



ANDRESSA JULIANA BOLDRIN

**AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO HIDRÁULICO DE UM
SISTEMA DE DRENAGEM DE ÁGUAS PLUVIAIS
URBANAS**

CAMPINAS

2014



**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E
URBANISMO**

ANDRESSA JULIANA BOLDRIN

**AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO HIDRÁULICO DE UM
SISTEMA DE DRENAGEM DE ÁGUAS PLUVIAIS
URBANAS**

Orientador: Prof. Dr. José Anderson do Nascimento Batista

Dissertação de Mestrado apresentada a Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp, para obtenção do título de Mestra em Engenharia Civil, na área de Recursos Hídricos, Energéticos e Ambientais.

ESTE EXEMPLAR CORRESPONDE À VERSÃO FINAL DA DISSERTAÇÃO DEFENDIDA PELA ALUNA ANDRESSA JULIANA BOLDRIN E ORIENTADA PELO PROF. DR. JOSÉ ANDERSON DO NASCIMENTO BATISTA.

ASSINATURA DO ORIENTADOR

**CAMPINAS
2014**

Ficha catalográfica
Universidade Estadual de Campinas
Biblioteca da Área de Engenharia e Arquitetura
Luciana Pietrosanto Milla - CRB 8/8129

B637a Boldrin, Andressa Juliana, 1985-
Avaliação do desempenho hidráulico de um sistema de drenagem de águas pluviais urbanas / Andressa Juliana Boldrin. – Campinas, SP : [s.n.], 2014.

Orientador: José Anderson do Nascimento Batista.
Dissertação (mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

1. Águas pluviais. 2. Águas pluviais - Drenagem. 3. Drenagem - Avaliação. 4. Avaliação de desempenho. I. Batista, José Anderson do Nascimento, 1977-. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Informações para Biblioteca Digital

Título em outro idioma: Evaluation of the hydraulic performance of a urban stormwater drainage system

Palavras-chave em inglês:

Storm waters

Storm waters - Drainage

Drainage - Evaluation

Performance evaluation

Área de concentração: Recursos Hídricos, Energéticos e Ambientais

Titulação: Mestra em Engenharia Civil

Banca examinadora:

José Anderson do Nascimento Batista [Orientador]

Edevar Luvizotto Júnior

José Eduardo Alamy Filho

Data de defesa: 09-12-2014

Programa de Pós-Graduação: Engenharia Civil

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO**

**AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO HIDRÁULICO DE UM SISTEMA DE
DRENAGEM DE ÁGUAS PLUVIAIS URBANAS**

Andressa Juliana Boldrin

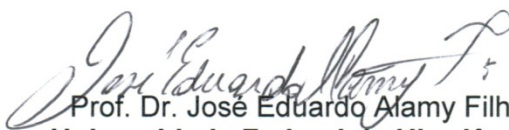
Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:



**Prof. Dr. José Anderson do Nascimento Batista
Presidente e Orientador – Universidade Estadual de Campinas**



**Prof. Dr. Edevar Luvizotto Júnior
Universidade Estadual de Campinas**



**Prof. Dr. José Eduardo Alamy Filho
Universidade Federal de Uberlândia**

Campinas, 09 de dezembro de 2014

RESUMO:

O crescimento urbano acelerado gera a necessidade de implantação de infraestruturas que impermeabilizam o solo, aumentando o escoamento superficial e motivando a implantação de sistema de drenagem de águas pluviais urbanas. A ausência de planejamento e da integração entre as entidades responsáveis pelo gerenciamento da infraestrutura urbana associada à ocupação inadequada do espaço urbano ocasiona inundações. Considerando esta situação dos sistemas de drenagem de águas pluviais, o presente trabalho tem o objetivo de avaliar o desempenho hidráulico de um sistema de drenagem de águas pluviais urbanas em funcionamento, identificando a localização e as causas de possíveis deficiências por intermédio do índice de desempenho hidráulico proposto por BENNIS *et al.* (2003). A área de estudo escolhida foi a área de contribuição do sistema de drenagem de águas pluviais urbanas do Campus Universitário “Professor Zeferino Vaz”. Normalmente em áreas urbanas os dados hidrológicos disponíveis restringem-se apenas aos dados pluviométricos. Por isso foram utilizados métodos de transformação de chuva-vazão para o cálculo das vazões afluentes à rede de drenagem. Após a determinação da vazão, foram averiguadas as condições hidráulicas utilizando o método do UDFCD (Distrito de Drenagem Urbana e Controle de Inundações) e o programa computacional SWMM (Modelo de Gerenciamento de Águas Pluviais da Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos). Por meio do índice de desempenho hidráulico de BENNIS *et al.* (2003), foi possível verificar o grau de sobrecarga de cada trecho da rede de drenagem urbana. Além disso, a elaboração da matriz da condição hidráulica da rede de drenagem possibilitou identificar a origem e as causas das sobrecargas em cada trecho. Os resultados obtidos pelo método UDFCD e pelo modelo SWMM, sistematizados por meio do índice de desempenho hidráulico possibilitaram avaliar globalmente o sistema de drenagem de águas pluviais da área de estudo. As sobrecargas e os extravasamentos foram identificados, incluindo as causas e consequências de suas ocorrências.

Palavras Chaves: águas pluviais, rede pluvial urbana, índice de desempenho hidráulico.

ABSTRACT:

The accelerated urban growth generates the need for deployment of infrastructures that seals the soil, increasing runoff and motivating the implementation of urban stormwater drainage system. The absence of planning and integration between the entities responsible for the management of urban infrastructure associated with the inadequate occupation of urban space cause flooding. Considering this situation of stormwater drainage system, the present study aims to assess the hydraulic performance of an urban stormwater drainage system in operation, identifying the location and causes of possible deficiencies through the hydraulic performance index proposed by BENNIS *et al.* (2003). The study area was chosen at stormwater drainage system catchment area of the University Campus "Professor Zeferino Vaz". Typically in urban areas the available hydrological data are restricted only to rainfall data. For this reason methods of transformation of rainfall – runoff were applied for the calculation of drainage network flows. After determining the flow rate, were verified the hydraulic conditions using the UDFCD (Urban Drainage and Flood Control District) method and the computational program SWMM (Storm Water Management Model of the Environmental Protection Agency of the United States). Through the hydraulic performance index proposed by BENNIS *et al.* (2003) was possible to verify the degree of surcharge of each pipe of the urban stormwater drainage network. Furthermore, the development of the matrix design of the hydraulic conditions of the urban stormwater drainage network allowed identifies the origin and causes of the surcharges in each pipe section. The results obtained by UDFCD method and SWMM model were organized through of the hydraulic performance index and it possible an overall assessment of the urban stormwater system of the study area. Surcharges and overflows were identified, including their causes and consequences of their events.

Keywords: stormwater, urban stormwater drainage network, hydraulic performance index.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	OBJETIVO.....	4
1.1.1	Objetivo Geral	4
1.1.2	Objetivos Específicos.....	4
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1	DESEMPENHO DO SISTEMA DE DRENAGEM DE ÁGUAS PLUVIAIS URBANAS.....	5
2.1.1	Medição Direta do Desempenho do Sistema de Drenagem de Águas Pluviais.....	6
2.2	DESEMPENHO HIDRÁULICO DO SISTEMA DE DRENAGEM DE ÁGUAS PLUVIAIS URBANAS	9
3	MATERIAIS E MÉTODOS	19
3.1	ÁREA DE ESTUDO	19
3.1.1	Localização.....	19
3.1.2	Levantamento de dados disponíveis.....	20
3.1.3	Compatibilização da base cartográfica	20
3.1.4	Caracterização das redes de drenagem de águas pluviais.....	23
3.1.5	Áreas de Contribuição	23
3.2	CARACTERIZAÇÃO HIDROLÓGICA	24
3.2.1	Produção do escoamento superficial	24
3.2.2	Cálculo da intensidade da precipitação	27
3.2.3	Cálculo das vazões de pico	39
3.2.3.1	Método Racional	39
3.2.3.2	Método do Hidrograma Unitário	40
3.3	CARACTERIZAÇÃO HIDRÁULICA.....	47
3.3.1	Método Urban Drainage and Flood Control District.....	47
3.3.2	SWMM (Storm Water Management Model)	54
3.4	AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO HIDRÁULICO	58

