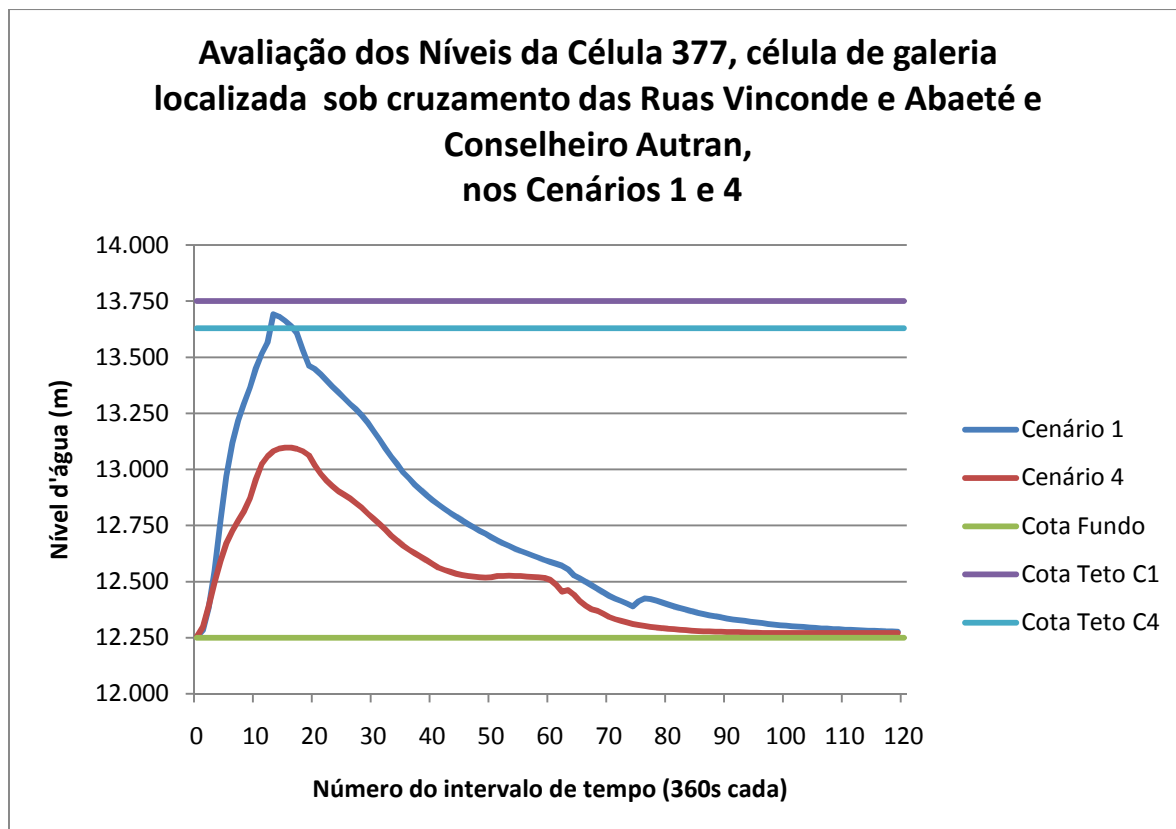


Figura 89 - Cotograma da célula 377, célula de galeria no trecho médio da Galeria da Rua Torres Homem



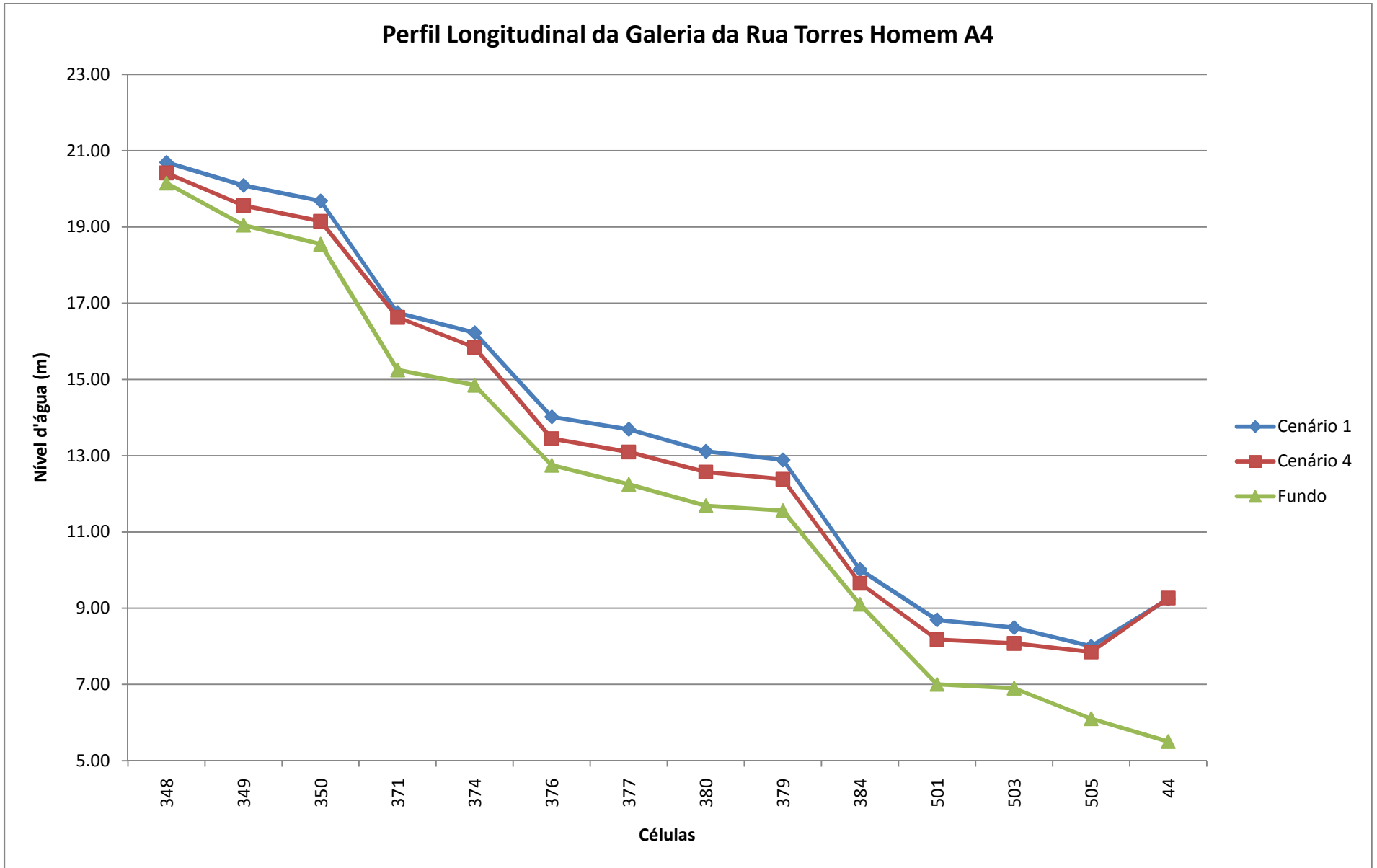


Figura 90 - Perfil Longitudinal da Galeria da Rua Torres Homem

Os bons resultados obtidos pelas galerias, em especial pela da Rua Torres Homem, são explicados pela ação conjunta dos reservatórios e a manutenção das condições de escoamento das galerias, que, ao acumular um volume de água, permite que o restante seja escoado de forma eficiente e segura.

*Planícies* – As células de planícies apresentaram resultados coerentes com os demais deste Cenário, com reduções que variam dezenas de centímetros, como as das células escolhidas para a representação destes resultados. A célula 761, célula de superfície do trecho inicial do Urubus, apresentou reduções de cerca de 0,26m e a 57, célula de superfície que representa o cruzamento das Rua Gonzaga Bastos com a Avenida 28 de Setembro, onde a redução foi de 0,26m, como mostram as Figura 91 e Figura 92 a seguir.

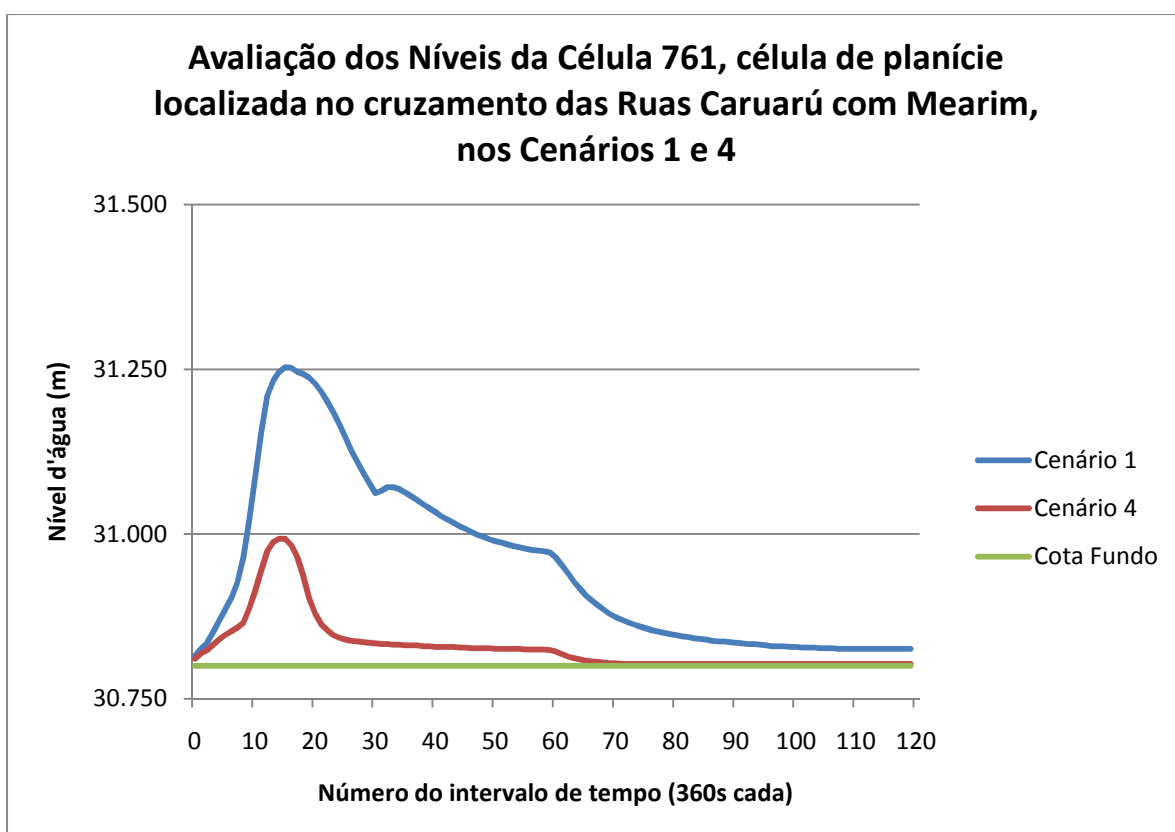


Figura 91 - Cotograma da célula 761, célula de superfície no trecho inicial do rio Urubus

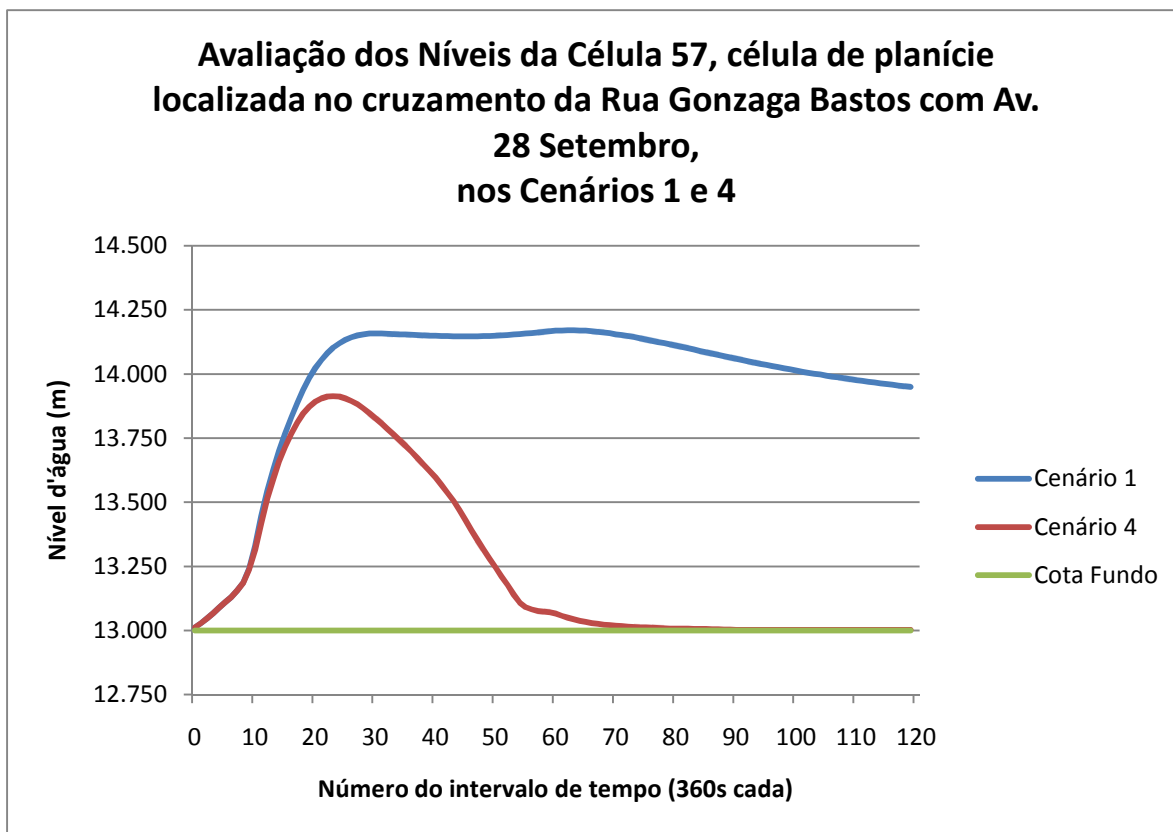


Figura 92 - Cotograma da célula 57, célula de superfície no trecho médio da Galeria da Avenida 28 de Setembro

Os anexos 1 e 5 representam as manchas de inundação da bacia do Rio Joana para os Cenários 1 e 4, respectivamente.

Foi possível observar, nesta análise, os resultados obtidos com a implantação das duas soluções propostas funcionando simultaneamente. O desempenho geral do sistema foi o melhor entre todos os Cenários, como era o esperado, uma vez que as soluções são complementares. Os reservatórios, ao acumular uma fração da água que escoava pelas encostas, retêm também os sólidos carregados por essas águas. Com isso, as entradas das redes de microdrenagem ficam desimpedidas, possibilitando uma captação mais eficiente das águas que incidiram diretamente sobre as ruas e lotes. Além dessa reorganização no tempo do volume a ser captado e a captação mais eficiente, a condução dessas águas também foi melhor, uma vez que a manutenção das redes possibilita que estas mantenham suas características operacionais ótimas. Assim, o sistema trabalha integrado, garantindo melhores resultados.

### **Análise 5 – Comparação entre os Cenários 2 e 3SI**

*Rio Joana* – Os resultados do Cenário 2 sobre o Cenário 3SL foram melhores em quase todas as células, com exceção de algumas células do trecho médio do rio, situação mostrada na Figura 93, a seguir, trecho onde o rio Joana passa a escoar à céu aberto. Neste trecho, o melhor desempenho do Cenário 3SL é explicado pela melhor distribuição da água no sistema que, ao chegar em uma seção mais larga, tem seu nível reduzido. Um pouco mais à jusante, onde as características da calha voltam a ser importantes, o Cenário 2 volta a ser mais eficiente, uma vez que nele melhores condições de escoamento são mantidas.

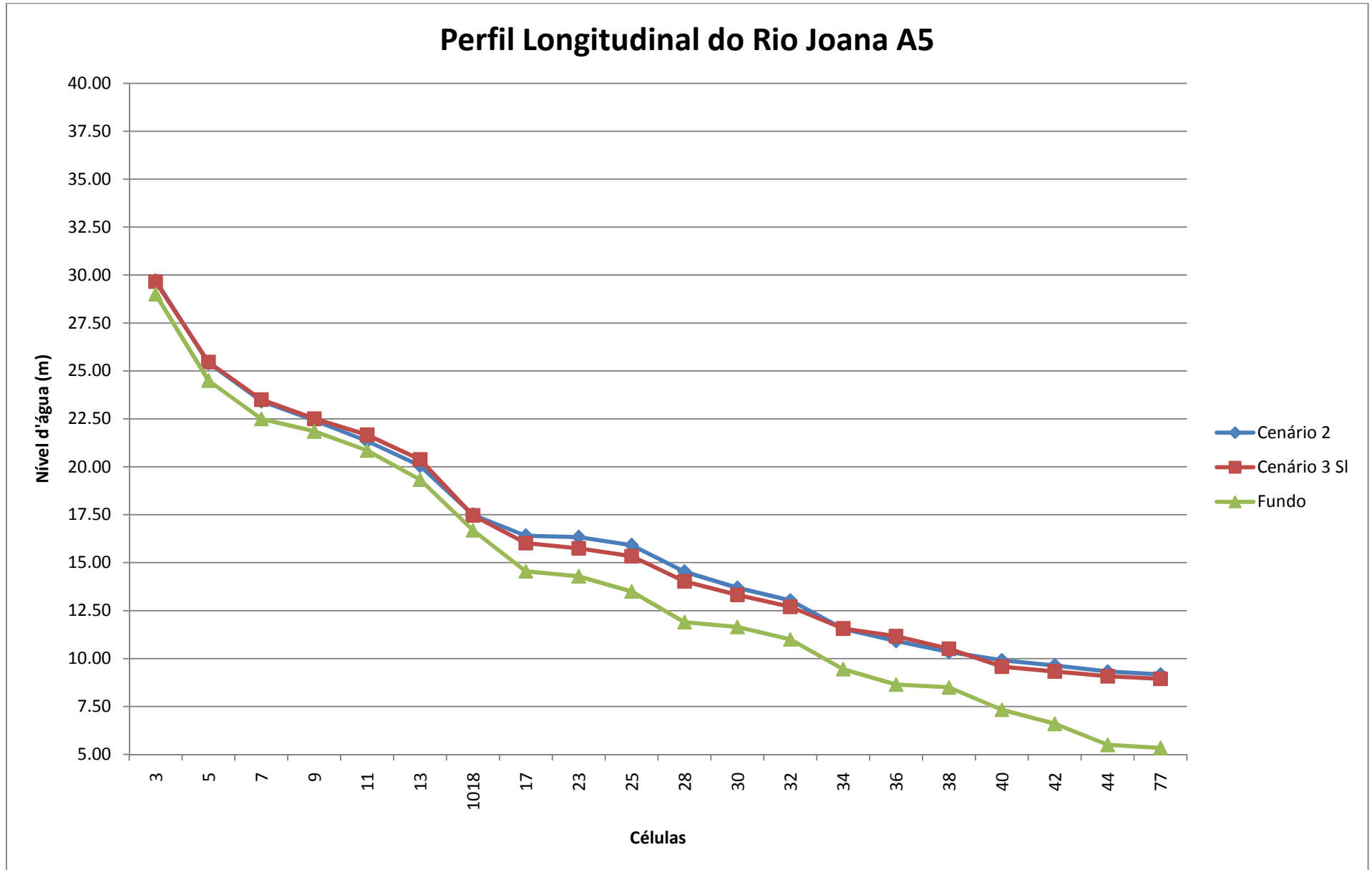


Figura 93 - Perfil Longitudinal do rio Joana

A seguir são mostrados os cotogramas das células 23, 77, na Figura 94 e Figura 95, respectivamente. Estas células representam os trechos onde o Joana passa a escoar à céu aberto, e o final, próximo à confluência com o Rio Maracanã, respectivamente.

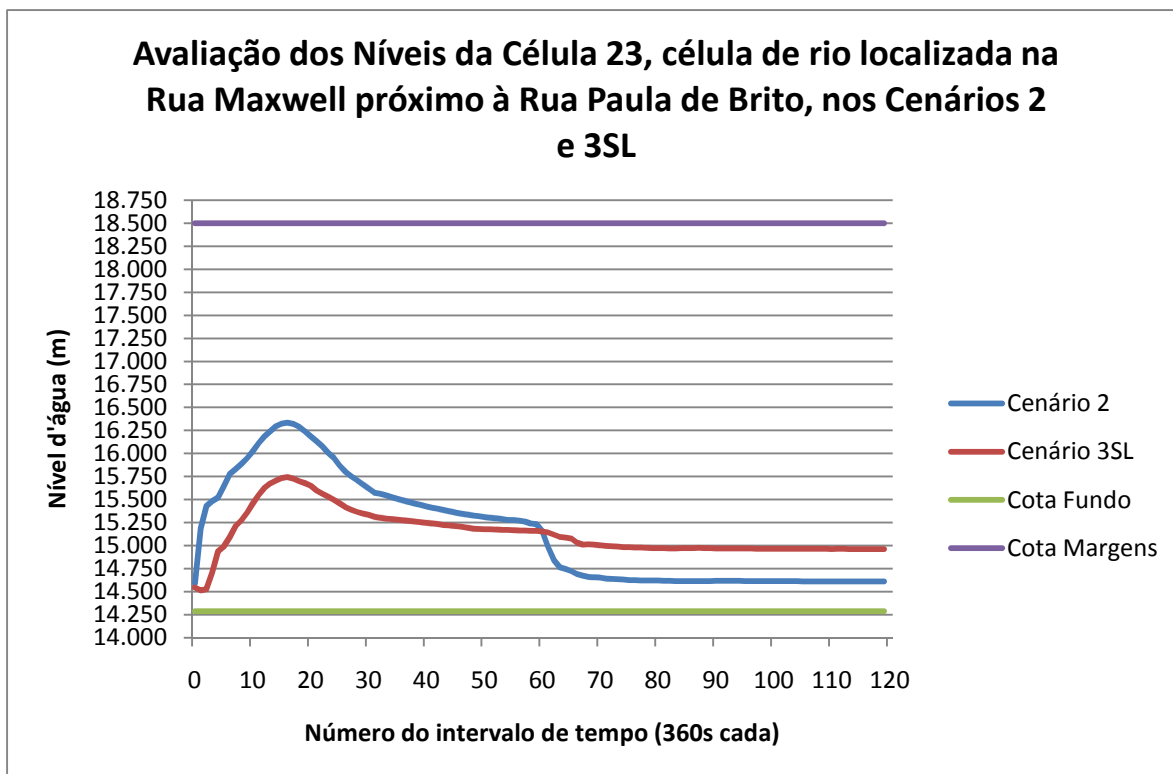


Figura 94 - Cotograma da célula 23, célula no trecho médio do rio Joana

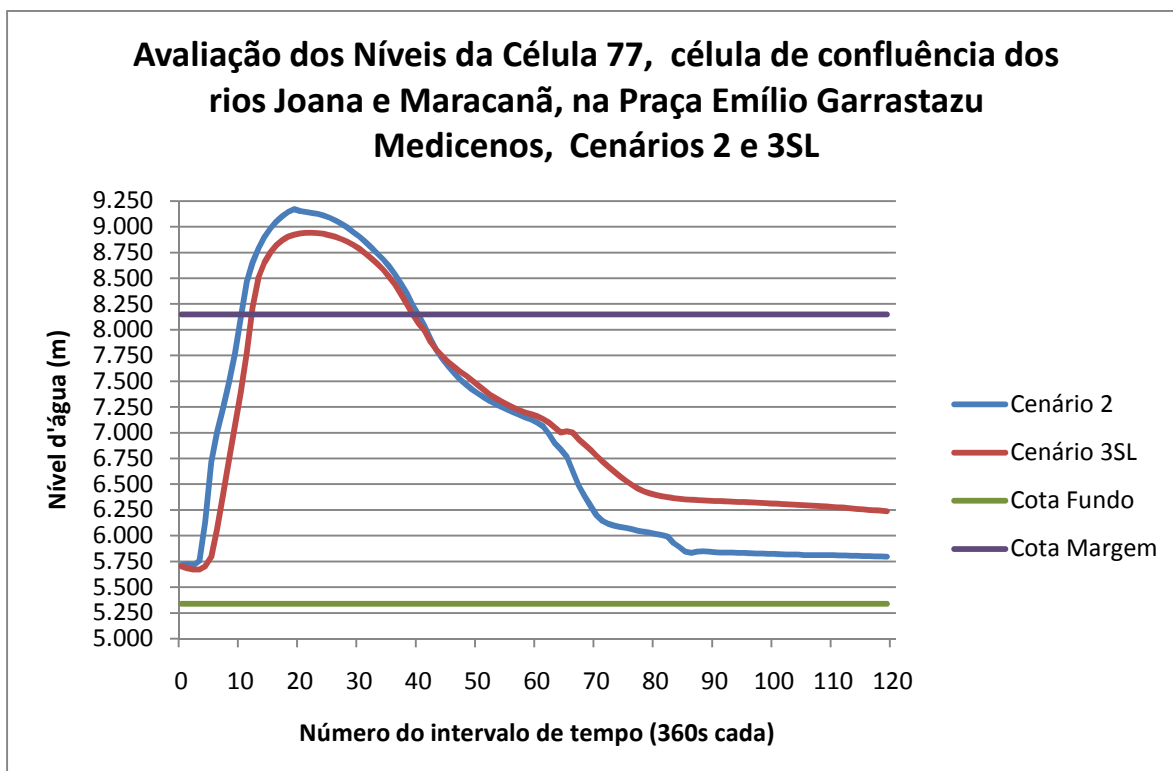


Figura 95 - Cotograma da célula 77, exutório da bacia do Rio Joana

*Rio Urubus* – O Cenário 2 apresenta resultados melhores em todas as células do rio, que corre em galerias até a confluência com o rio Joana, com níveis máximos menores que variaram entre 0,08m e 0,20m, como pode ser visto no perfil longitudinal, Figura 98. Nela, observa-se que nas células 15, 143 e 214 as diferenças entre os níveis d'água calculados são os mais significativos, sendo de 0,54m, 0,19m e 0,25m, respectivamente. As Figura 96 e Figura 97 mostram os cotogramas das células 175 e 214.

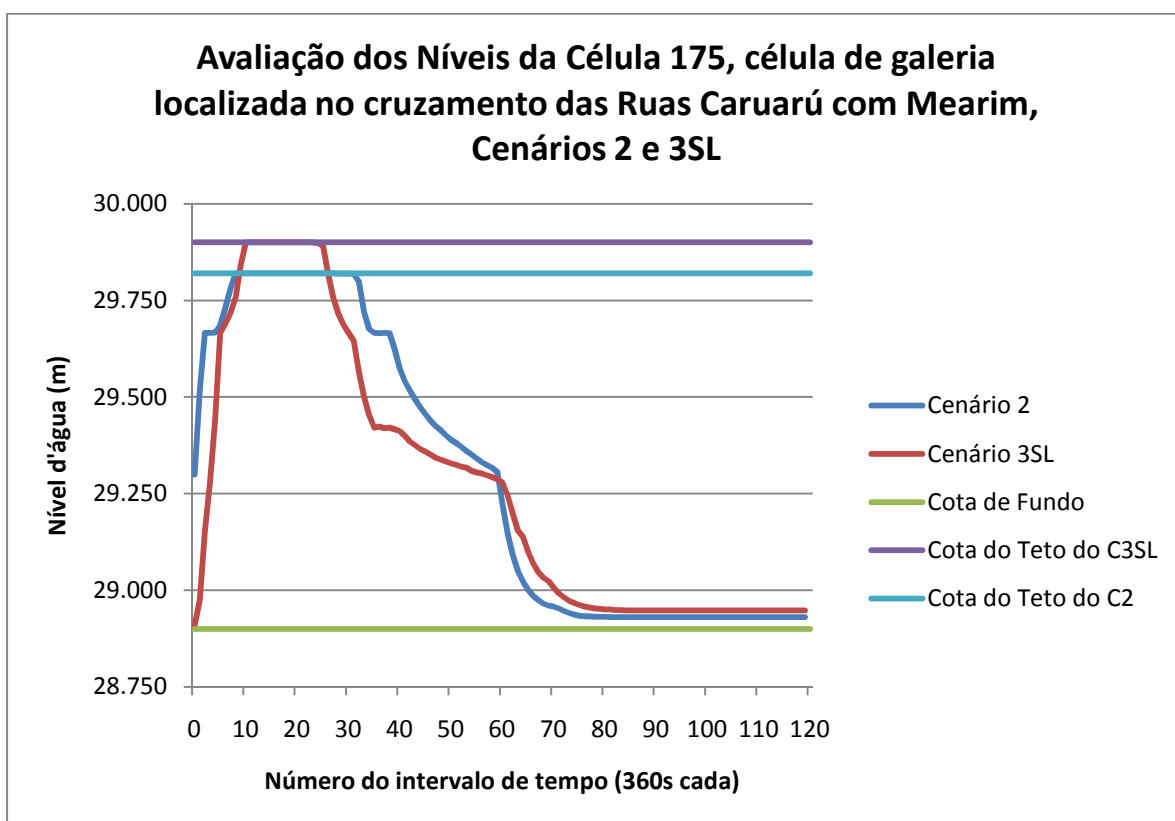


Figura 96 - Cotograma da célula 175, célula de galeria no trecho inicial do rio Urubus

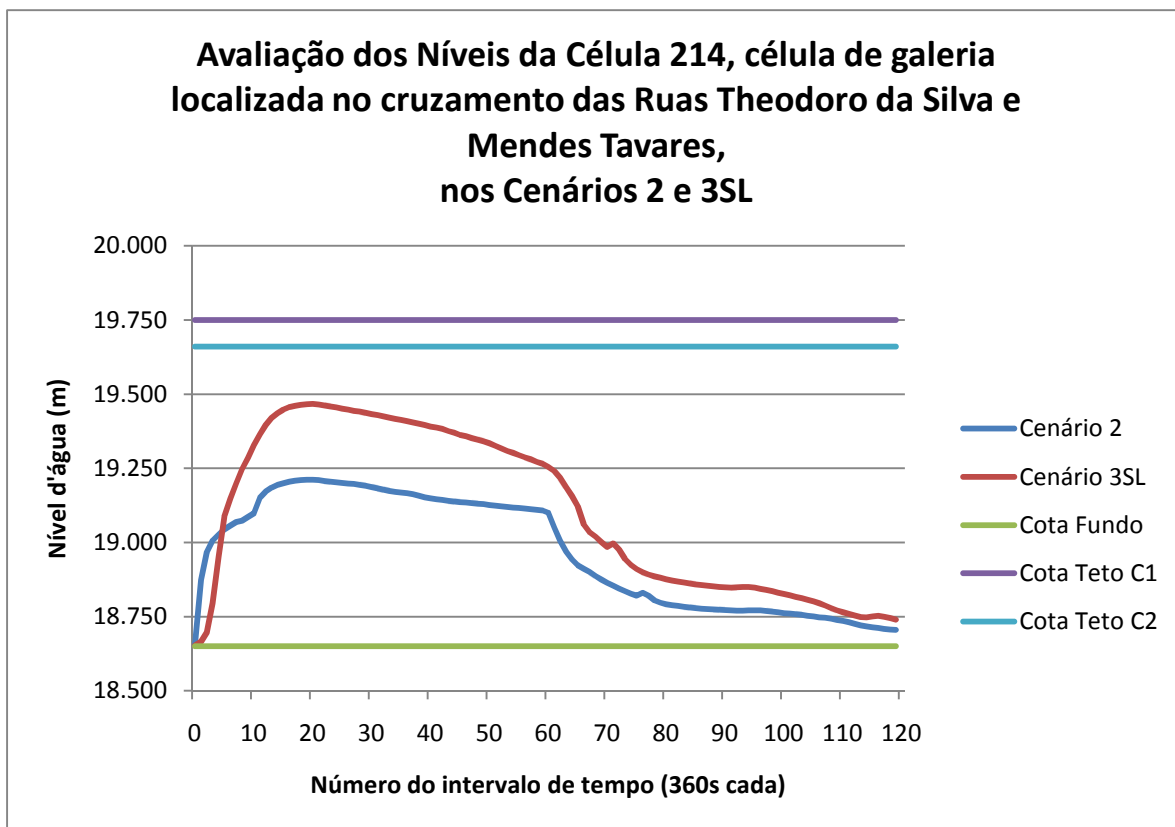


Figura 97 - Cotograma da célula 214, célula de superfície associada à célula 175

As células escolhidas, 175 e 214, encontram-se respectivamente, no trecho inicial e médio do rio Urubus. A célula 175 mesmo estando próximo ao reservatório implantado na cabeceira deste rio apresentou melhor resultado no Cenário 2, embora este estivesse próximo do resultado calculado para o Cenário 3SL. Na célula 214, localizada no trecho médio, o resultado foi o mesmo do que o encontrado para a célula 175, sendo que a diferença entre os níveis máximos calculados aqui foram maiores.