4	ANÁLISE E RESULTADOS.....	59
4.1	COLETA E SISTEMATIZAÇÃO DE DADOS.....	59
4.2	RESULTADOS DA ANÁLISE HIDROLÓGICA.....	65
4.3	RESULTADOS DA ANÁLISE HIDRÁULICA.....	79
4.3.1	Método Urban Drainage and Flood Control District.....	79
4.3.1.1	Rede Central 1	79
4.3.1.2	Rede Central 2	84
4.3.1.3	Rede Central 3	87
4.3.1.4	Rede Central – Trecho Final	90
4.3.1.5	Rede FEF.....	92
4.3.1.6	Rede Quadra 52.....	96
4.3.2	Modelo SWMM.....	98
4.4	ÍNDICE DE DESEMPENHO	103
4.4.1.1	Rede Central 1 - (Método UDFCD)	104
4.4.1.2	Rede Central 2 – (Método UDFCD)	106
4.4.1.3	Rede Central 3 – (Método UDFCD)	108
4.4.1.4	Rede Central – Trecho Final – (Método UDFCD).....	110
4.4.1.5	Rede FEF – (Método UDFCD)	111
4.4.1.6	Rede Quadra 52 - (Método UDFCD).....	114
4.4.1.7	Rede Central 1 e Rede Central – Trecho Final (Modelo SWMM).....	115
4.4.1.8	Rede Quadra 52 – (Modelo SWMM)	120
5	CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES	123
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	125
	ANEXOS	129
	Anexo I – Classificação hidrológica do solo para condições brasileiras.....	129
	Anexo II – Classificação hidrológica para perfis representativos dos grandes grupos do Estado de São Paulo.....	131
	Anexo III – Valores dos parâmetros CN para áreas urbanas.....	134
	Anexo IV – Correção dos valores de CN segundo a umidade antecedente do solo....	135

Anexo V – Estruturação do método URBAN DRAINAGE AND FLOOD CONTROL DISTRICT no editor de planilha excel.....	136
Anexo VI – Resultados dos testes de conexão.....	144
Anexo VII – Relatório produzido pelo SWMM para a “Rede Quadra 52”.....	145
Anexo VIII – Relatório produzido pelo SWMM para a “Rede Central 1” e a “Rede Central – Trecho Final”.....	148

DEDICATÓRIA

Ao meu estimado pai, Luiz Carlos Boldrin, exemplo de vida e profissão, que sempre esteve ao meu lado, me auxiliando em todos os momentos da minha vida. À minha querida mãe, Marlene de Moraes Boldrin, pelo constante incentivo e pelo grande carinho dispensado. Ao meu irmão Muriel Einar Boldrin pelo incentivo e auxílio nos momentos difíceis.

AGRADECIMENTOS

Eu tenho muito a agradecer. Primeiramente a Deus pela oportunidade de estudar e desenvolver este trabalho. Ao Professor José Anderson do Nascimento Batista pela sua orientação, incentivo, atenção e apoio. Aos técnicos do Laboratório de Hidráulica da Faculdade de Engenharia Civil, Marcelo Balbino da Silva e Jefferson Cutrin Rocha pelo auxílio nos trabalhos de campo. À Coordenadoria de Projetos e Obras (CPO) e à Divisão de Sistemas da Prefeitura do Campus Universitário “Professor Zeferino Vaz” pela disponibilização das informações do Campus. A minha família e aos meus amigos por compreenderem as minhas ausências e me incentivarem a prosseguir.

EPÍGRAFE

*“Por vezes sentimos que aquilo que fazemos
não é senão uma gota de água no mar. Mas
o mar seria menor se lhe faltasse uma gota.”*

(Madre Teresa de Calcutá)

1 INTRODUÇÃO

Ao longo do século XX, a população brasileira passou por uma transformação importante; a transição de uma população essencialmente rural, na primeira metade do século XX, para uma população predominantemente urbana no final deste mesmo século (IBGE, 2006).

Em 1950, a população urbana correspondia à parcela de 36% da população total. Ao passo que, em 2000, a população urbana era superior a 81%. Além das migrações de natureza rural, o crescimento demográfico urbano ocorreu devido ao expressivo desenvolvimento das próprias áreas urbanas e à incorporação de novas áreas, que passaram a ser consideradas como urbanas nos censos do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), mais recentes (IBGE, 2006).

Com o incremento da população, aumenta também a demanda por infraestrutura urbana, tais como rede de abastecimento de água, rede coletora de esgoto, sistema viário, iluminação pública, rede de drenagem pluvial, entre outros.

A implantação da infraestrutura urbana necessária para atender a população, tais como, construção de residências, de equipamentos urbanos e equipamentos comunitários impermeabilizam o solo. Neste caso, a maior parcela da precipitação escoar superficialmente, necessitando assim da implantação do sistema de drenagem de águas pluviais urbanas. As águas pluviais urbanas são formadas pelo escoamento das águas de chuva do lote, em loteamentos, condomínios, estacionamentos, praças e parques. Os sistemas de drenagem de águas pluviais urbanas são constituídos pela microdrenagem (composta por sarjeta, guia, boca de lobo, tubulações e poço de visita) (TUCCI, 2003) e pela macrodrenagem (constituída por canais artificiais ou naturais, galerias de grande porte, reservatórios urbanos, estruturas auxiliares de proteção contra erosão – dissipadores de energia) (AISSE, 1984).

Com a impermeabilização do solo, a velocidade do escoamento superficial é acelerada e agrava-se com o uso de condutos e canais (TUCCI & MONTENEGRO, 2005). As principais consequências hidrológicas da urbanização no tocante às vazões do sistema hídrico são: aumento da vazão máxima (em cerca de seis vezes), antecipação do pico e aumento do volume do escoamento superficial. Vale salientar ainda que a combinação do impacto de diferentes loteamentos intensifica a ocorrência de inundações a jusante, pois sobrecarrega a macrodrenagem. Assim, as áreas mais afetadas, devido à construção de novas edificações a montante são as ocupações mais antigas, localizados a jusante (TUCCI *et al.*, 1995).

Ademais, podem ocorrer as inundaçõesⁱ¹ localizadas, provocadas pela falta de planejamento na implantação da infraestrutura, tais como: redução da seção de escoamento do curso d'água pela presença de aterros e pilares de pontes, estradas, aterros para aproveitamento de área, assoreamento do leito do rio, resíduos sólidos e sedimentos, erros de execução e de projeto de drenagem das rodovias e avenidas. Esses percalços são comuns nas áreas urbanas visto que não há integração entre os órgãos que atuam na infraestrutura urbana, onde rodovias e pontes são corriqueiramente projetadas sem considerar seu impacto sobre a drenagem das águas pluviais urbanas (TUCCI *et al.*, 1995).

Além do incremento no escoamento superficial e da impermeabilização do solo, os impactos decorrentes do manejo das águas pluviais incluem a alta carga de poluentes conduzidos aos cursos d'água. Estes poluentes, provenientes dos resíduos sólidos e da emissão de gases para a atmosfera, depositam-se sobre as superfícies

¹ inundações: aumento do nível da água proveniente de precipitações que se acumulam dada a capacidade do sistema de drenagem (natural ou artificial) não ser suficiente para a sua evacuação. Definição extraída do Glossário Internacional de Hidrologia elaborado pela UNESCO e que será utilizada neste trabalho.

urbanas e são lixiviados durante as precipitações, deteriorando a qualidade das águas (TUCCI & MONTENEGRO, 2005).

Em relação aos impactos sociais, as inundações podem ocasionar danos tangíveis e intangíveis. Os danos tangíveis são compostos pelos prejuízos físicos (limpeza de prédios, perda de objetos, materiais e mobílias), prejuízos financeiros (interrupção das atividades econômicas e de serviços públicos) e custos emergenciais (evacuação, habitação provisória). Já os prejuízos intangíveis são os danos que não podem ser atribuído um valor monetário, como a perda de vidas humanas, de obras e de patrimônios históricos (BRASIL *et al.*, 2006).

Tendo em vista o cenário atual, os sistemas de drenagem de águas pluviais urbanas precisam ser avaliados. A avaliação do desempenho pode ser realizada por meio da análise hidrológica e hidráulica do sistema de drenagem de águas pluviais urbanas. Com a avaliação do desempenho hidráulico do sistema de drenagem de águas pluviais urbanas é possível obter informações acerca da capacidade hidráulica dos condutos e dos locais onde ocorrem as sobrecargas e os transbordamentos.