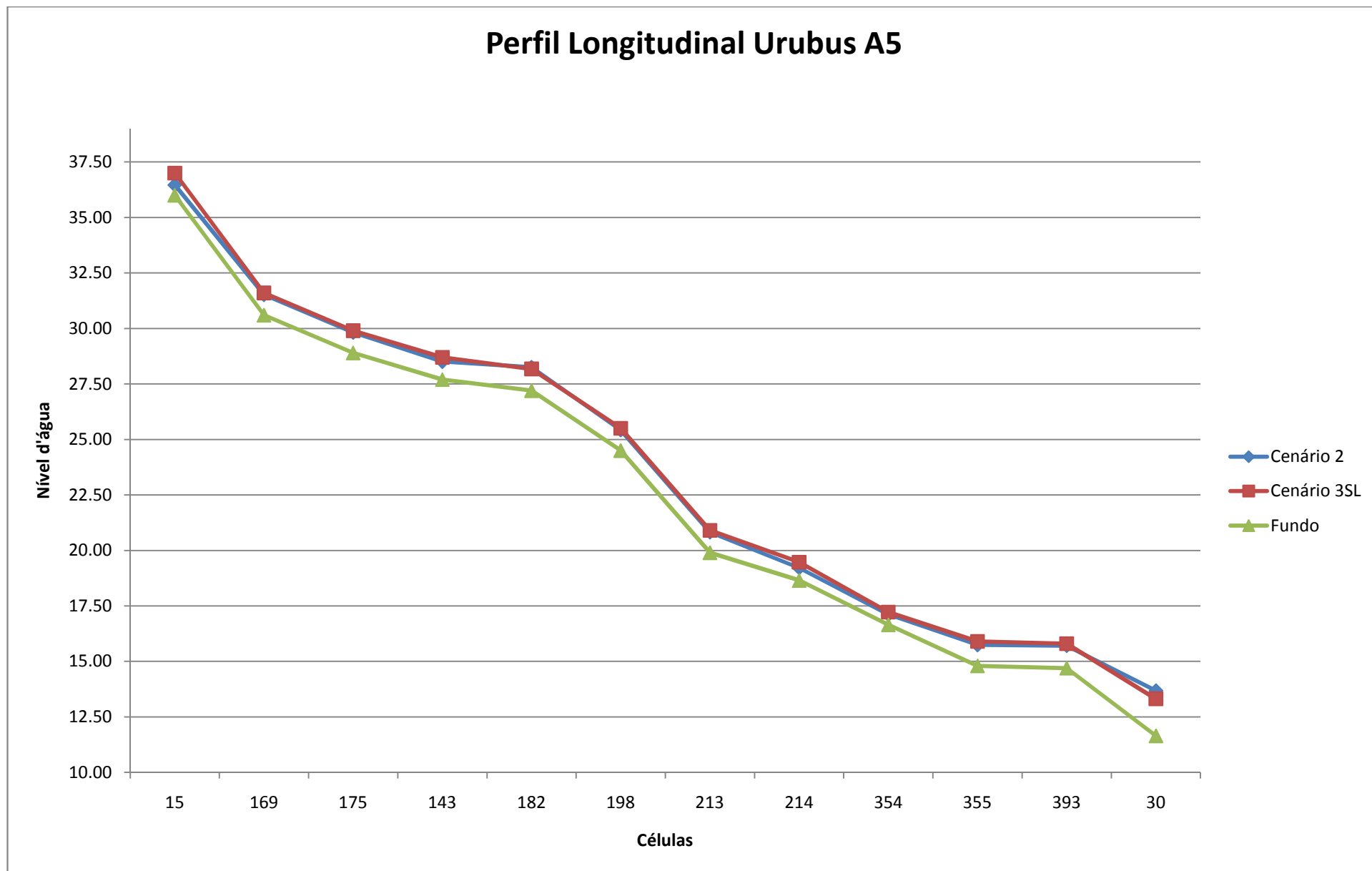


Figura 98 - Perfil Longitudinal do rio Urubus

*Galerias* – As galerias da Rua Torres Homem e Avenida 28 de Setembro também tiveram desempenhos melhores no Cenário 2, quando comparadas com o Cenário 3SL, como pode ser visto na Figura 101 e Figura 102 . Alguns dos resultados encontrados indicaram reduções nas lâminas d'água da ordem de 60%, nos trechos iniciais das galerias. A Figura 99 e Figura 100 mostram os cotagramas das células 66, na galeria da Avenida 28 de Setembro, e 349, na galeria da Rua Torres Homem.

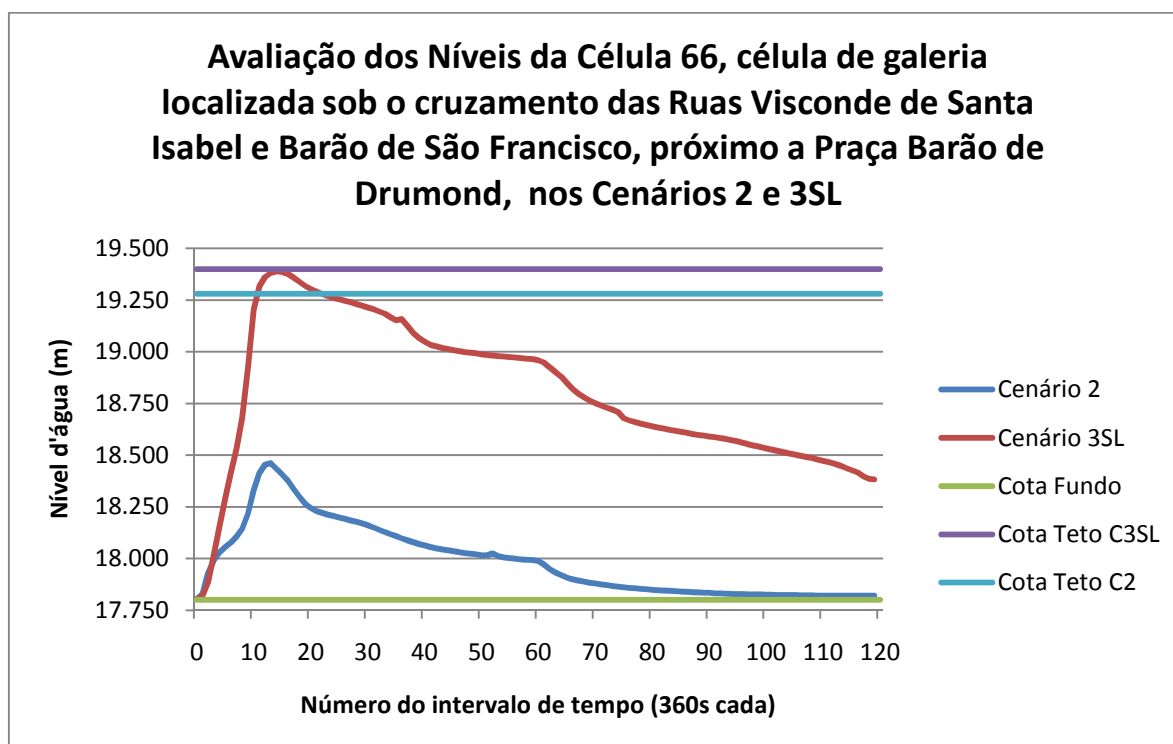


Figura 99 - Cotograma da célula 66, célula de galeria no trecho médio da Avenida 28 de Setembro