Portanto, este trabalho pretende avaliar o desempenho hidráulico de um sistema de drenagem de águas pluviais urbanas em funcionamento detectando a localização e a origem de possíveis falhas por meio de um índice de desempenho hidráulico. O local estudo deste trabalho compreende a área de contribuição do sistema de drenagem pluvial do Campus Universitário “Professor Zeferino Vaz”.

1.1 OBJETIVO

1.1.1 Objetivo Geral

Avaliar o desempenho hidráulico de um sistema de drenagem de águas pluviais urbanas em funcionamento.

1.1.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos do presente trabalho são:

1. Caracterização hidrológica da área de drenagem objeto do estudo.
2. Caracterização hidráulica da rede de drenagem de águas pluviais urbanas.
3. Avaliar o desempenho hidráulico do sistema de drenagem de águas pluviais urbanas da área de estudo identificando a localização e as causas de possíveis deficiências por intermédio de um índice de desempenho hidráulico proposto na literatura.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 DESEMPENHO DO SISTEMA DE DRENAGEM DE ÁGUAS PLUVIAIS URBANAS

Inicialmente, é necessário esclarecer que o desempenho de um sistema é definido pela capacidade de atendimento aos objetivos para qual o sistema foi criado (KOLSKY & BUTLER, 2002).

Na avaliação do desempenho dos sistemas de drenagem de águas pluviais urbanas, é possível destacar três tipos de objetivos: objetivos de interesses comuns, de interesses setoriais e de interesses operacionais (LOBBRECHT, 1997 *apud* GEERSE & LOBBRECHT, 2002) conforme apresentado na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Objetivos do Sistema de Drenagem de Águas Pluviais Urbanas.

Interesse	Objetivo	Prioridade	Descrição
Comum	Prevenção de Inundações	1	Saúde e segurança das pessoas
		2	Redução de danos materiais devido à inundação
Setorial	Preservação e recuperação ambiental com usos sustentáveis dos recursos hídricos	3	Redução da poluição das águas superficiais
		3a	Canais e lagoas
		3b	Rios Principais
Operacional	Gerenciamento hídrico	4	Redução dos custos de operação
		5	Redução da sedimentação nas tubulações

Fonte: Adaptado de GEERSE & LOBBRECHT, 2002.

O funcionamento adequado do sistema de drenagem de águas pluviais possui as seguintes vantagens:

- Minimiza a perturbação do sistema de drenagem natural.
- Proporciona segurança no tráfego de veículos durante precipitações com período de retorno menores.
- Mantém a segurança da população e possibilita a gestão das inundações durante precipitações com período de retorno maiores.
- Protege o ecossistema aquático do curso d'água urbano.
- Diminui os custos de manutenção do sistema. (URBAN DRAINAGE NA FLOOD CONTROL DISTRICT, 2002).

2.1.1 Medição Direta do Desempenho do Sistema de Drenagem de Águas Pluviais

O desempenho da drenagem urbana pode ser avaliado considerando a frequência, a extensão, a profundidade e a duração das inundações (KOLSKY & BUTLER, 2002).

Os métodos diretos para mensurar o desempenho do sistema de drenagem urbana consistem na experiência em campo que pode ser realizada por meio de:

- Entrevistas com os habitantes que convivem com as inundações: caracterizado como uma pesquisa qualitativa em que não se produzem dados numéricos, entretanto é possível captar a impressão das pessoas em relação às inundações.
- Observação direta durante as inundações: é uma boa maneira para verificar o funcionamento do sistema de drenagem de águas pluviais urbanas.
- Medição de valor: realizada com auxílio de réguas métricas coberta com marcadores capazes de registrar o nível máximo da inundação a qualquer hora.
- Sensor eletrônico: possibilita o registro da profundidade e da duração da inundação (KOLSKY & BUTLER, 2002).

A Tabela 2.2 apresenta os métodos de medição direta de desempenho, suas vantagens e desvantagens, que KOLSKY & BUTLER (2002) consideraram mais bem sucedidos, a partir de suas experiências práticas na Índia.

Tabela 2.2 - Medidas Diretas de Desempenho.

Método	Vantagens	Desvantagens	Observação
Pesquisa com os habitantes	boa ideia das áreas mais afetadas ao conversar com as pessoas	não produzem dados numéricos precisos	inclui discussões em grupo, estudos de casos individuais de famílias atingidas e observação do comportamento antes, durante e após as inundações.
	visão que a população afetada possui das inundações	depende da memória do morador	
	rápido de organizar	mais confiáveis em relação à profundidade; menos confiáveis em relação à frequência e duração	IMPORTANTE: que o morador mostre ao entrevistador um local específico onde ele se lembre da marca d'água.
	pode ser feito em tempo seco		
	pode abranger uma grande área	mais subjetivo que os outros métodos	
	baixo custo		
Observação direta durante as enchentes	essencial para a avaliação	pode ser limitada sazonalmente	é uma abordagem exigente e limitada.
	o problema pode ser observado no contexto	difícil estar no lugar certo na hora certa: Como registrar o pico?	
	úteis na seleção, e complemento para outros dados	é pouco provável observar o hidrograma completo	
	útil para avaliar o comportamento do sistema de drenagem	só pode cobrir uma área limitada	
		é dependente do tempo	
Medição de Valor	baixo custo em relação aos sensores eletrônicos	registra apenas a profundidade máxima	composto por réguas métricas cobertas com marcadores construído em uma pequena estrutura de proteção em que as inundações são livres para entrar.
	captura a inundação a qualquer momento	é válido somente durante o tempo de observação	
	útil para seleção de outros métodos	exige um processo regular de leitura e repintura a cada evento.	
	pode cobrir grandes áreas	localização é fundamental	ao final da precipitação, pode-se ler o maior nível de inundação na linha de divisão entre a parte riscada e não riscada da régua.
	pode registrar níveis máximos de inundação a qualquer hora	não registra a duração do evento	
		requer visitas frequentes	

Fonte: Adaptado de KOLSKY & BUTLER (2002)

Continuação da Tabela 2.2 - Medidas Diretas de Desempenho.

Método	Vantagens	Desvantagens	Observação
Sensores Eletrônicos	precisos e confiáveis	alto custo	ferramenta importante para uma modelagem hidráulica detalhada
	cobertura 24 horas por dia	necessidade de técnico especializado para instalar e operar	
	pode produzir hidrogramas completos	abrange um número limitado de locais	
	registram a profundidade ao longo do tempo, possibilitando o cômputo da duração do evento	exige inspeção, manutenção, controle da bateria e verificação externa	
		requer proteção contra vandalismo	

Fonte: Adaptado de KOLSKY & BUTLER (2002)

KOLSKY & BUTLER (2002) estudaram várias maneiras de mensurar o desempenho do sistema de drenagem de águas pluviais urbanas utilizando as experiências adquiridas nas favelas frequentemente alagadas na cidade de Indore, na Índia. Estes métodos abrangem desde abordagens que permitem compreender a percepção das pessoas em relação às inundações até o uso de equipamentos que registram a profundidade máxima e a duração das inundações. Cada uma destas abordagens possui vantagens e desvantagens que devem ser analisadas considerando os recursos financeiros e a situação da área de estudo em relação às informações disponíveis para aferir o desempenho do sistema de drenagem de águas pluviais urbanas.

Os métodos para a medição direta do desempenho possibilitaram compreender que a avaliação pode abranger tanto os aspectos qualitativos quanto os quantitativos do sistema de drenagem de águas pluviais urbanas.

Todavia, não foram discutidos métodos que permitissem a integração das dimensões quantitativa e qualitativa na avaliação do desempenho do sistema de drenagem de águas pluviais urbanas.