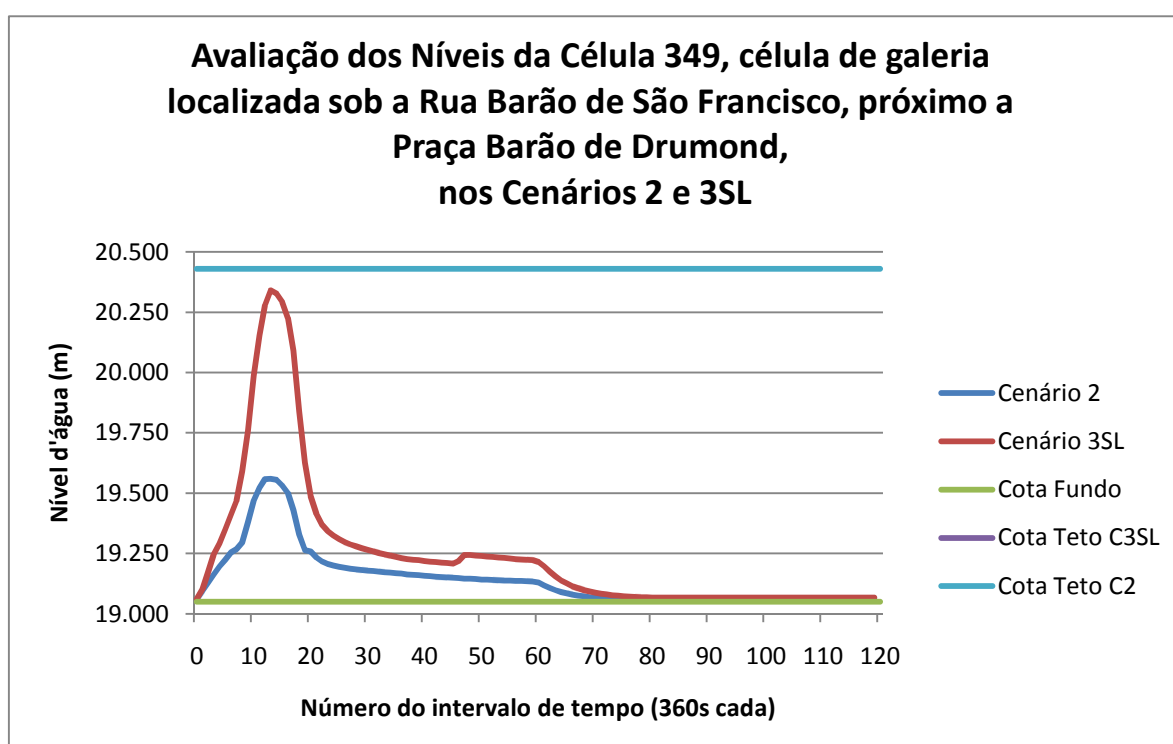


Figura 100 - Cotograma da célula 349, célula do trecho inicial do Urubus

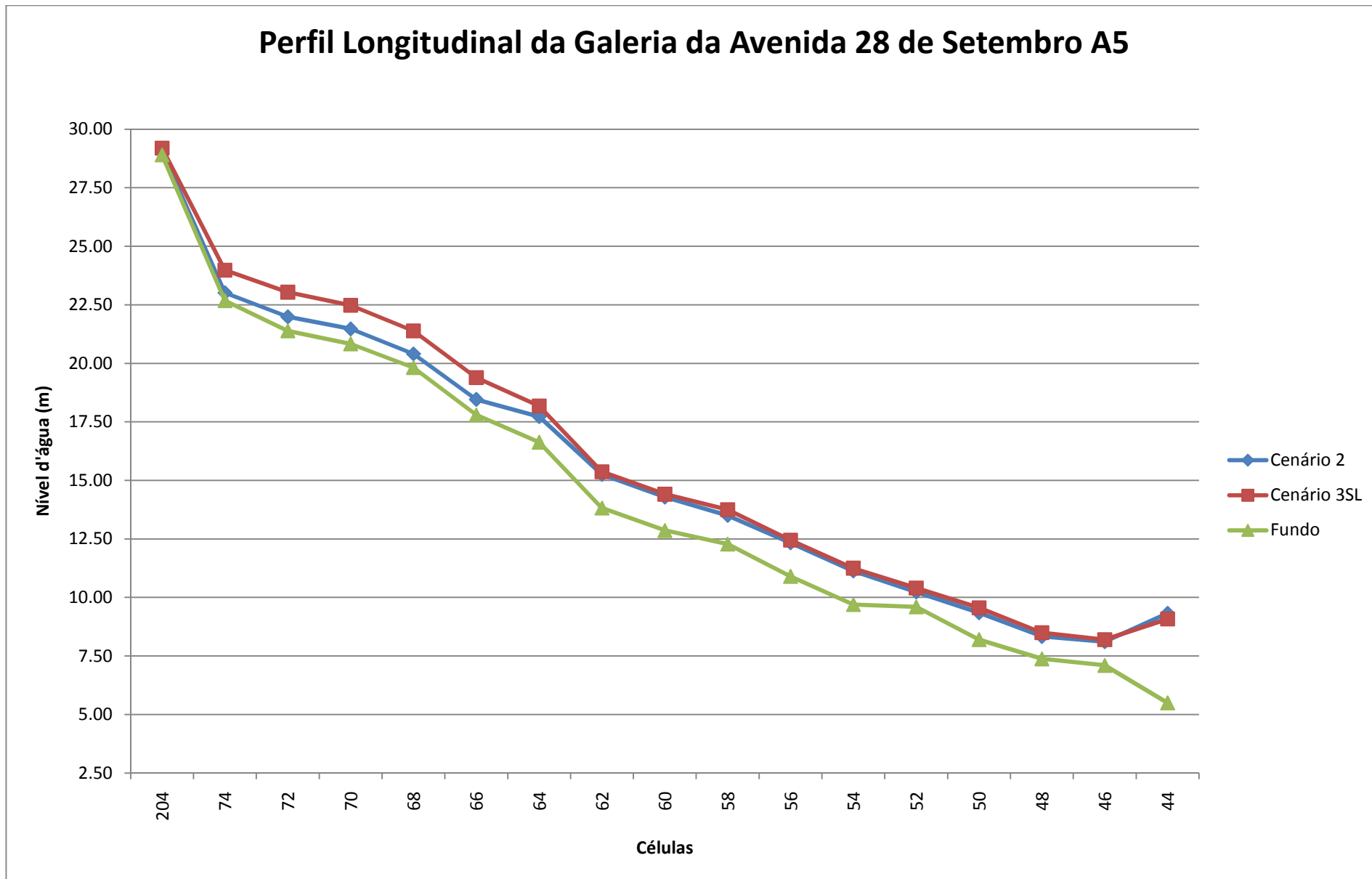


Figura 101 - Perfil Longitudinal da Galeria da Avenida 28 de Setembro

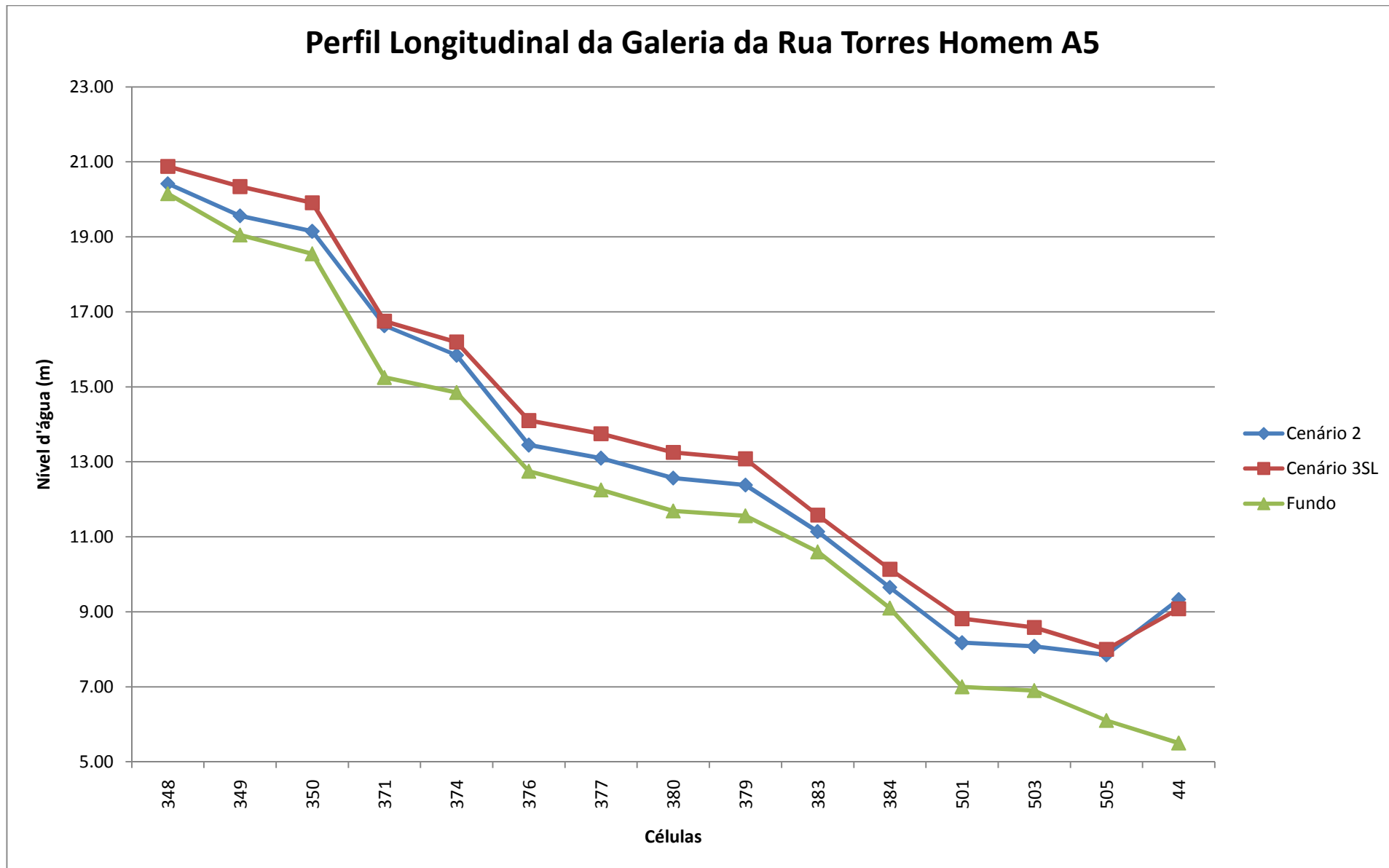


Figura 102 - Perfil Longitudinal da Galeria da Rua Torres Homem

*Planícies* – Nas planícies, principalmente nas áreas próximas aos reservatórios, esperava-se que os resultados fossem mais favoráveis aos reservatórios. Esse melhor desempenho dos reservatórios de fato ocorreu, como mostrado na Figura 103 e enquanto que na célula 769, Figura 104, esta diferença tenha subido para 0,19m, como pode ser visto nos cotogramas a seguir.

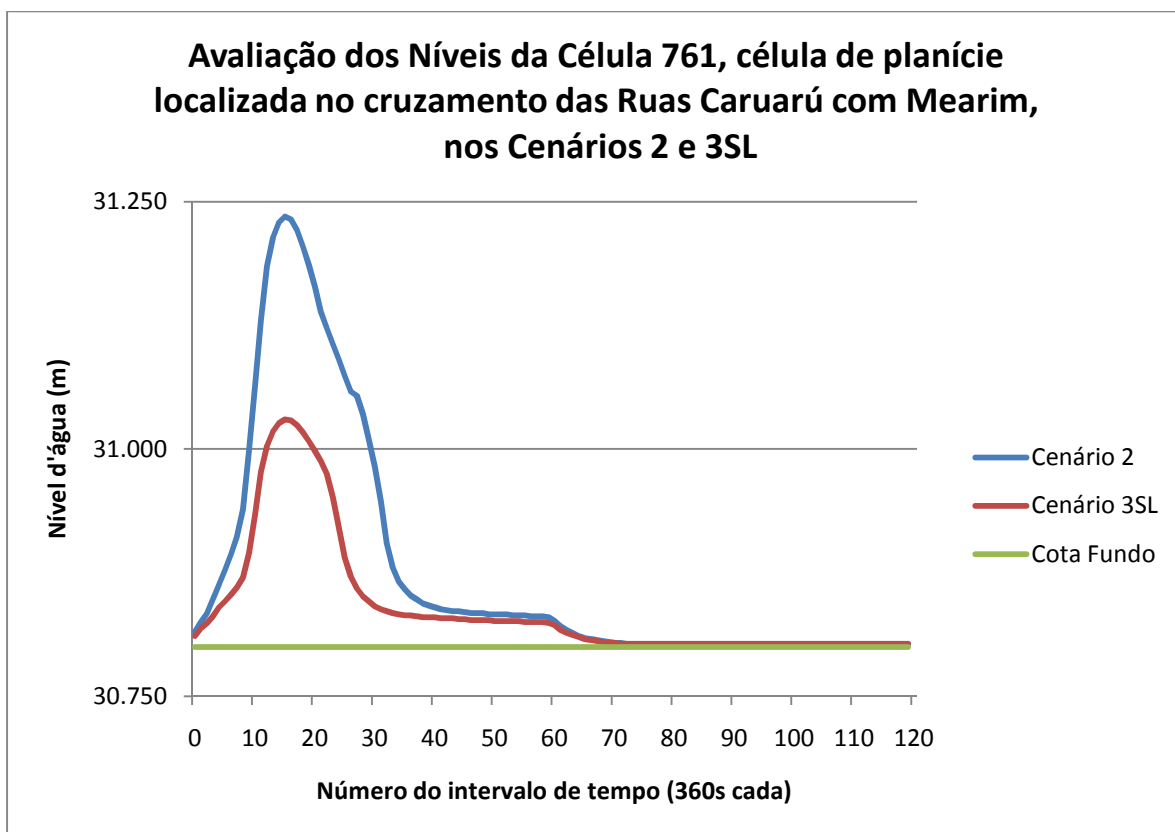


Figura 103 - Cotograma da célula 761, célula de planície próxima ao reservatório do Rio Urubus

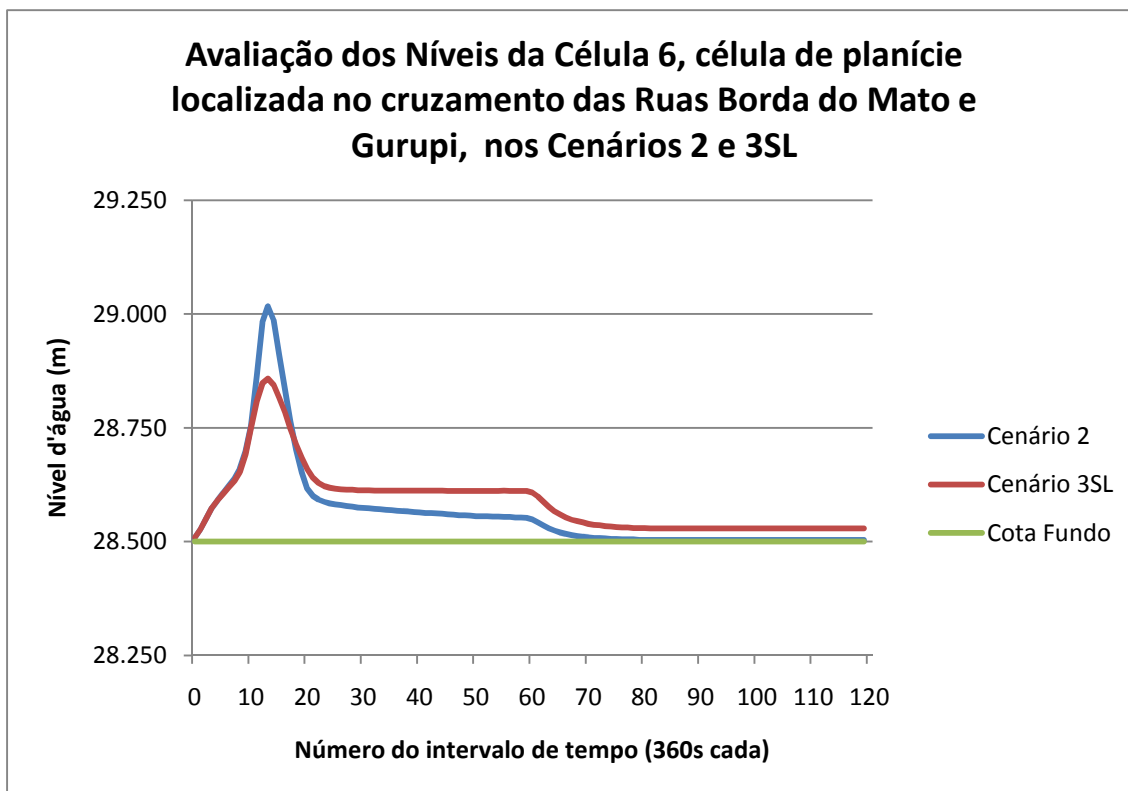


Figura 104 - Cotograma da célula 6, célula de superfície no trecho inicial do Joana

Com estes resultados percebe-se que, de fato os reservatórios de amortecimento são capazes de alterar o hidrograma de algumas células. Na bacia em questão, onde grande parte dos rios principais encontram-se canalizados, os reservatórios possuem uma área de influência menor, tendo a importância do seu efeito de amortecimento reduzindo mais rapidamente.

### **Análise 6 – Comparação entre os Cenários 2, 3SL e 4**

*Rio Joana* – O Cenário 4 apresentou os melhores resultados em quase todo o rio Joana, quando comparado com os Cenário 2 e 3SL. A exceção foi no trecho médio, quando o Joana passa a correr à céu aberto, onde o Cenário 3SL, por conduzir vazões amortecidas, apresenta melhores resultados, havendo uma redução do nível máximo, decorrente do aumento da área molhada. O perfil longitudinal do Joana é mostrado na Figura 105, a seguir.

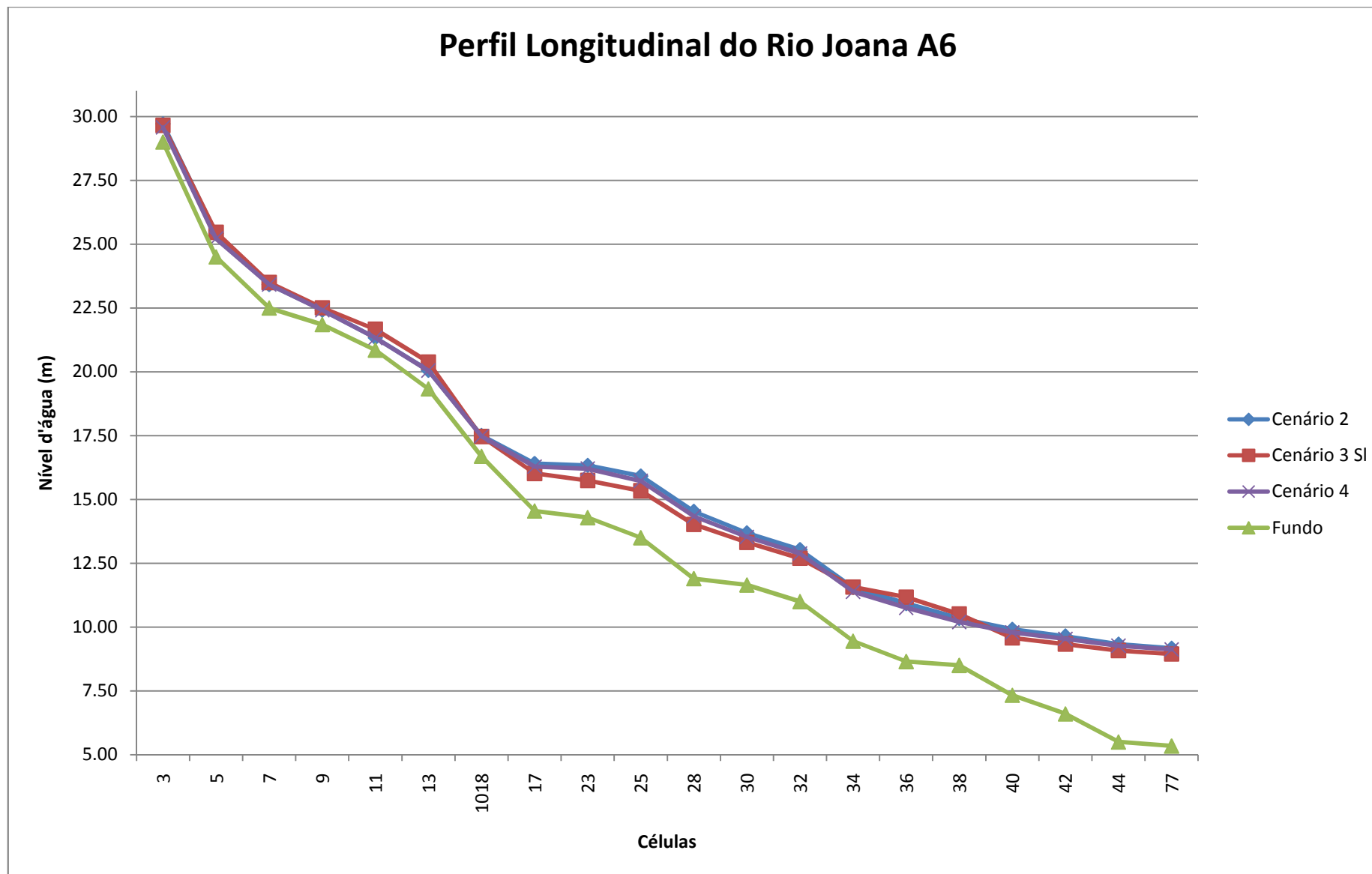


Figura 105 - Perfil Longitudinal do rio Joana



Os resultados melhores do Joana se devem ao funcionamento conjunto dos reservatórios e das galerias, que permitem o melhor escoamento das águas que não foram retidas nos reservatórios, como pode ser visto no cotograma das célula 36 e 77, Figura 106 e Figura 107, respectivamente.

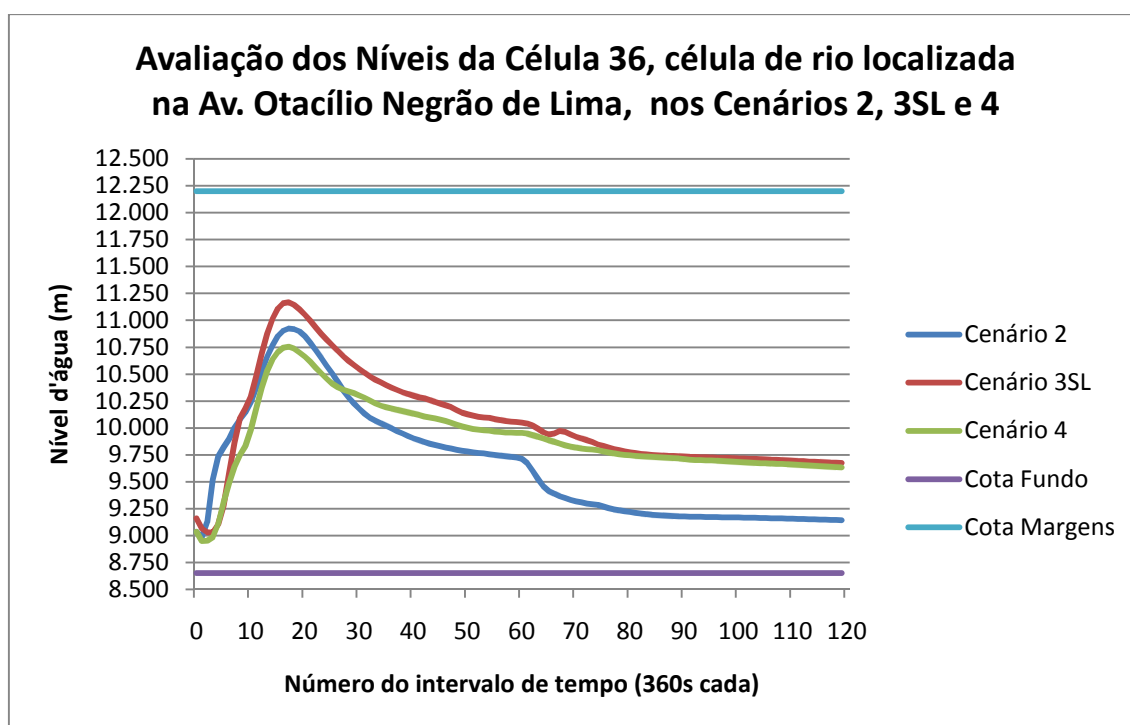


Figura 106 - Cotograma da célula 36, célula de rio no trecho final do rio Joana

Percebe-se no cotograma acima que os valores calculados no Cenário 4, por conjugar as duas soluções, comporta-se de forma intermediária entre os dois cenários, tendo um pico menor que o do Cenário 2 e comportamento final similar ao do Cenário 3SL.

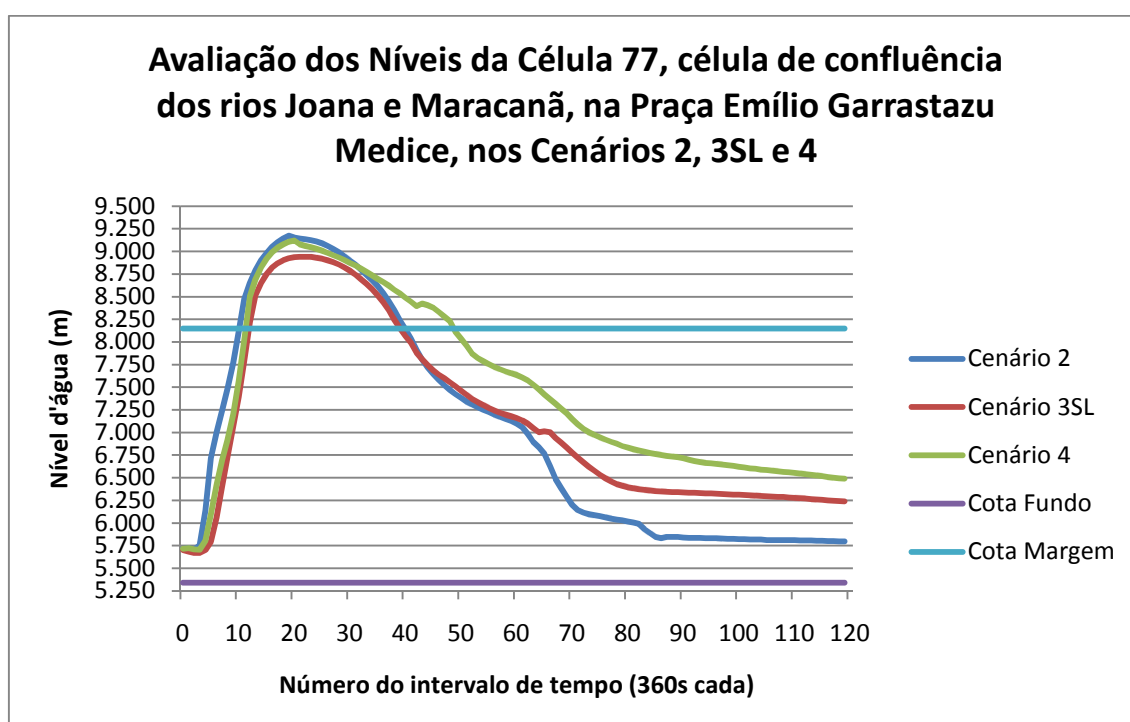


Figura 107 - Cotograma da célula 77, célula do exutório da bacia

*Rio Urubus* – Na comparação dos resultados entre os três cenários observou-se que os melhores resultados foram os calculados nos Cenários 2 e 4, tendo eles valores iguais para as cotas das galerias e valores menores para as células de superfície no Cenário 4, como pode ser visto no perfil longitudinal do Urubus, Figura 108, a seguir. Esses resultados indicam que, para esta área, embora os reservatórios tenham alguma importância na redução dos níveis máximos das células próximas a eles, o bom funcionamento das galerias tem um impacto maior e determinante nos resultados que o funcionamento dos reservatórios.

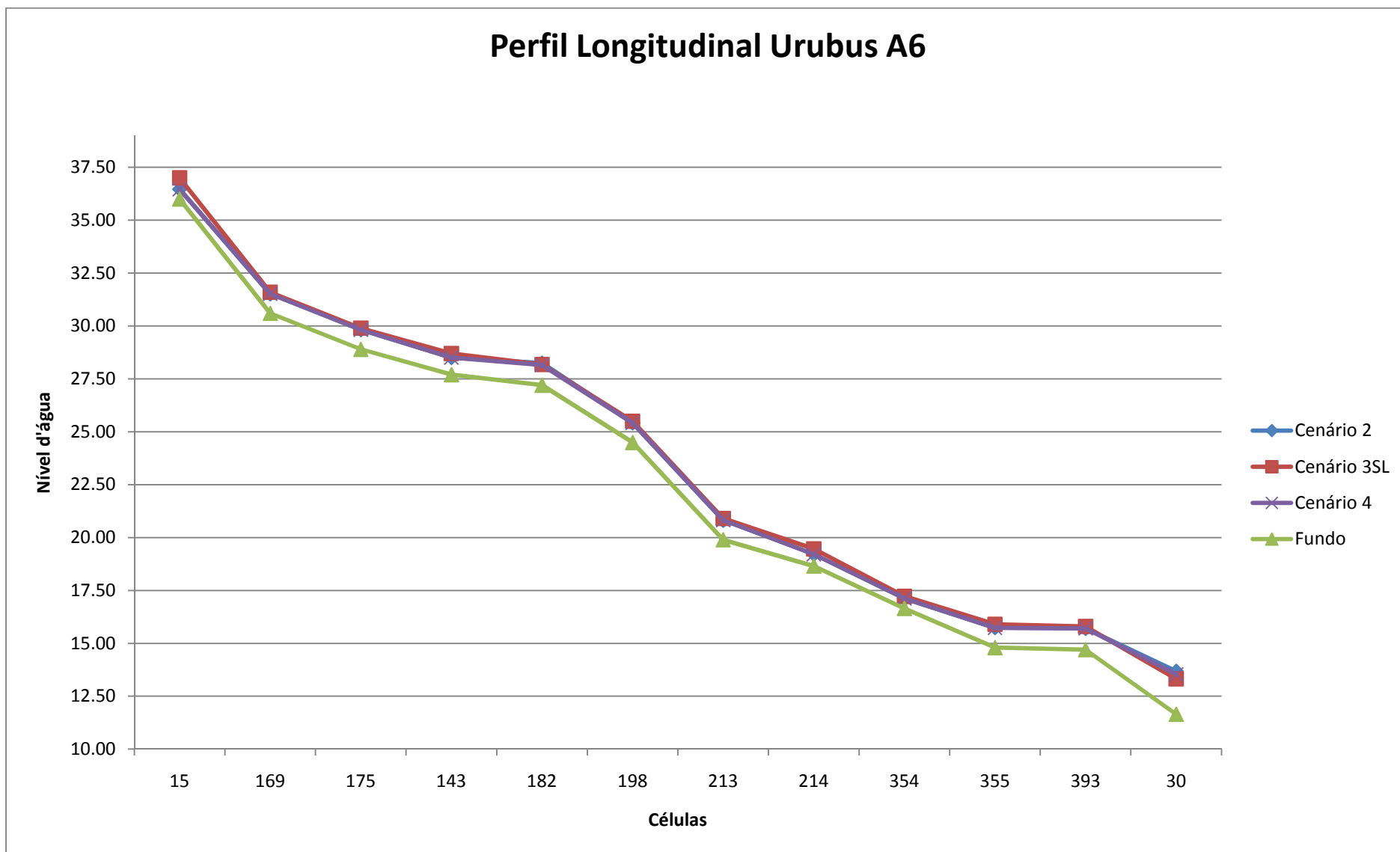


Figura 108 - Perfil Longitudinal do rio Urubus

As Figura 109 e Figura 110 exemplificam o comentário feito anteriormente. Nelas, é possível ver que os níveis máximos calculados para a galeria são iguais nos Cenários 2 e 4, enquanto na célula de superfície associada à essa galeria os níveis calculados para o Cenário 4 são menores. Isso acontece porque no Cenário 4 há o funcionamento conjunto dos reservatórios, que captam uma parcela da água, reduzindo o nível máximo de alagamento da célula.

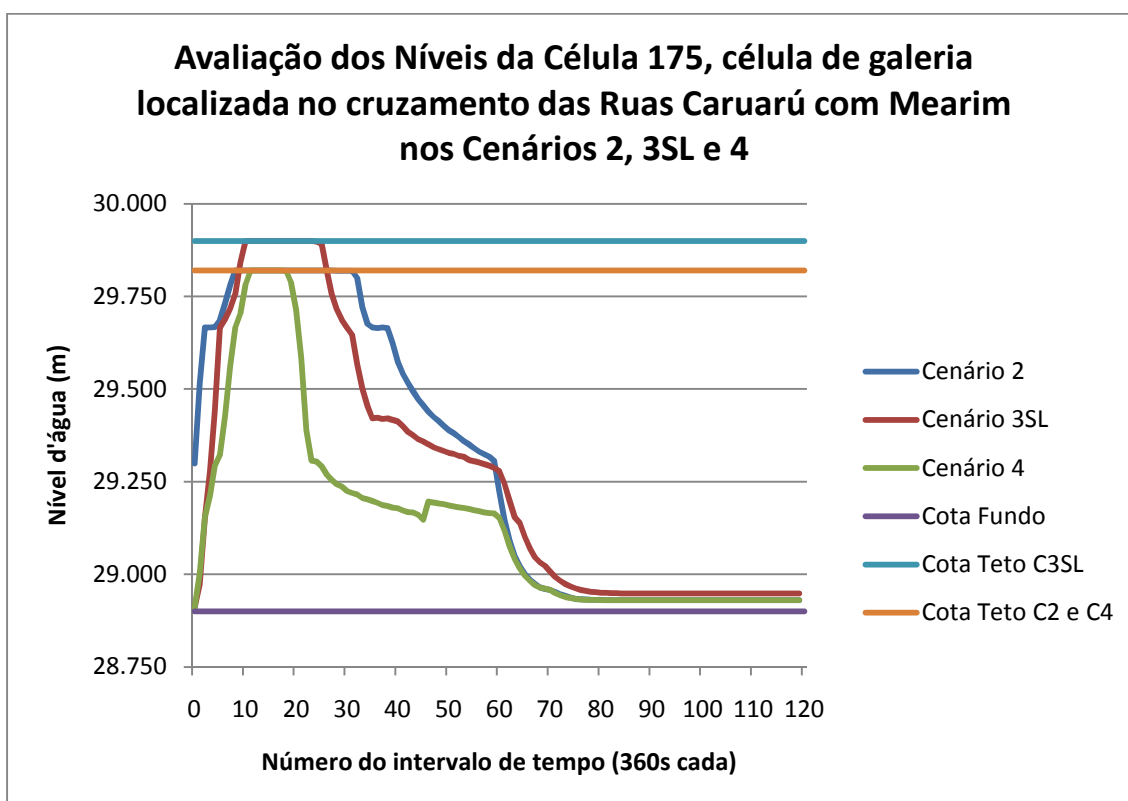


Figura 109 - Cotograma da célula 175, célula de galeria do trecho inicial do rio Urubus

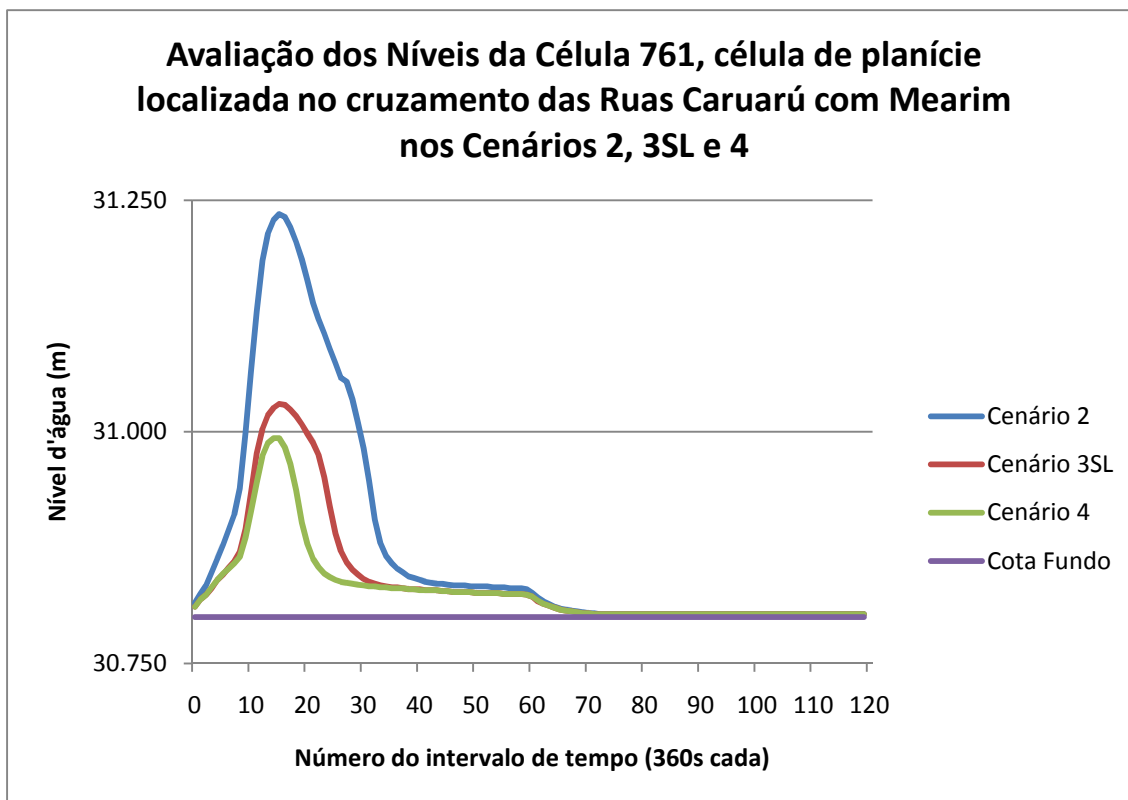


Figura 110 - Célula de superfície do trecho inicial do rio Urubus, célula de superfície associada à célula 175

*Galerias* – As galerias da Avenida 28 de Setembro e Rua Torres Homem têm comportamentos parecidos quando comparadas nos três cenários simultaneamente. Nos trechos em galeria de todo o Urubus e a partir do ponto onde a condição de contorno aplicada na célula 75 já não é percebida pela galeria na Avenida 28 de Setembro, célula 62, os resultados do Cenário 2 são iguais aos do Cenário 4, e estes são levemente melhores que os do Cenário 3 SL, comportamento previsto, uma vez que nos Cenários 2 e 4 há a consideração de uma rede em condições operacionais ótimas, situação não presente no Cenário 3, como pode ser visto nas Figura 111 e Figura 112.