2.2 DESEMPENHO HIDRÁULICO DO SISTEMA DE DRENAGEM DE ÁGUAS PLUVIAIS URBANAS

A avaliação do desempenho hidráulico de um sistema de drenagem de águas pluviais urbanas pode ser realizada utilizando os seguintes critérios:

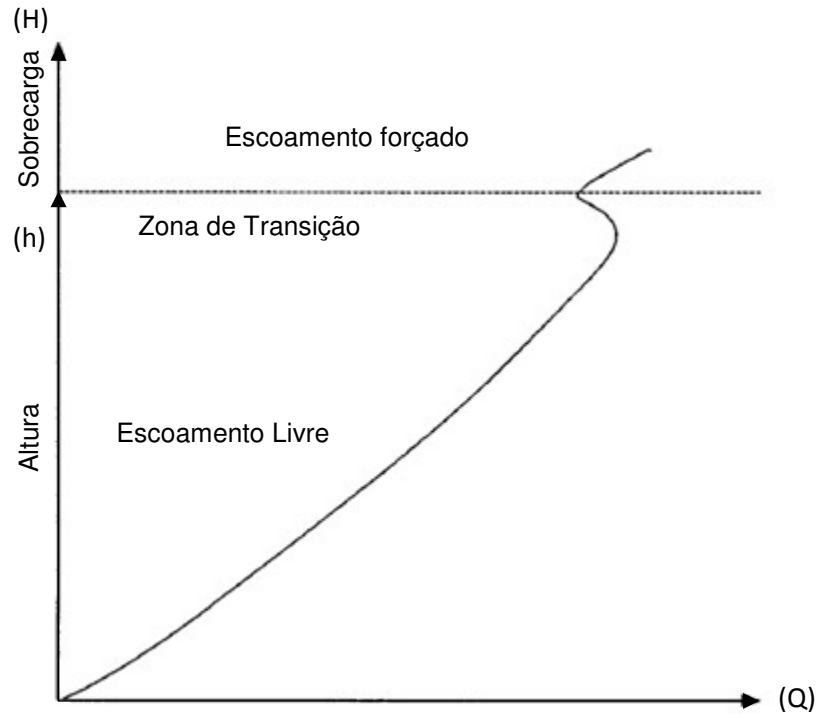
- Capacidade hidráulica das seções.
- Frequência e duração das sobrecargas.
- Volume transbordado.
- Duração das inundações.
- Área afetada pelas inundações.
- Custo dos danos causados à propriedade privada (BENNIS *et al.*, 2003).

Os critérios acima elencados foram avaliados por BENNIS *et al.* (2003) utilizando o modelo de simulação computacional: Storm Water Management Model - SWMM, desenvolvido pela U.S. Environmental Protection Agency (EPA) em conjunto com a consultora CDM, Inc.

Com o intuito de buscar soluções eficazes para reverter as sobrecargas e inundações que ocorrem no sistema de drenagem de águas pluviais urbanas, BENNIS *et al.* (2003) desenvolveram uma metodologia para compreender detalhadamente o desempenho hidráulico atual, por meio do diagnóstico hidráulico das seções que compõem a rede de drenagem de águas pluviais urbanas.

A sobrecarga acontece no momento em que a rede de drenagem de águas pluviais urbanas não é capaz de transportar a vazão de projeto e o sistema passa a operar afogado. A Figura 2.1 ilustra a variação da vazão (Q) em função da altura (h) e da sobrecarga (H). Para o escoamento livre, a altura é igual à profundidade do escoamento no conduto. Em condições de sobrecarga, a altura é superior ao diâmetro do conduto e pode ocasionar o aumento dos níveis de água na rede. A partir da zona de transição, o H representa a carga necessária para transportar a vazão (Q).

Figura 2.1 - Variação da Altura ou da Sobrecarga em relação à vazão



Fonte: Adaptado de BENNIS *et al.*, 2003)

A falha hidráulica de um tubo “a” está diretamente relacionada à altura da sobrecarga (H_a^{MON}) necessária para transportar a vazão de projeto. Se $H_a^{MON} = 0$, o tubo é hidráulicamente adequado e funciona sob regime livre ($N = 0\% = N_{mín}$). Entretanto, quando a altura da sobrecarga alcança a superfície do solo, ocorre o transbordamento da tubulação ($N_a = 100\% = N_{máx}$). Entre os extremos, é possível estabelecer uma relação linear apresentada na Equação 1 (BENNIS *et al.*, 2003) que expressa diretamente o grau de sobrecarga do tubo “a” em função da porcentagem da profundidade do poço de visita a montante:

$$N_a = 100\% * \frac{H_a^{MON}}{G_a} \quad (1)$$

Em que:

N_a : grau de sobrecarga do tubo “a”, expresso em função da porcentagem da profundidade do poço de visita a montante, variando de $N_{\min} = 0\%$ a $N_{\max} = 100\%$.

H_a^{MON} : altura da sobrecarga no poço de visita localizado imediatamente a montante do tubo “a” para a vazão de projeto.

G_a : profundidade que o tubo “a” está enterrado, medido a partir da superfície do solo até o topo a montante do tubo “a”.

A Equação 1 considera a linha piezométrica admissível para a superfície do solo ($N_{\max} = 100\%$). Critérios de concepção local podem exigir uma linha piezométrica inferior à superfície do solo, conforme ilustrado na Figura 2.2. Assim, a Equação 2 possibilita incluir esta restrição.

$$N_a = N_{\min} + (N_{\max} - N_{\min}) * \frac{H_a^{MON}}{G_a} \quad (2)$$

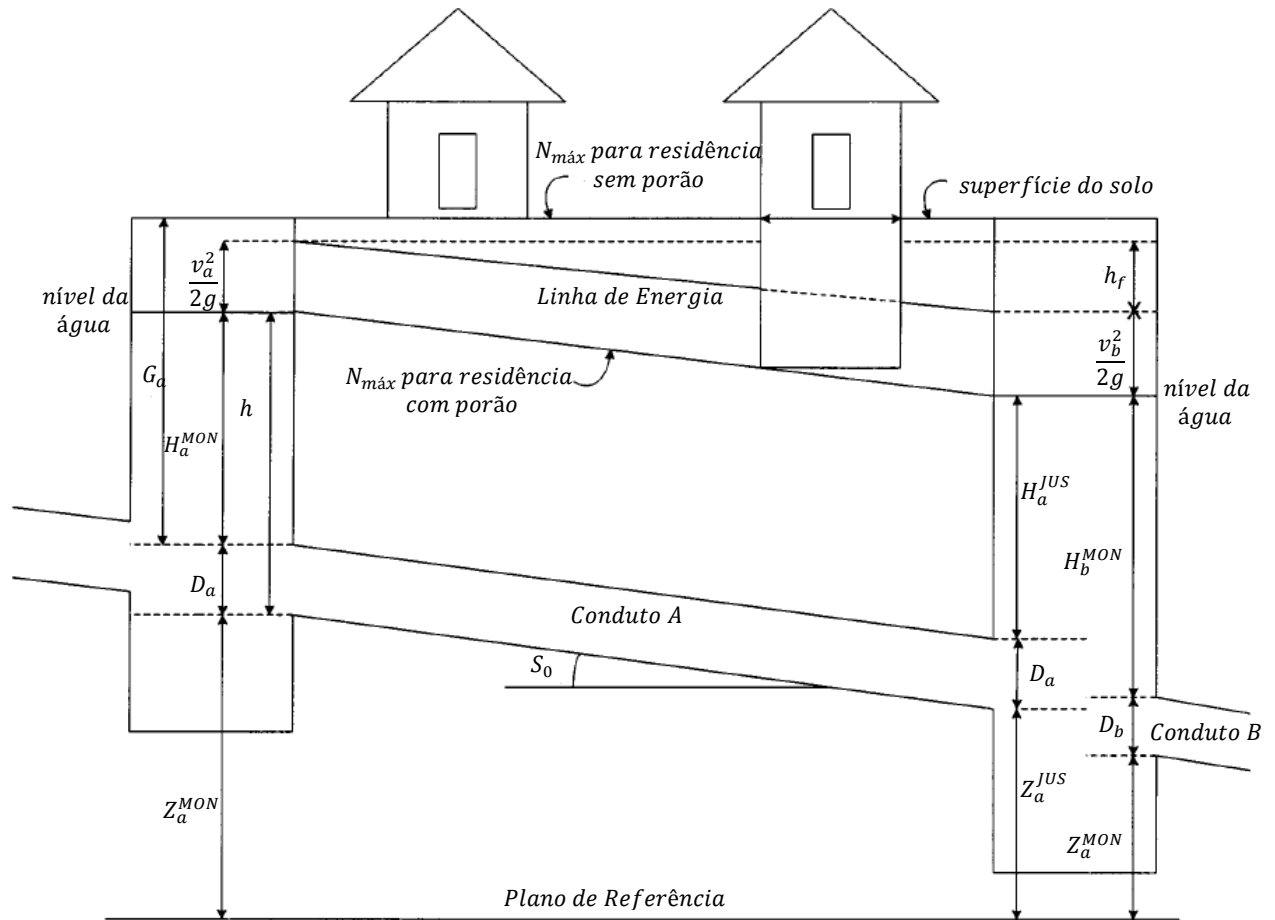
Em que:

N_a : grau de sobrecarga do tubo “a”, expresso em função da porcentagem da profundidade do poço de visita a montante, variando de $N_{\min} = 0\%$ a $N_{\max} = 100\%$.