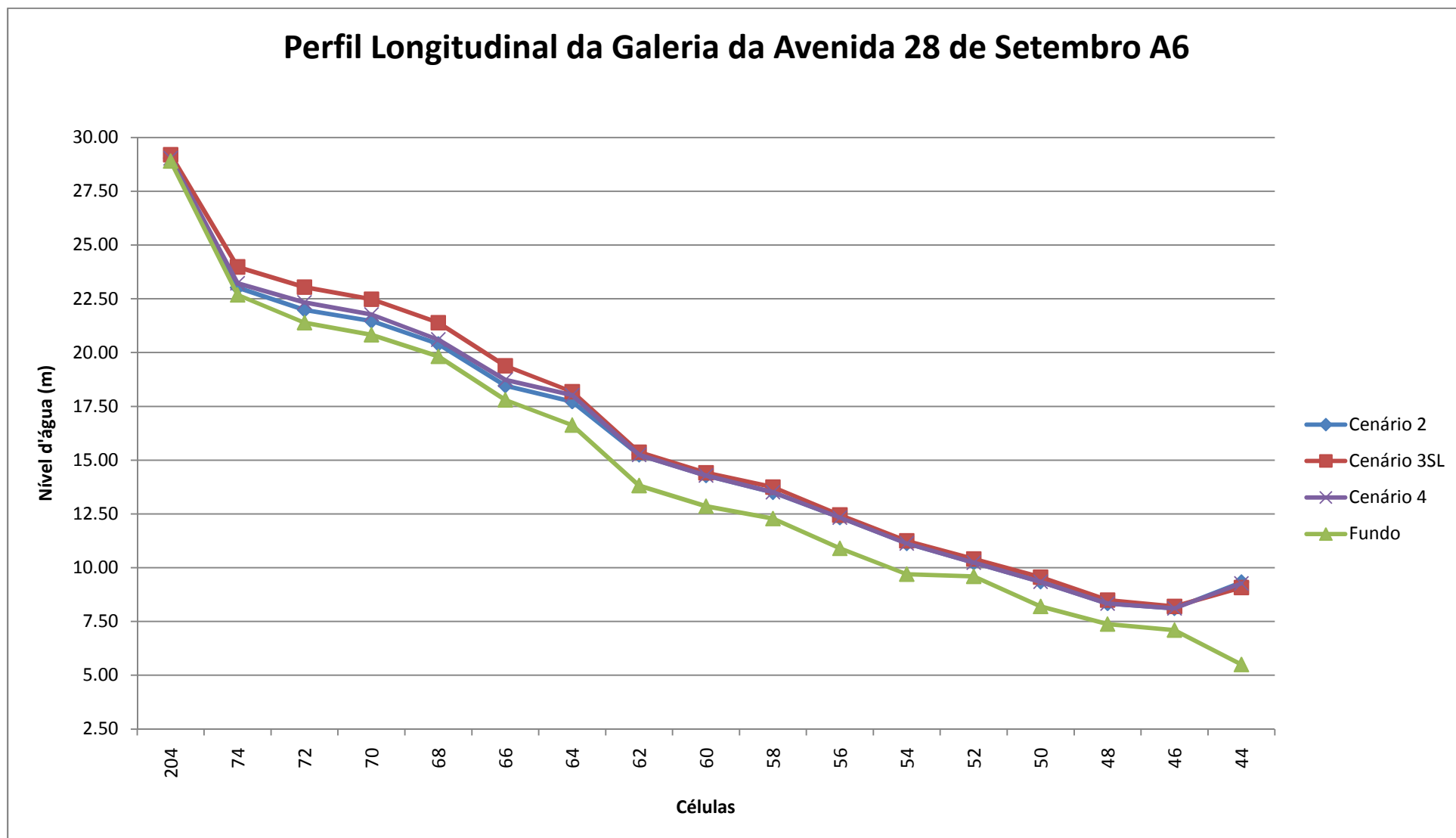


Figura 111 - Perfil Longitudinal da Galeria da Avenida 28 de Setembro.

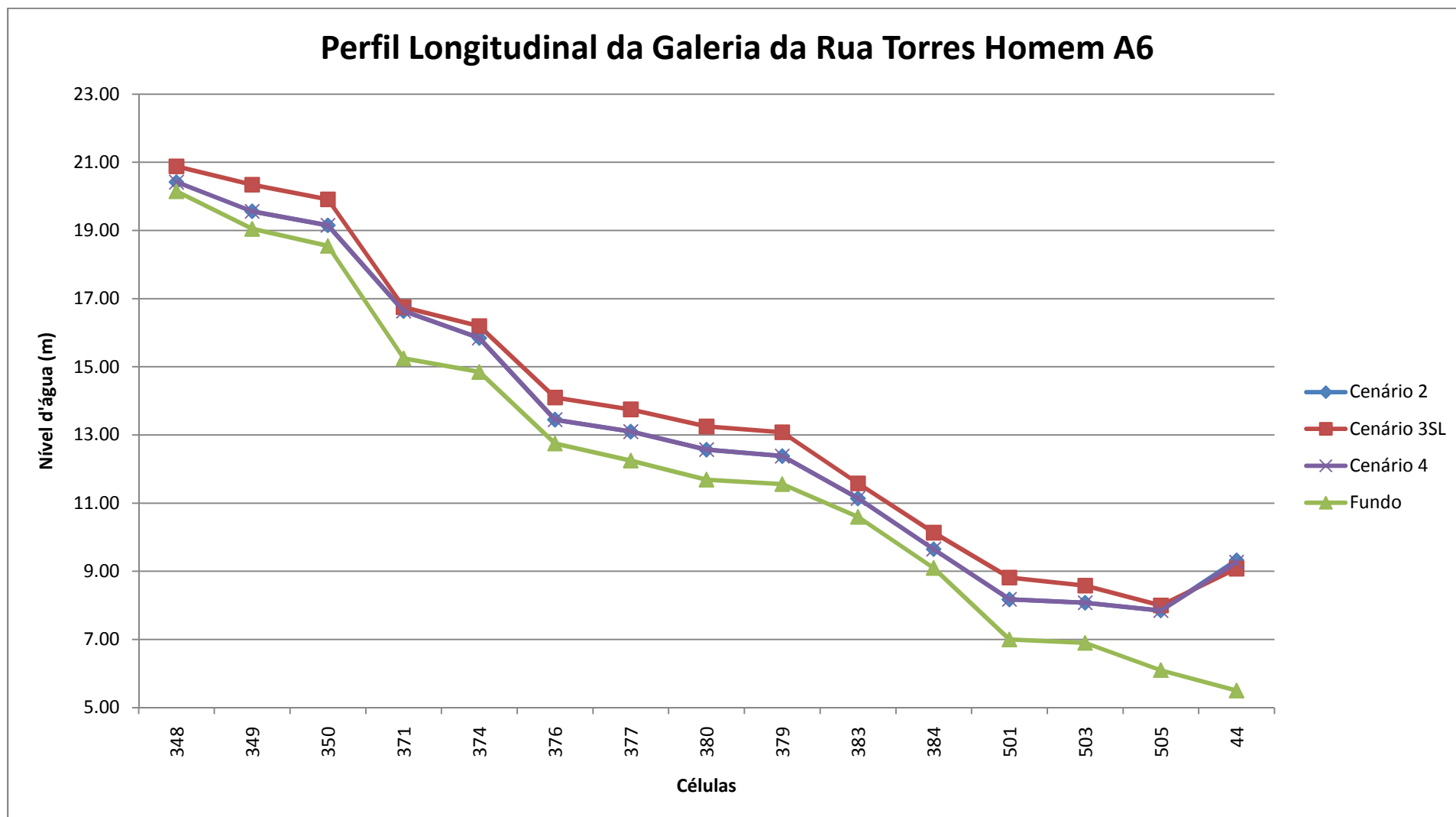


Figura 112 - Perfil Longitudinal da Galeria da Rua Torres Homem

No trecho à montante da célula 62, na galeria da Avenida 28 de Setembro, Figura 115, o melhor resultado encontrado foi o do Cenário 2, já que no Cenário 4 há a inclusão da condição de contorno do Parque Recanto do Trovador, o que eleva o nível máximo d'água neste trecho.

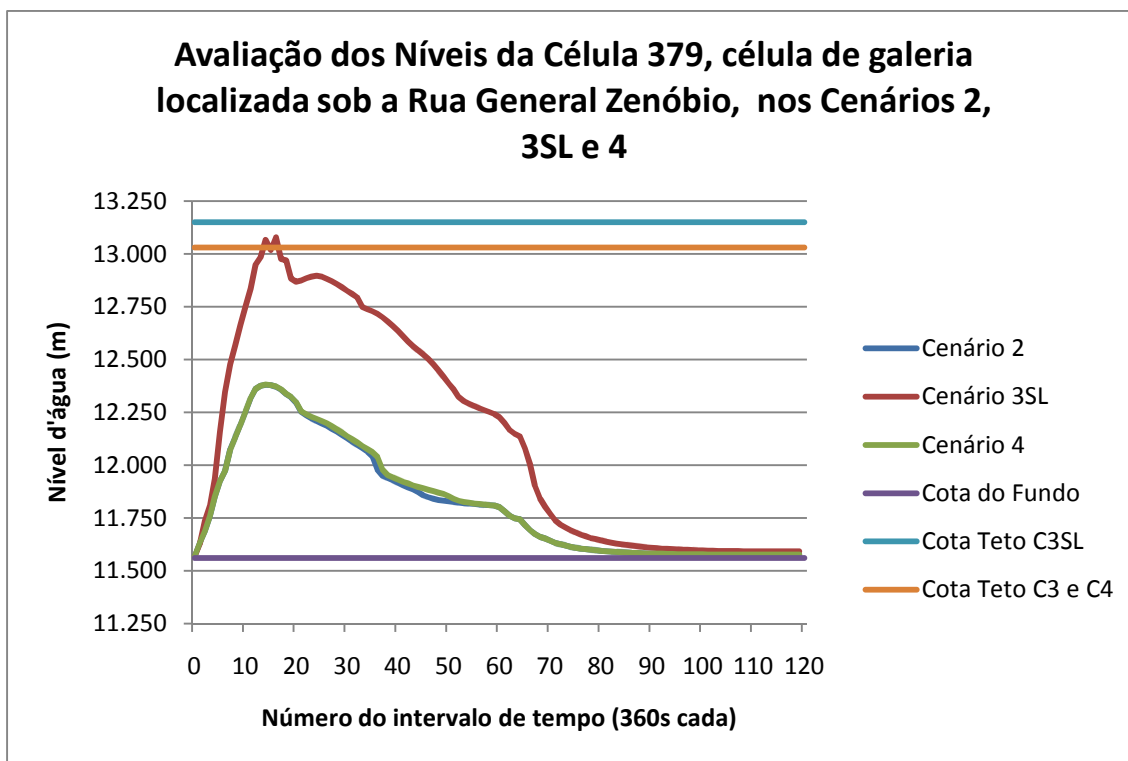


Figura 113 - Célula de galeria no trecho médio da Galeria da Rua Torres Homem.

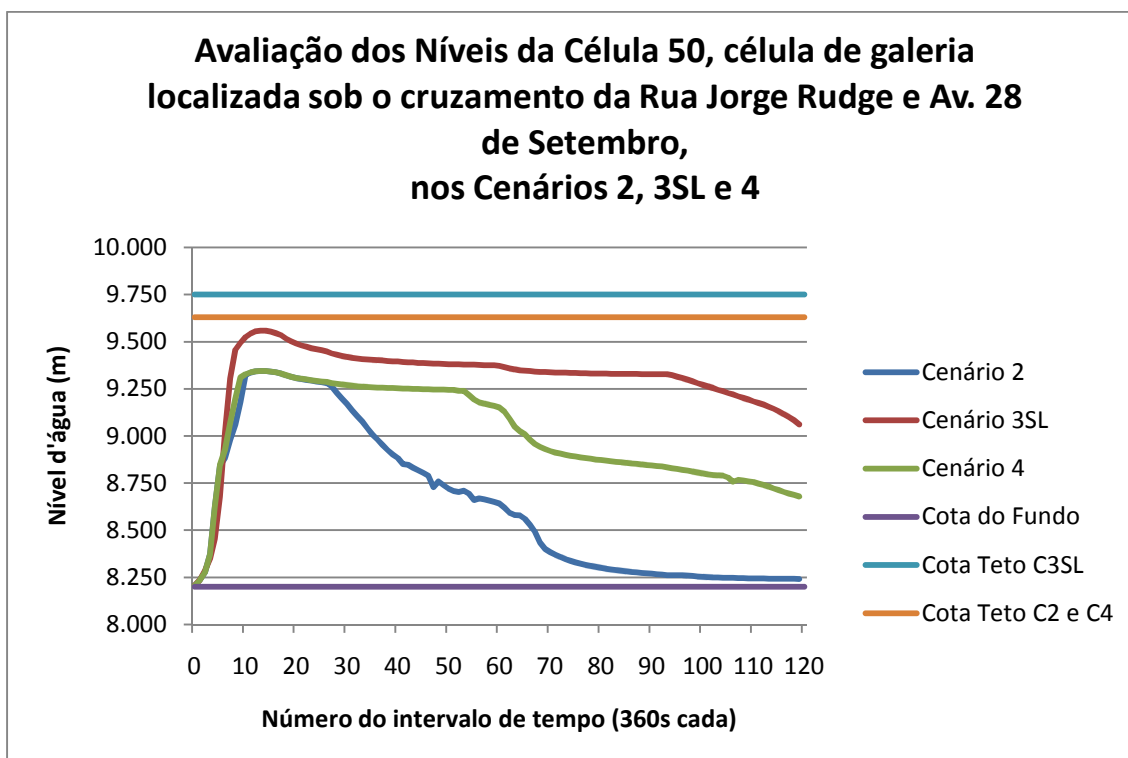
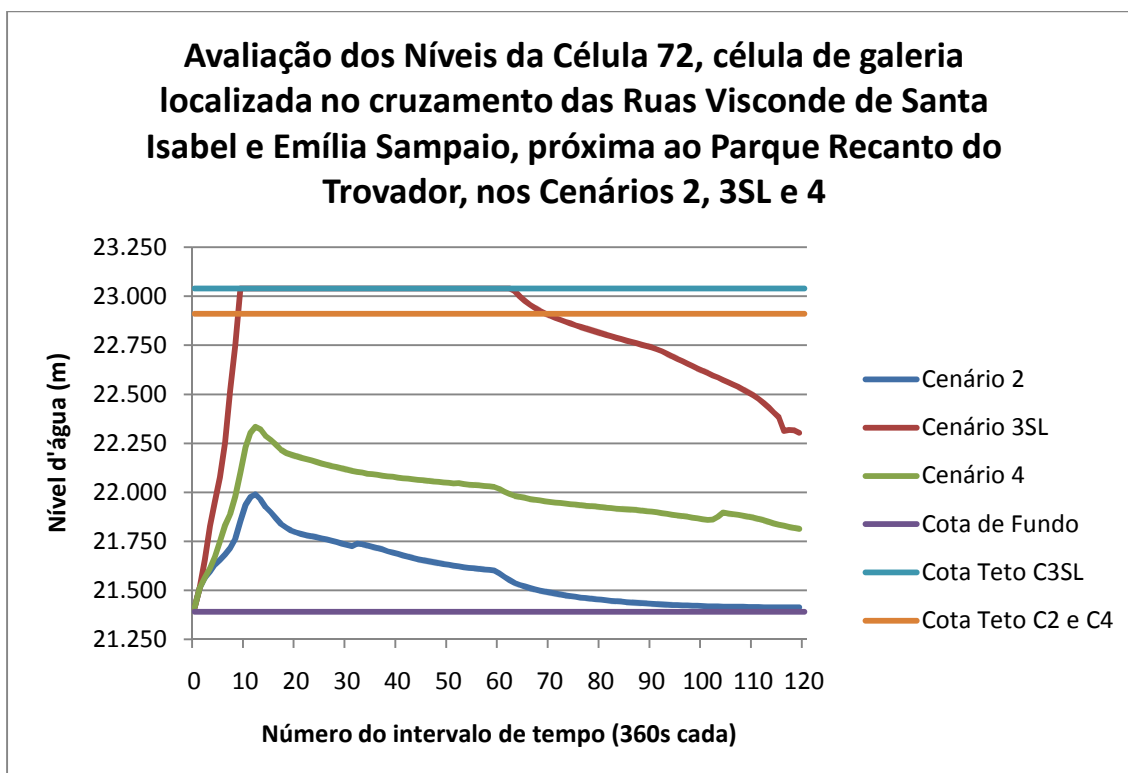


Figura 114 - Célula de galeria no trecho final da Galeria da Avenida 28 de Setembro.





**Figura 115 - Célula de galeria do trecho inicial da Galeria da Avenida 28 de Setembro, onde o Cenário 2 apresentou melhor desempenho.**

*Planícies* – Nas células mais à montante do sistema, ao comparar o desempenho dos cenários em uma mesma célula, os cenários que tinham os reservatórios tiveram resultados melhores que o que não tinha. Isso acontece por que os reservatórios acumulam uma parcela da água, permitindo que o restante escoe de forma mais eficiente. Comparando ainda os dois cenários com reservatório, o cenário onde a rede foi preservada apresentou o melhor resultado. A Figura 116, a seguir exemplifica este comentário.