N_{\min} : definição da sobrecarga (início na geratriz superior do conduto).

N_{\max} : linha piezométrica admissível.

Figura 2.2 - Representação Esquemática dos Parâmetros Hidráulicos.



Fonte: Adaptado de BENNIS *et al*, 2003)

As sobrecargas em um único conduto são capazes de elevar a linha piezométrica em várias tubulações a montante. O extravasamento de um conduto ocasionado pelo remanso oriundo de jusante pode ocultar a deficiência hidráulica do próprio conduto, bem como limitar a vazão a montante. Assim, o efeito da sobrecarga que o tubo “a” causa dentro de si pode ser calculado pela Equação 3 (BENNIS *et al.*, 2003).

$$N_a^a = N_{mín} + (N_{máx} - N_{mín}) * \left(\frac{H_a^{MON} - H_a^{JUS}}{G_a} \right) \quad (3)$$

Em que:

N_a^a : efeito líquido da sobrecarga que o tubo “a” causa dentro de si.

H_a^{MON} : altura da sobrecarga no poço de visita situado a montante do tubo “a”.

H_a^{JUS} : efeito da sobrecarga a jusante no tubo “a”.

G_a : profundidade do tubo “a” (medido a partir da superfície até o topo a montante do tubo “a”).

A sobrecarga máxima a jusante é calculada pela Equação 4.

$$H_a^{JUS} = H_b^{MON} - (Z_a^{JUS} - Z_b^{MON}) + D_b - D_a \quad (4)$$

Em que:

H_a^{JUS} : altura da sobrecarga na saída do tubo “a”.

H_b^{MON} : altura da sobrecarga na entrada do tubo “b”.

Z_a^{JUS} : energia potencial na saída do tubo “a”;

Z_b^{MON} : energia potencial na entrada do tubo “b”.

D_a : diâmetro do tubo “a”.

D_b : diâmetro do tubo “b”.

A contribuição do tubo a jusante “b” para a sobrecarga do tubo a montante “a” pode ser expressa pela Equação 5 (BENNIS *et al.*, 2003).

$$N_a^b = (N_{máx} - N_{mín}) * \left(\frac{H_a^{JUS} - H_a^{JUS}}{G_a} \right) \quad (5)$$

Em que:

N_a^b : contribuição do tubo a jusante “b” para a sobrecarga do tubo a montante “a”.

H_b^{JUS} : altura da sobrecarga a jusante do tubo “b”.

A metodologia proposta por BENNIS *et al.* (2003) para realizar o diagnóstico hidráulico da rede de drenagem de águas pluviais urbanas propôs o índice de

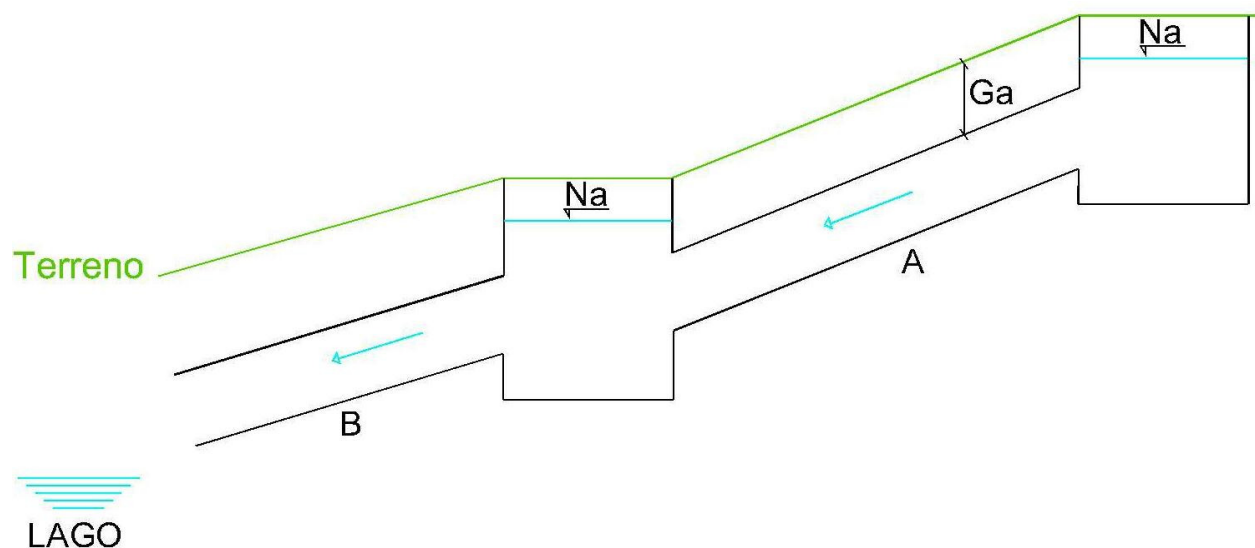
desempenho hidráulico global, calculado pelas Equações 1 e 2. Este índice varia em função da profundidade da sobrecarga produzida dentro da seção do conduto possibilitando avaliar a sua capacidade hidráulica.

Além disso, a elaboração da matriz, utilizando as Equações 3 e 5, permite identificar os locais e a origem das falhas hidráulicas em cada trecho, bem como mensurar a parcela de responsabilidade de cada trecho para a sobrecarga ou transbordamento na rede de drenagem de águas pluviais urbanas.

Contudo, a metodologia apresentada por BENNIS *et al.* (2003) menciona que a soma das análises de uma coluna específica corresponde exatamente ao cálculo do índice de desempenho hidráulico global apresentado pela Equação 2. Todavia, isto não ocorre tendo em vista a incompatibilidade das variáveis como descrito a seguir.

Considerando uma rede de drenagem de águas pluviais urbanas constituída por duas tubulações (trecho A e trecho B) e um exutório conforme ilustrado na Figura 2.3.

Figura 2.3 - Esquematização da rede de drenagem de águas pluviais urbanas.



Fonte: Autoria Própria

Com os dados apresentados na Tabela 2.3 foi possível elaborar a matriz apresentada na Tabela 2.4, calculada utilizando as Equações 2, 3 e 5.

Tabela 2.3 – Dados da Rede de Drenagem de Águas Pluviais do Exemplo.

Trecho	Cota do Terreno Entrada (m)	Cota da Geratriz Superior do Tubo na Entrada (m)	Cota Piezométrica de Entrada (mca)	Cota da Geratriz Inferior do Tubo na Entrada (m)	Cota da Geratriz Inferior do Tubo na Saída (m)	Φ (m)
B	581,95	577,70	578,30	576,20	575,65	1,5
A	582,59	577,39	579,69	577,39	576,20	1,5

Tabela 2.4 – Matriz do Diagnóstico Hidráulico da Rede de Drenagem de Águas Pluviais do Exemplo.

	Trecho B	Trecho A
Trecho B	0 ¹	0 ²
Trecho A		5 ¹
		22 ³

¹: resultado obtido por meio da Equação 3 (N_a^a = efeito líquido da sobrecarga que o tubo “a” causa dentro de si.).

²: resultado obtido por meio da Equação 5 (N_a^b = contribuição do tubo a jusante “b” para a sobrecarga do tubo a montante “a”).

³: resultado obtido por meio da Equação 2 (N_a = grau de sobrecarga do tubo “a”, expresso em função da porcentagem da profundidade do poço de visita a montante).

A hipótese apresentada por BENNIS *et al.* (2003) afirma que a contribuição do tubo “b” para a sobrecarga do tubo “a” (N_a^b) somada a sobrecarga que o tubo “a” ocasiona sobre si (N_a^a) é igual ao índice de desempenho hidráulico do tubo “a” (N_a), calculado diretamente pela Equação 2. Entretanto, ao analisar as variáveis que compõem cada uma das Equações (2, 3 e 5), verificou-se que ocorreu uma incongruência. Esta incongruência aconteceu devido à impossibilidade de igualar a soma da Equação 3 e da Equação 5 com a Equação 2.