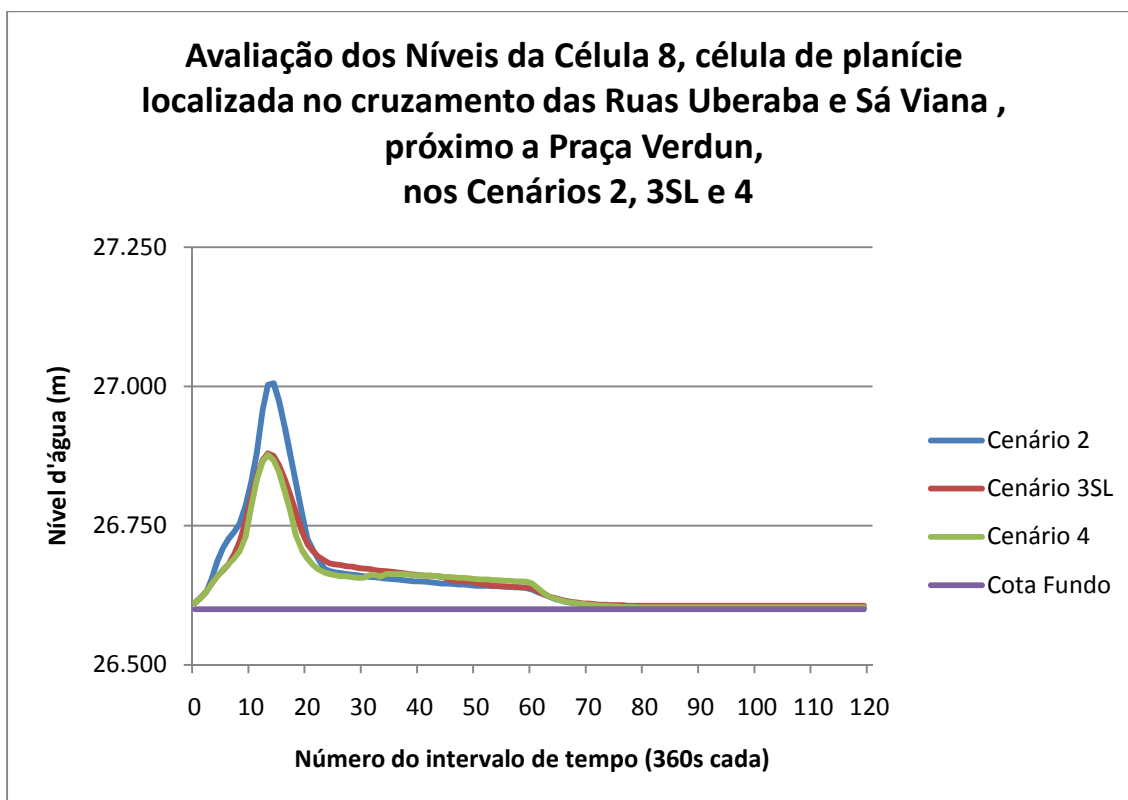


Figura 116 - Cotograma da célula 8, célula de superfície no trecho inicial do rio Joana, sob a influência dos reservatórios dos rios Perdido e Jacó.

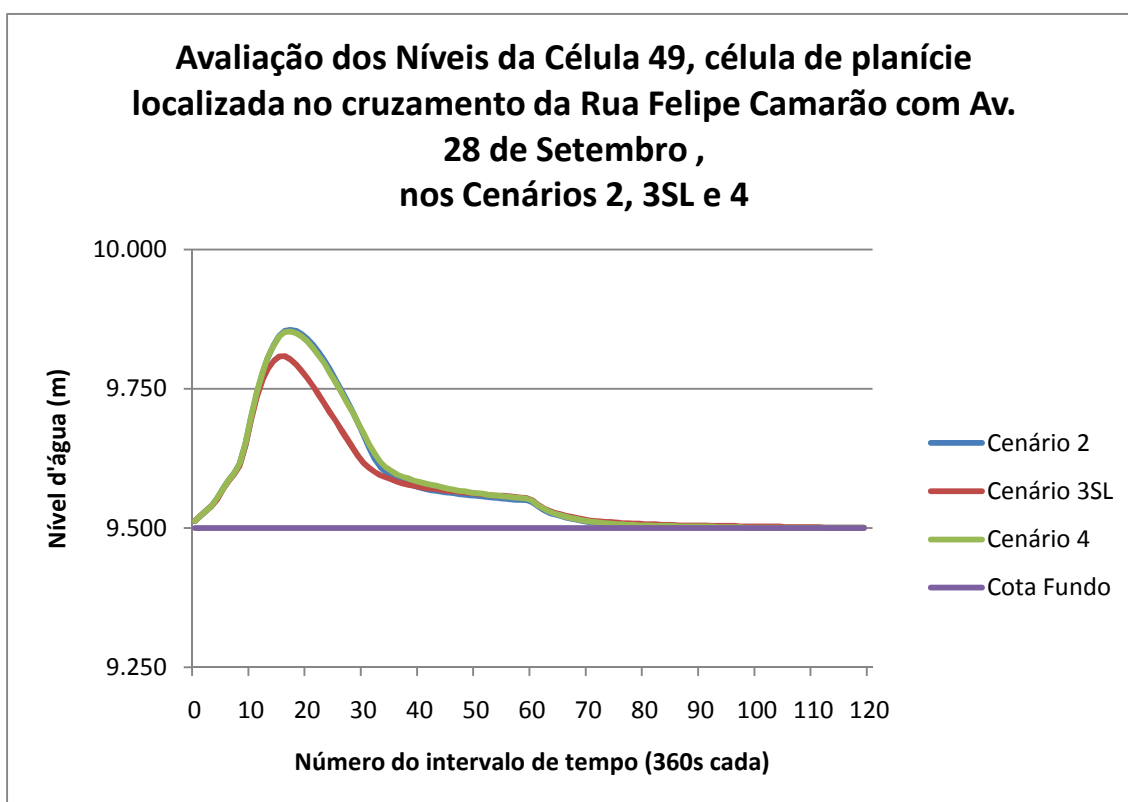


Figura 117 - Cotograma da célula 49, célula de superfície no trecho final do rio Joana, onde os efeitos dos reservatórios de encosta são sentidos de forma muito sutil.

Para as células mais à jusante, o efeito dos reservatórios é sentido de forma mais sutil, e os cenários sem reservatório apresentam níveis maiores do que o cenário com reservatório. Na Figura 117, acima, embora os níveis atingidos pelos Cenários 2 e 4 sejam maiores, seu desempenho é melhor, uma vez que há um volume maior de água no sistema, como pode ser visto na Figura 118.

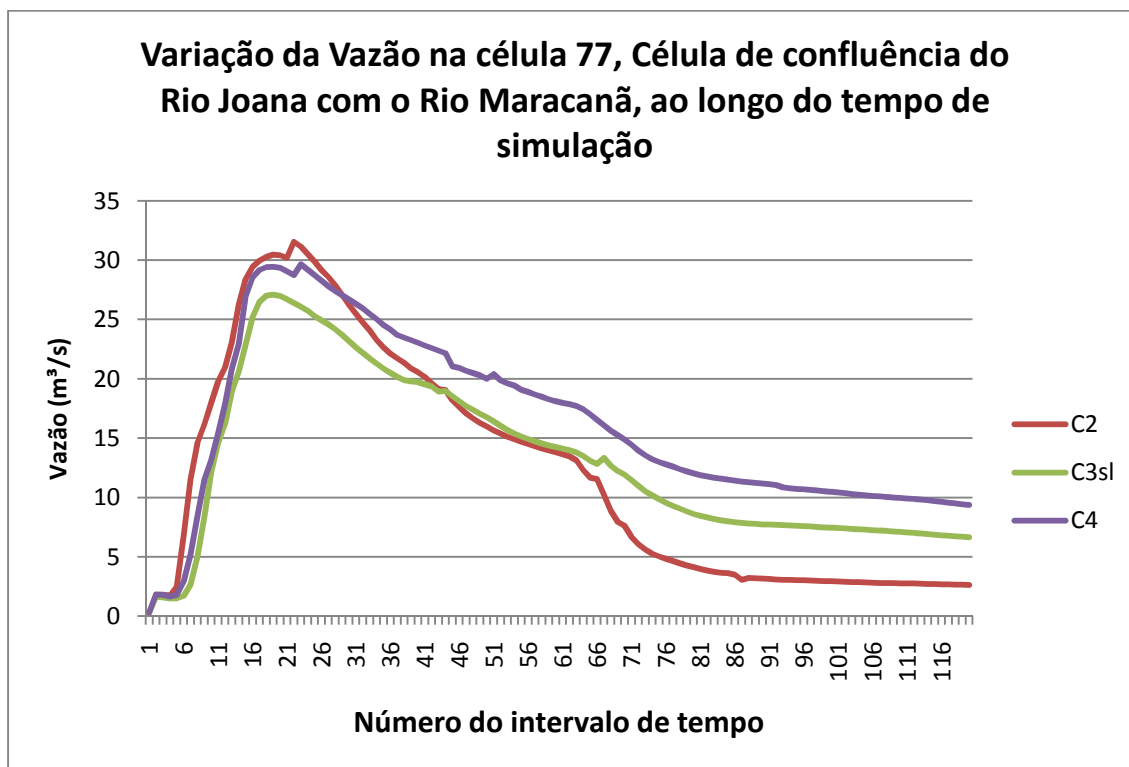


Figura 118 - Variação da vazão ao longo do tempo de modelação na célula 77

## **10.0 Conclusões e recomendações.**

### **10.1. Conclusões**

A freqüência e magnitude das enchentes têm aumentado com o passar dos anos, trazendo inúmeros problemas para a sociedade, danos ao patrimônio público e privado, enfermidades à população, alterações na movimentação das pessoas dentro da cidade, entre outros. Esse aumento é causado pela ação direta e indireta do homem no meio onde vive, sendo a ocupação do solo de forma não planejada, que remove a cobertura vegetal original que é responsável pela alta taxa de infiltração e redução da velocidade do escoamento superficial, uma das ações de maior impacto. Outras, como a queima de combustíveis fósseis e a exploração desenfreada dos recursos também estão relacionadas com esse aumento.

Com o passar do tempo, aumento do conhecimento dos eventos chuvosos e da dinâmica das águas, possibilitou o surgimento de algumas ferramentas que ajudam a entender e prever o comportamento da água nos ambientes, sendo eles naturais ou alterados pelo homem. Uma dessas ferramentas que hoje se dispõe são os modelos matemáticos. Altamente flexíveis e adaptáveis, conseguem fornecer resultados apurados e com alto grau de confiabilidade, sendo está a ferramenta escolhida para ser utilizada neste Projeto de Graduação.

O objetivo deste Projeto de Graduação foi apresentar técnicas utilizadas em outros países para a avaliação e reabilitação das redes de micro-drenagem a serem aplicadas em qualquer tipo de rede, desde que os requisitos das técnicas sejam cumpridos.

Para a avaliação da rede, foi utilizado o modelo matemático desenvolvido por Miguez (2001), onde o local em estudo foi dividido em unidades fundamentais chamadas células. Utilizando este modelo, é possível identificar os trechos do sistema onde os problemas são mais graves e/ou freqüentes. A partir destas informações pode-se planejar uma série de intervenções, que podem ser testadas, de forma que se escolham as mais adequadas à região e aos recursos disponíveis.

Foram propostos quatro cenários:

- O Cenário 1, se refere à situação atual em que o sistema se encontra, com as galerias mal conservadas e resíduos sólidos existentes na bacia, sejam eles de origem natural ou antrópica.
- O Cenário 2, representa a situação em que a rede de micro-drenagem da bacia, após uma avaliação de condição, foi reabilitada. Essa reabilitação foi feita com base em uma das técnicas apresentadas do Capítulo 7 – Avaliação e Reabilitação de Redes de Micro-drenagem, a Danby Pipe Renovation System. Outra consideração feita no Cenário 2 foi a adoção de um sistema isento de resíduos sólidos. Estas características fizeram do Cenário 2 um dos que apresentou melhores resultados, dentro das análises realizadas.
- Cenário 3, nele foram instalados reservatórios de amortecimento nas encostas, promovendo a redução da vazão afluyente pelos rios. Originalmente, este cenário não estava livre dos resíduos sólidos. Posteriormente observou-se que com uma pequena alteração, uma envolvendo o parâmetro K, resultaria em informações interessantes. Esse parâmetro representa a redução da capacidade de captação de água da rede de micro-drenagem. Com isso, o Cenário 3 foi dividido em Cenário 3CL, com lixo, e Cenário 3SL, sem lixo.
- Cenário 4, abrange as soluções propostas no Cenário 2, a reabilitação da rede de micro-drenagem, e a do Cenário 3, os reservatórios de amortecimento nas encostas, considerando o sistema isento de resíduos. Os cenários foram combinados, gerando análises diferenciadas.

Os resultados obtidos ao longo do Capítulo 9 - Resultados e Análises, foram condensados nas Figura 119 e Figura 120, que mostram a variação do nível d'água e da vazão ao longo do tempo de simulação na célula de confluência dos Rios Joana e Maracanã, a célula 77. Com elas pôde-se perceber que os resultados dos Cenários 2, 3SL e 4 são próximos. A manutenção das galerias que acontece nos Cenários 2 e 4, embora reduza a área da seção transversal da tubulação, reduz de forma significativa o atrito entre o a água e a tubulação, fazendo com que as águas sejam conduzidas de forma mais eficiente, até o corpo da macro-drenagem. Mesmo sendo este um efeito positivo, não é suficiente para que as águas da bacia do Rio Joana atinjam o Maracanã antes que este apresente resposta própria ao evento de chuva, que muitas vezes incide sobre as bacias simultaneamente. Com isso, as águas que foram conduzidas mais rapidamente ao exutório do Joana, encontram uma barreira, o que faz

com o nível d'água nesta célula aumente, fazendo com que a água saia da sua calha definida e ocupe a área ao redor.

Nos Cenário 3, mesmo no CL, onde a quantidade de resíduo sólido impede que o bom funcionamento do sistema, percebe-se que, pelo fato dos reservatórios de encosta deterem parte do volume d'água que incide sobre a área, o excedente de água disponível na bacia é transportado de maneira mais ordenada, acarretando em um nível d'água menor na célula do exutório. O Cenário 4, que contém as duas soluções, apresenta comportamento intermediário, com relação aos Cenários 2 e 3. Ele conduz um maior volume de água enquanto mantém o nível da célula final parecido com os dos outros Cenários.

Os resultados encontrados mostram que quando as manutenções, sejam elas preventivas ou corretivas, são realizadas, o sistema como um todo funciona melhor, proporcionando um maior grau de proteção à região em estudo. Com esses resultados, de certa forma já esperados, percebe-se a importância das discussões referentes às atividades de gerenciamento (programação de serviços de manutenção, compra de equipamentos ou capacitação de funcionários) não só de forma pontual, observando os equipamentos de drenagem urbana ou qualquer outro de forma isolada, mas aquelas integradas aos demais serviços públicos e planejadas de forma, que, ao se completarem, gerem uma sinergia tal que todos sejam otimizados, possibilitando ainda uma enorme economia de recursos.

Os estágios atuais, do desenvolvimento das técnicas, das ferramentas, dos profissionais de reabilitação e gerenciais disponíveis, nos países que já as praticam há algum tempo, fornece uma ótima oportunidade de eliminar a defasagem temporal existente entre as realidades vividas por cada cidade, já que é possível trocar experiências e se utilizar do conhecimento prévio adquirido por eles. Para que isso ocorra, é fundamental o intercâmbio de informação e experiência.