Ao calcular a contribuição do tubo “b” para a sobrecarga do tubo “a” (N_a^b) é necessário considerar a sobrecarga na saída do tubo “b” (H_b^{JUS}). Porém esta variável não é contemplada no cômputo do índice de desempenho hidráulico global, contestando assim a hipótese apresentada por BENNIS *et al.* (2003), conforme demonstrado abaixo:

$$N_a^b + N_a^a = N_a - \text{hipótese da metodologia (BENNIS et al, 2003)}$$

$$(N_{m\acute{a}x} - N_{m\acute{i}n}) * \left(\frac{H_a^{JUS} - H_b^{JUS}}{G_a} \right) + N_{m\acute{i}n} + (N_{m\acute{a}x} - N_{m\acute{i}n}) * \left(\frac{H_a^{MON} - H_a^{JUS}}{G_a} \right) = 100 * \left(\frac{H_a^{MON}}{G_a} \right)$$

$$100 * \left(\frac{H_a^{JUS} - H_b^{JUS}}{G_a} \right) + 0 + 100 * \left(\frac{H_a^{MON} - H_a^{JUS}}{G_a} \right) = 100 * \left(\frac{H_a^{MON}}{G_a} \right)$$

$$100 * \left(\frac{H_a^{MON} - H_b^{JUS}}{G_a} \right) \neq 100 * \left(\frac{H_a^{MON}}{G_a} \right) - \text{comprova que a hipótese apresentada é falsa}$$

HEYWOOD *et al.* (1997) avaliaram o desempenho do sistema de drenagem de águas pluviais de uma bacia hidrográfica localizada em Bhagerathpura, assentamento de baixa renda composto por duas favelas, na cidade de Indore, na Índia. Nesta bacia hidrográfica foi implantado o projeto Parikh que consiste em utilizar a superfície das vias de circulação para o escoamento superficial da precipitação, com a canalização das águas pluviais somente quando a capacidade da via é ultrapassada. O nível máximo da água na estrada, durante um evento chuvoso, é alcançado quando a mesma atinge a calçada. Para a viabilidade deste projeto é necessário que as vias possuam declividades positivas partindo dos pontos elevados até chegar aos exutórios.

Para a avaliação do desempenho HEYWOOD *et al.* (1997) utilizaram o programa de simulação para análise interativa de drenagem denominada SPIDA, elaborado pela Wallingford Software. Com a SPIDA foi possível modelar um sistema de drenagem de

águas pluviais composto tanto por canais abertos (neste caso, as vias) como por canais fechados (tubulações).

O SPIDA foi utilizado para avaliar o impacto no desempenho do sistema de drenagem de águas pluviais ocasionado pelas mudanças na execução das vias de circulação em relação ao projetado. Deste modo foi feita a comparação entre a rua executada e a rua projetada considerando as entradas existentes para as tubulações de drenagem de águas pluviais (HEYWOOD *et al.*, 1997).

As ruas executadas canalizavam o escoamento superficial para longe das entradas dos tubos de drenagem sobrecarregando as vias com menor capacidade de escoamento superficial. Segundo as simulações realizadas, 46% da vazão escoada superficialmente atingiram o tubo de drenagem no caso das ruas construídas com ou sem bloqueio na entrada. Todavia, quando a rua projetada foi considerada na simulação, 52% do escoamento superficial atingiram as tubulações de drenagem, ampliando para 66% quando se considera que as entradas estavam bem conservadas (HEYWOOD *et al.*, 1997).

A vazão de pico também foi examinada com o intuito de avaliar as possíveis inundações. Assim, verificou-se que, nas estradas construídas o extravasamento acima do nível do meio fio ocorreu em alguns pontos da rede. Estes extravasamentos são ocasionados pela concentração do escoamento superficial do evento chuvoso nas vias de circulação mais estreitas da bacia. Nas vias de circulação projetadas, a vazão escoada foi distribuída evitando a ocorrência de inundações (HEYWOOD *et al.*, 1997).

A modelagem proposta por HEYWOOD *et al.* (1997) utilizou o software SPIDA que possibilitou a análise do desempenho do sistema de drenagem de águas pluviais apresentando os resultados em função da capacidade de captação das entradas nas tubulações. Contudo, o aludido trabalho não avaliou as condições hidráulicas da rede de drenagem de águas pluviais concentrando-se na análise do escoamento superficial.

O projeto Parikh ampliou as possibilidades disponíveis para projetistas de sistemas de drenagem de águas pluviais de comunidades de baixa renda, pois propõe a implantação de rede de drenagem de águas pluviais utilizando a capacidade de escoamento superficial das vias de circulação, propondo a separação do efluente doméstico e das águas pluviais.

Entretanto, é importante salientar que a calibração do modelo foi realizada utilizando medidas de vazão e dois eventos chuvosos mais intensos de um período extremamente curto (22 de julho a 24 de agosto de 1993) (HEYWOOD *et al.*, 1997). As observações de campo foram de apenas um ano (1993), portanto insuficientes para concluir que o sistema de drenagem de águas pluviais possui um bom desempenho. Além disso, as análises utilizaram eventos chuvosos com período de retorno desconhecido. O período de retorno é de grande importância na avaliação de estruturas hidráulicas, pois indica o período de tempo médio que uma precipitação é equiparada ou ultrapassada pelo menos uma vez. Portanto, ao desconsiderar o período de retorno, a análise do desempenho do sistema de drenagem de águas pluviais foi prejudicada.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

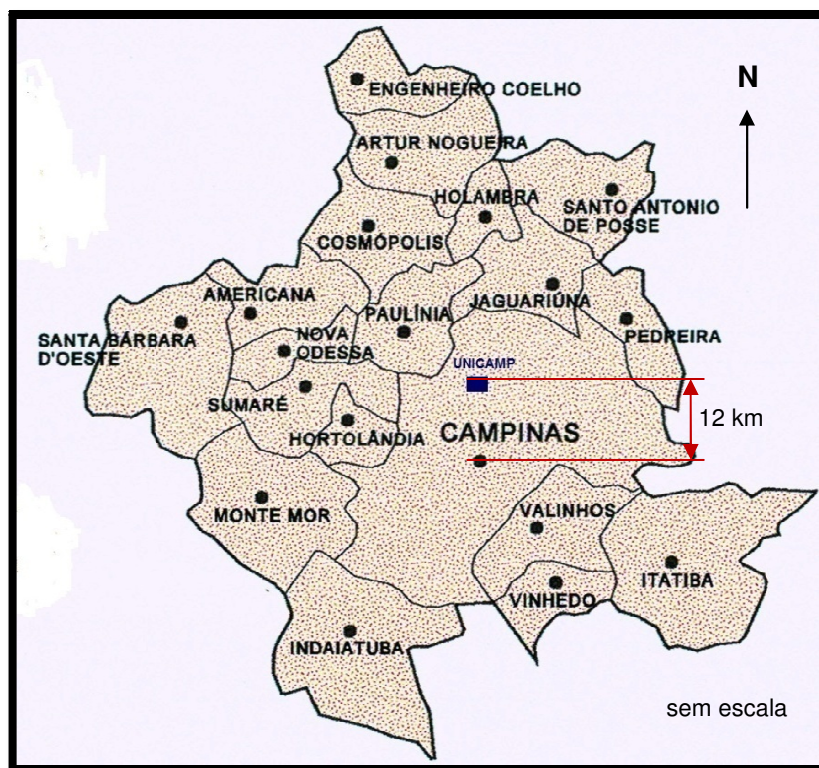
3.1 ÁREA DE ESTUDO

3.1.1 Localização

O local de estudo compreende a área de contribuição do sistema de drenagem de águas pluviais inserido no Campus Universitário “Professor Zeferino Vaz”.

Com aproximadamente 3,0 km², o Campus Universitário “Professor Zeferino Vaz” da Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP) está localizado no distrito de Barão Geraldo no município de Campinas, a doze quilômetros do centro de Campinas-SP. A área de contribuição do sistema de drenagem de águas pluviais é de aproximadamente 6,0 km².

Figura 3.1 – Localização geográfica do Campus da UNICAMP.



Fonte: Adaptado de IGC, 2002.

3.1.2 Levantamento de dados disponíveis

Esta etapa consistiu em reunir todos os dados e plantas disponíveis para o estudo. Foram necessários:

- Planta do uso e ocupação do solo da área de estudo.
- Planta contendo as curvas de nível da área de estudo.
- Planta contendo a localização dos elementos que compõem o sistema de drenagem de águas pluviais urbanas: bocas de lobo, poços de visita, caixas de ligação, tubulações, sarjetas e dutos de saída. É importante que todos os elementos possuam uma identificação numérica para facilitar a sua localização.
- Dados do sistema de drenagem de águas pluviais: comprimento e diâmetro dos condutos, dimensão dos poços de visita, bem como as respectivas cotas do terreno, do topo e do fundo, cota do terreno e do fundo dos exutórios.

Vale salientar a importância das plantas acima mencionadas estarem georreferenciadas no mesmo sistema geodésico.

3.1.3 Compatibilização da base cartográfica

Com a base de dados, é necessário elaborar mapas que contenham as camadas necessárias para executar cada fase do trabalho. No caso do estudo do sistema de drenagem de águas pluviais urbanas, é necessário obter:

1 – Carta topográfica com a localização do sistema de drenagem de águas pluviais urbanas conforme, ilustrada na Figura 3.2.

2 – Mapa do uso e ocupação do solo com a localização do sistema de drenagem de águas pluviais urbanas, ilustrado na Figura 3.3.

Figura 3.2 - Carta topográfica com a área de contribuição e distribuição do sistema de drenagem de águas pluviais do Campus da Unicamp.

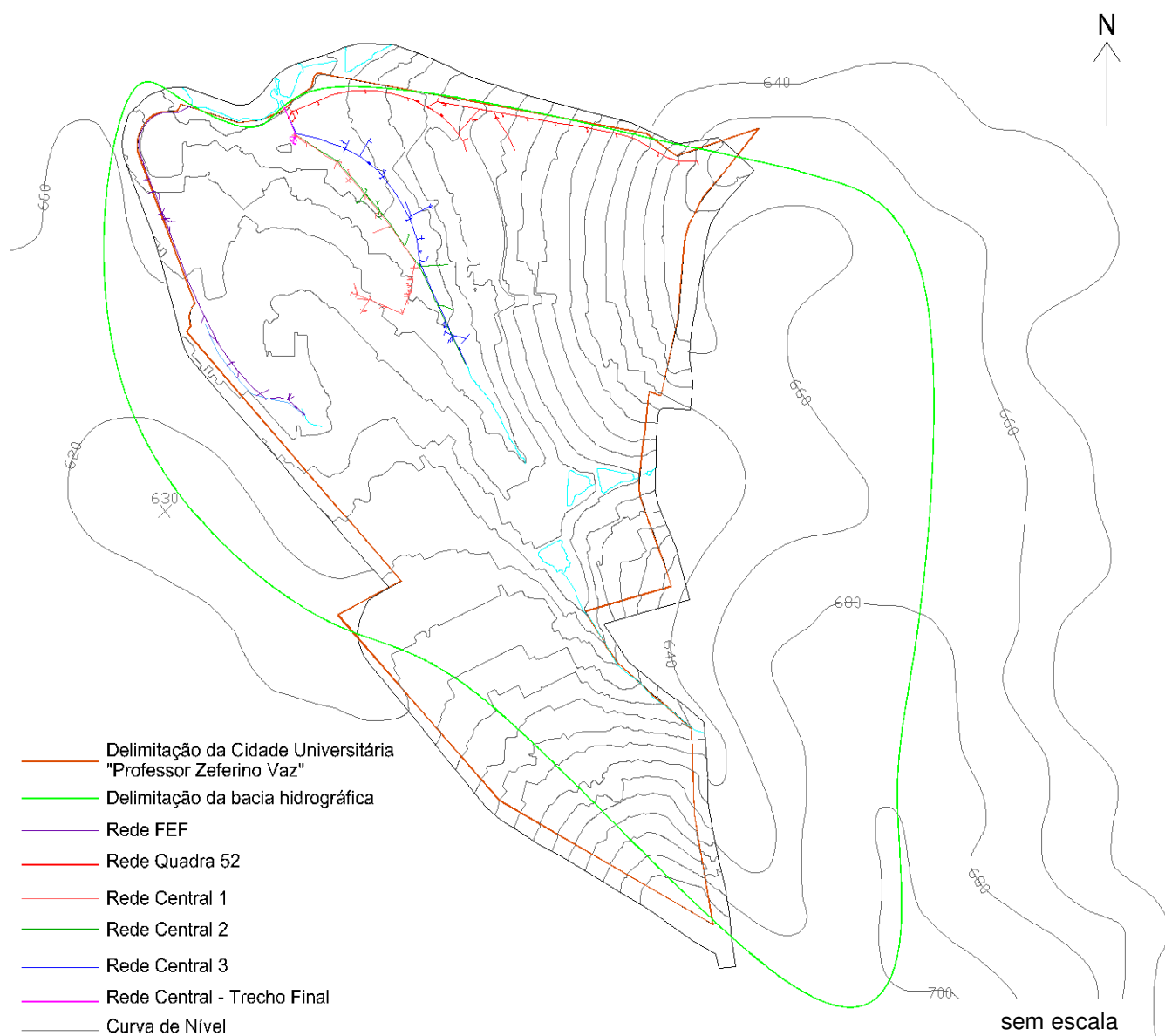
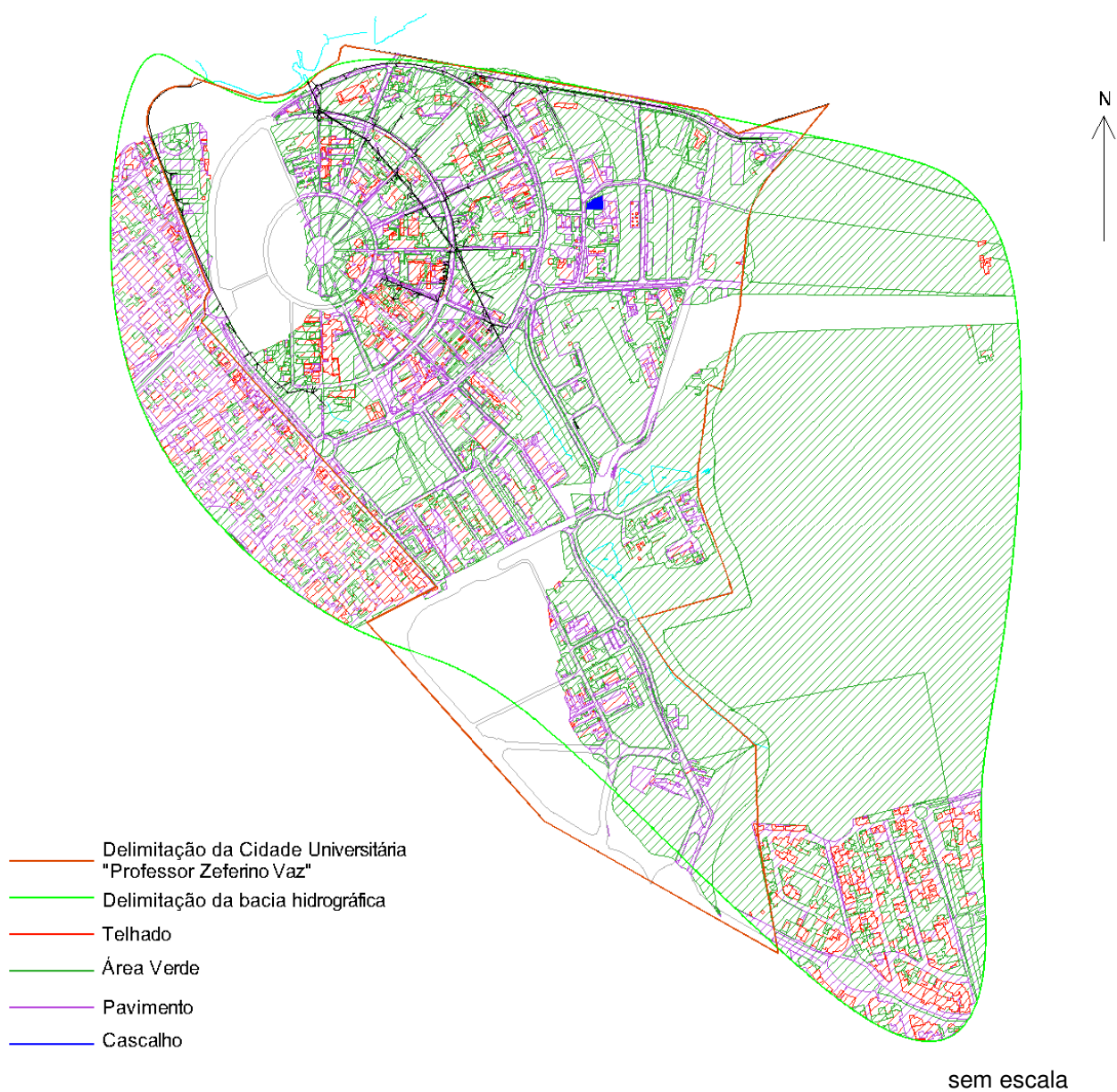


Figura 3.3 - Mapa do uso e ocupação do solo na área de contribuição do sistema de drenagem de águas pluviais do Campus da Unicamp.