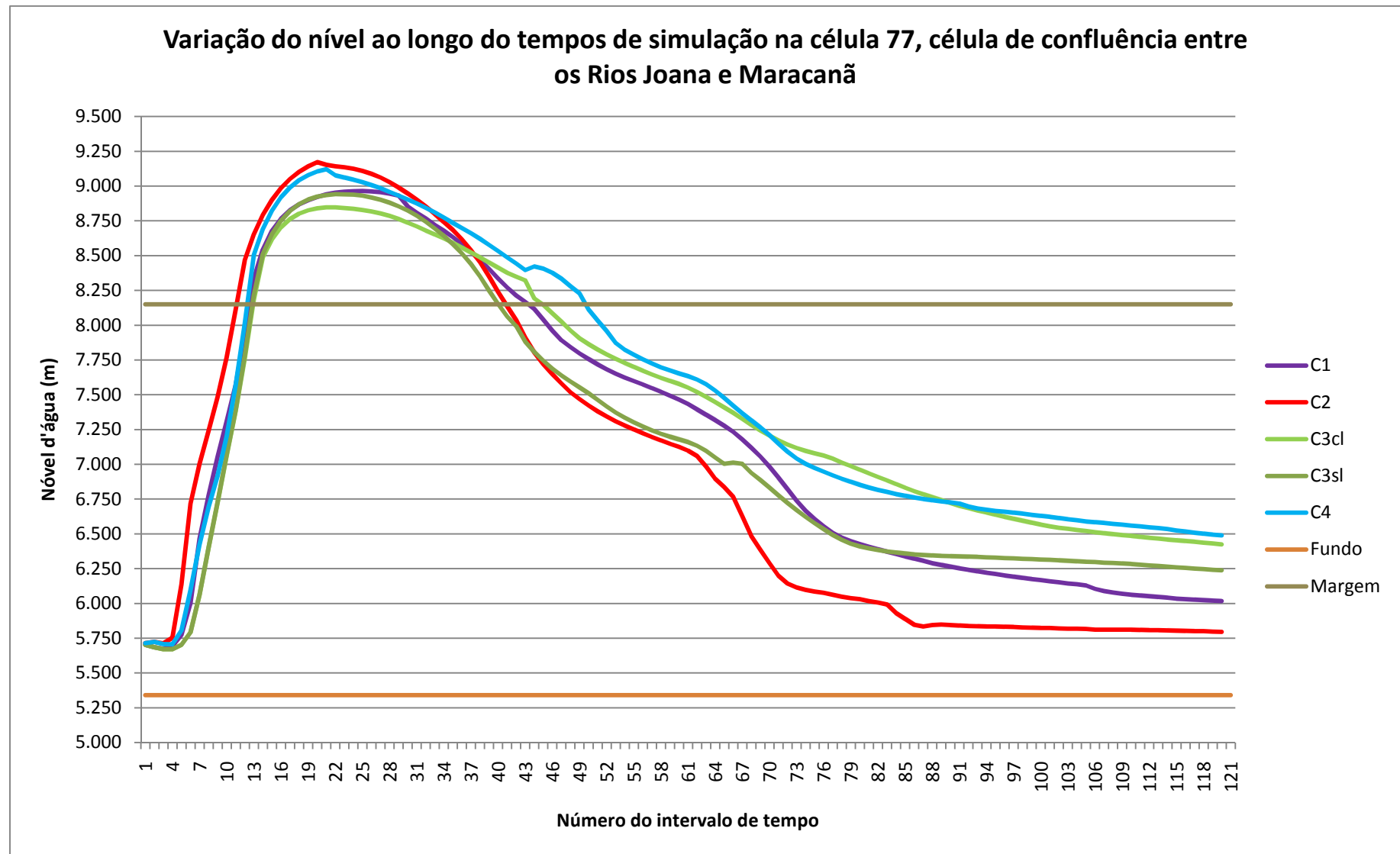


Figura 119 - Variação do nível d'água ao longo do tempo de simulação na célula 77, célula de confluência dos Rios Joana e Maracanã

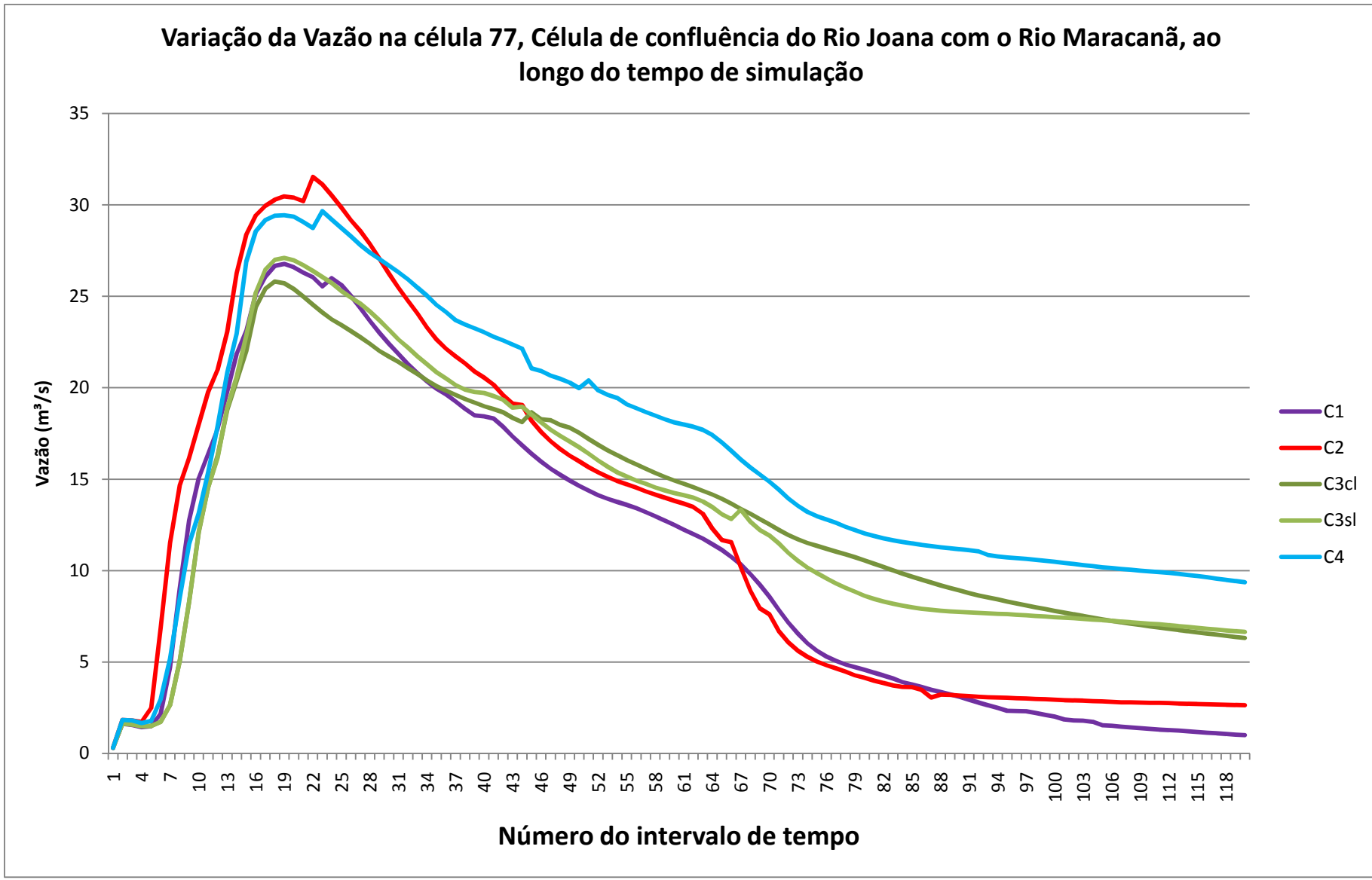


Figura 120 - Variação da vazão ao longo do tempo de simulação na célula 77, célula de confluência dos Rios Joana e Maracanã



## 10.2. Recomendações

Na criação dos cenários utilizados, algumas considerações foram feitas, como por exemplo, a operação simultânea de todos os reservatórios de amortecimento e a consideração da melhoria da rede de uma única vez. Essas considerações são válidas para o conhecimento de um cenário pós-obras, mas nada revelam no que ocorre durante sua implantação. Seria interessante saber o comportamento do sistema com a entrada em funcionamento dos reservatórios de detenção e de trechos de redes em tempos diferentes. Essas considerações representam o processo real, que é o da implantação gradual.

Mesmo com a adoção simultânea dos reservatórios e da manutenção da rede, alguns pontos ainda apresentaram níveis d'água acima do considerado aceitável na bacia estudada. Uma abordagem que poderá ser explorada é a consideração de reservatórios de detenção, associado a uma área pública, como uma praça ou quadra de esportes, ou ainda a adoção de pavimentos permeáveis nas calçadas e ruas com menos tráfego de veículos.

Uma outra possibilidade de redução do volume de água disponível no sistema seria a criação de uma legislação que obrigasse que cada lote mantivesse uma parcela de sua área permeável, de modo a facilitar a infiltração das águas. Alternativamente à esta sugestão um tanto quanto utópica seria a inclusão, nestes lotes, de pequenos reservatórios que acumulariam um determinado volume, para depois liberá-lo gradualmente.

Uma sugestão referente ao modelo utilizado seria a apresentação do balanço de massa de cada célula como informação de saída do modelo, atividade hoje realizada manualmente com a consideração das trocas realizadas pela célula em todas as suas ligações. Essa inclusão facilitaria enormemente futuras análises.

Ainda na linha da avaliação dos resultados do modelo, outra aplicação bastante útil seria a inclusão da geração automatizada de cotogramas, hidrogramas e perfis longitudinais, em qualquer momento depois do modelo rodado, uma vez que, ao se esquecer de incluir uma célula ou grupo de células nos arquivos de entrada de forma que essa informação apareça no arquivo de saída, é necessário rodar todo o modelo novamente.

## Referências Bibliográficas

- ABREU, M.A (1987). Evolução Urbana do Rio de Janeiro, IPLANRIO, Rio de Janeiro.
- BAPTISTA, M., NASCIMENTO, N., BARRAUD, S. (2005). Técnicas compensatórias em Drenagem Urbana
- CANHOLI, A.P. (2005). “Drenagem Urbana e Controle de Enchentes”. Oficina de Textos
- COSTA, H., TEUBER, W. (2001). Enchentes no Estado do Rio de Janeiro – Uma Abordagem Geral. SEMADS
- CHOW, V. T. (1955) Open Channel Hydraulics, International Student Edition. McGraw-Hill, New York.
- CHOW, V. T. (1964). Handbook of applied Hydrology. New York. MacGraw-Hill.
- MACAITIS, W.A. (Editor); Urban Drainage Rehabilitation Programs and Techniques. ASCE, 1994
- MAGALHÃES, L. P. C., MAGALHÃES, P. C., MASCARENHAS, F. C. B., MIGUEZ, M. G., COLONESE, B. L., BASTOS, E. T., Sistema Hidro-Flu para Apoio a Projetos de Drenagem, XVI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. ABRH, João Pessoa, 2005.
- MIGUEZ, M.G., (2001). Modelo Matemático de Células de Escoamento para Bacias Urbanas. Tese de Doutorado apresentada à COPPE/UFRJ para obtenção do título de Doutor em Ciências em Engenharia Civil. Rio de Janeiro, RJ.
- ROSA, L.P. (1996) – Tormentas Cariocas
- PÉREZ ARRAU, C. 2007. Cinq exemples de terrains de jeux synthétiques et de températures associées par une image thermique Landsat 5, Discussion publique sur des terrains synthétiques a Westmount Park, Westmount, Canada
- PFAFSTETTER, O., 1982. Chuvas Intensas no Brasil, 2. Ed. , DNOS. Rio de Janeiro.
- TUCCI, C. E. M. (1993). Hidrologia – Ciência e Aplicação. Porto Alegre. Editora da Universidade/UFRGS. 943p
- TUCCI, C.E.M, PORTO, R.L, BARROS, M.T, (1995). Drenagem Urbana. ABRH, Porto Alegre.

### Sítios Visitados

- [http://www.bbc.co.uk/portuguese/noticias/2010/04/100407\\_enchente\\_rio\\_ranking\\_dg.shtml](http://www.bbc.co.uk/portuguese/noticias/2010/04/100407_enchente_rio_ranking_dg.shtml)  
- em 12/11/10
- <http://www.unmultimedia.org/radio/portuguese/detail/155399.html> - em 26/11/10
- <http://esa.un.org/unup/> - em 26/11/10
- [http://www.ipcc.ch/publications\\_and\\_data/ar4/wg1/en/ch3s3-2-2-2.html](http://www.ipcc.ch/publications_and_data/ar4/wg1/en/ch3s3-2-2-2.html) - em 26/11/10
- [http://home.pusan.ac.kr/~imyunkyu/research/about\\_UHI.html](http://home.pusan.ac.kr/~imyunkyu/research/about_UHI.html) - em 26/11/10
- [http://en.wikipedia.org/wiki/Urban\\_heat\\_island](http://en.wikipedia.org/wiki/Urban_heat_island) em 26/11/10

<http://www.epa.gov/heatisd/about/index.htm> - em 26/11/10

[http://pt.wikipedia.org/wiki/Ilha\\_de\\_calor](http://pt.wikipedia.org/wiki/Ilha_de_calor) - em 26/11/10

<http://www.urbanheatlands.com/> - em 26/11/10

[http://4.bp.blogspot.com/\\_Glo3G8voX3o/S7005MM4C5I/AAAAAAAAACNY/YOb-5QN3vAA/s1600/enchente\\_1966.jpg](http://4.bp.blogspot.com/_Glo3G8voX3o/S7005MM4C5I/AAAAAAAAACNY/YOb-5QN3vAA/s1600/enchente_1966.jpg)

[http://4.bp.blogspot.com/\\_9dfyYync22k/S7vcuDdCggI/AAAAAAAAAL0/DIqi\\_RF\\_Dd8/s320/enc-hente+rio+de+janeiro+03+jardim+botanico](http://4.bp.blogspot.com/_9dfyYync22k/S7vcuDdCggI/AAAAAAAAAL0/DIqi_RF_Dd8/s320/enc-hente+rio+de+janeiro+03+jardim+botanico)

[http://odia.terra.com.br/portal/rio/html/2010/4/o\\_dia\\_em\\_que\\_a\\_cidade\\_parou\\_73693.html](http://odia.terra.com.br/portal/rio/html/2010/4/o_dia_em_que_a_cidade_parou_73693.html)  
visitado em 26/11/2010

[http://en.wikipedia.org/wiki/Magnetic-particle\\_inspection](http://en.wikipedia.org/wiki/Magnetic-particle_inspection) em 29/04/2011

[http://en.wikipedia.org/wiki/Ultrasonic\\_testing](http://en.wikipedia.org/wiki/Ultrasonic_testing) em 29/04/2011

[http://en.wikipedia.org/wiki/Thermographic\\_inspection](http://en.wikipedia.org/wiki/Thermographic_inspection) em 29/04/2011

[http://en.wikipedia.org/wiki/Pipeline\\_video\\_inspection](http://en.wikipedia.org/wiki/Pipeline_video_inspection) em 29/04/2011

<http://www.pipeflo.ca/ourservices.html#manentry> em 29/04/2011

<http://make-my-photo.org/domain/digsmartofmaine.com> em 29/04/2011

[http://www accuratelocators.com/zond\\_software.html](http://www accuratelocators.com/zond_software.html) em 29/04/2011

<http://www.geomodel.com/gprtext.htm> em 29/04/2011

<http://make-my-photo.org/domain/digsmartofmaine.com> em 29/04/2011

[http://www accuratelocators.com/zond\\_software.html](http://www accuratelocators.com/zond_software.html) em 29/04/2011

<http://www.geomodel.com/gprtext.htm> em 29/04/2011

<http://danbysystems.com/index.html> em 29/04/2011

<http://www.danbyrehab.com/Default.aspx> em 29/04/2011

[http://en.wikipedia.org/wiki/File:Atlanta\\_thermal.jpg](http://en.wikipedia.org/wiki/File:Atlanta_thermal.jpg) em 04/09/2011

[http://www.ristormwatersolutions.org/SW\\_ri\\_lidtour.html](http://www.ristormwatersolutions.org/SW_ri_lidtour.html) em 29/04/2011

<http://small-scale.net/yearofmud/2009/12/12/drainage-trench-dug-and-filled-before-winter/>  
em 29/04/2011

<http://www.acousa.com/road/highwaydrain.htm> em 29/04/2011

<http://www.jspolycon.com/product/index.html> em 29/04/2011

<http://nemo.uconn.edu/tools/stormwater/swales.htm> em 29/04/2011

[http://www.eot.state.ma.us/smartgrowth/07toolkit/LID/regional\\_planning/LID/swales.html](http://www.eot.state.ma.us/smartgrowth/07toolkit/LID/regional_planning/LID/swales.html)  
em 29/04/2011

[http://en.wikipedia.org/wiki/File:Streetside\\_swale\\_Seattle.jpg](http://en.wikipedia.org/wiki/File:Streetside_swale_Seattle.jpg) em 29/04/2011

<http://www.lakecountyl.gov/Stormwater/LakeCountyWatersheds/BMPs/Pages/CPF.aspx> em 29/04/2011

<http://www.abcp.org.br/conteudo/imprensa/pavimento-de-concreto-no-anel-rodoviario-de-belo-horizonte>, em 29/04/2011

[http://www2.portoalegre.rs.gov.br/dep/default.php?p\\_secao=69](http://www2.portoalegre.rs.gov.br/dep/default.php?p_secao=69) em 06/09/2011







**Anexo 4 – Manchas de inundação Cenário 3SL**



**Anexo 5 - Manchas de inundação Cenário 4**