3.1.4 Caracterização das redes de drenagem de águas pluviais

O sistema de drenagem de águas pluviais urbanas pode ser constituído por uma ou mais de redes de drenagem de águas pluviais. Para analisá-lo é necessário segmentar as redes de drenagem de águas pluviais, considerando as conexões entre redes. A Figura 3.2 ilustra as redes de drenagem que compõem o sistema de drenagem de águas pluviais do Campus da Unicamp.

3.1.5 Áreas de Contribuição

Após o seccionamento das redes de drenagem de águas pluviais urbanas, inicia-se a delimitação da bacia de contribuição de cada poço de visita. As bacias de contribuição são definidas observando a topografia e a localização dos dispositivos de captação de águas pluviais.

Para a delimitação das bacias de contribuição foi elaborado um modelo digital de terreno com o auxílio do software Auto CAD CIVIL 3D, utilizando as curvas de nível do terreno. No software Auto CAD CIVIL 3D o modelo digital de terreno é denominado superfície e utilizando a ferramenta *water drop* foi possível avaliar o sentido do escoamento superficial das águas pluviais. Com a indicação da direção do escoamento das águas pluviais na superfície do terreno foi utilizada a ferramenta *catchment area* para delimitar a bacia de contribuição de um determinado ponto.

Entretanto, as bacias de contribuição geradas nem sempre coincidem com os pontos de entrada da rede de drenagem de águas pluviais urbanas. Isso ocorre, pois esta ferramenta computacional não considera o traçado do sistema viário e dos dispositivos de drenagem, utilizando somente a declividade do terreno obtida por meio das curvas de nível. Por isto, além do uso da ferramenta computacional, é necessário realizar ajustes manuais observando os pontos de entrada da rede de drenagem de águas pluviais urbanas e a topografia da área objeto do estudo.

3.2 CARACTERIZAÇÃO HIDROLÓGICA

3.2.1 Produção do escoamento superficial

O escoamento superficial direto corresponde ao excesso de intensidade de precipitação em relação à capacidade de infiltração do solo. Portanto, para a determinação do escoamento superficial direto é necessário conhecer o tipo de solo do local estudado. Na ausência de dados da caracterização do solo do local do estudo, é possível obtê-lo de maneira regional, utilizando o Mapa Pedológico do Estado de São Paulo (OLIVEIRA *et al.*, 1999), ou se o local do estudo for em outros estados brasileiros, é possível obtê-lo por meio do Mapa de Solos do Brasil (EMBRAPA SOLOS, 2011).

O Serviço de Conservação do Solo (SCS) do Departamento de Agricultura dos Estados Unidos da América (USDA) reuniu os solos dos Estados Unidos em quatro grupos principais, pressupondo que perfis de solos semelhantes (espessura, estrutura, presença de matéria orgânica, textura e capacidade de infiltração) respondessem de forma semelhante a uma precipitação de grande duração e intensidade considerável (SARTORI; LOMBARDI NETO; GENOVEZ, 2005).

SARTORI, LOMBARDI NETO e GENOVEZ (2005) apresentaram um estudo que resultou na classificação hidrológica dos solos brasileiros, definindo e detalhando os respectivos grupos hidrológicos de solo para condições brasileiras, permitindo a utilização de referências bibliográficas internacionais que utilizam o método de classificação do SCS, apresentados no anexo I. Entretanto, SARTORI, LOMBARDI NETO e GENOVEZ (2005) ressaltaram que a classificação hidrológica foi realizada com informações dos solos do Estado de São Paulo, podendo ser aplicada em regiões brasileiras onde ocorram solos semelhantes. Contudo não foi recomendado o seu uso para regiões muito úmidas ou muito secas, como o Nordeste e a Amazônia.

O coeficiente de escoamento superficial representa a agregação dos efeitos da infiltração, evaporação, retenção e interceptação, presentes na fase superficial do ciclo hidrológico que afeta diretamente o volume escoado superficialmente.

Fundamentado nos dados coletados no Distrito de Denver desde 1969, uma relação empírica entre o coeficiente de deflúvio e a parcela impermeabilizada do solo para precipitações com período de retorno de 2 anos foi desenvolvida e apresentada na Equação 6 para os grupos de solo tipo A e na Equação 7 para os grupos de solos tipo C e D (URBONAS; GOU; TUCKER, 1990, *apud* URBAN DRAINAGE AND FLOOD CONTROL DISTRICT, 2007). Para os grupos de solos tipo B, o coeficiente de deflúvio foi obtido pela média aritmética dos coeficientes de deflúvio dos grupos de solos tipo A e tipo C/D (Equação 8). Para períodos de retorno superiores deve ser considerado o fator de correção apresentado na Tabela 3.2.

$$C_A = K_A + (1,31i - 1,44i^2 + 1,135i - 0,12) \text{ para } C_A \geq 0, \text{ caso contrário, } C_A = 0 \quad (6)$$

$$C_{CD} = K_{CD} + (0,858i^3 - 0,786i^2 + 0,774i - 0,04) \quad (7)$$

$$C_b = \frac{(C_A + C_{CD})}{2} \quad (8)$$

Em que:

i : porcentagem impermeável/100 expressa em decimais (consultar valores da Tabela 3.1).

C_A : coeficiente de escoamento superficial para solo tipo A do Serviço de Conservação de Recursos Naturais (NRCS).

C_B : coeficiente de escoamento superficial para solo tipo B do Serviço de Conservação de Recursos Naturais (NRCS).

C_{CD} : coeficiente de escoamento superficial para solo tipo C e D do Serviço de Conservação de Recursos Naturais (NRCS).

K_A : fator de correção para solo tipo A definido na Tabela 3.2.

K_{CD} : fator de correção para solo tipo C e D definido na Tabela 3.2.

A Tabela 3.1 apresenta a parcela impermeável recomendada pelo manual de critérios de drenagem de águas pluviais urbanas (NATURAL RESOURCES CONSERVATION SERVICE, 2007) para os diversos usos e ocupação do solo que permite iniciar a caracterização do escoamento superficial.

Tabela 3.1- Valores da porcentagem impermeável.

Uso do Solo ou Característica da Superfície	Porcentagem Impermeável	Uso do Solo ou Característica da Superfície	Porcentagem Impermeável
<i>Negócios:</i>		<i>Outros:</i>	
Áreas Comerciais	95	Parques e Cemitérios	5
Áreas Mistas	85	Praças	10
<i>Residencial:</i>		Escolas	50
Multifamiliar (isolada)	60	Pátio Ferroviário	15
Multifamiliar (geminada)	75	Telhado	90
Apartamentos	80	<i>Sistema Viário:</i>	
<i>Industrial:</i>		Pavimentadas	100
Indústrias Leves	80	Coberta por cascalho	40
Indústrias Pesadas	90	Calçadas	90

Fonte: Adaptado de NATURAL RESOURCES CONSERVATION SERVICE (2007).

Tabela 3.2 – Fator de correção K_A e K_{CD} para utilizar nas Equações 6 e 7.

Tipo de Solo (NRCS)	Período de Retorno					
	2 anos	5 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos
C e D	0	-0,10i+0,11	-0,18i+0,21	-0,28i+0,33	-0,33i+0,40	-0,39i+0,46
A	0	-0,08i+0,09	-0,14i+0,17	-0,19i+0,24	-0,22i+0,28	-0,25i+0,32

Fonte: NATURAL RESOURCES CONSERVATION SERVICE (2007).

Quando as bacias de contribuição possuem ocupações heterogêneas, atribui-se para cada região um coeficiente de deflúvio. O coeficiente de deflúvio médio da área de drenagem é obtido por meio da média ponderada em relação às áreas de cada região conforme descrito na Equação 9 (RIGHETTO, 1998).

$$C = \frac{C_1 * A_1 + C_2 * A_2 + \dots + C_n * A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \quad (9)$$

Em que:

C_1, C_2, C_n : coeficiente de deflúvio de cada bacia de contribuição.

A_1, A_2, A_n : área de cada bacia de contribuição.

3.2.2 Cálculo da intensidade da precipitação

A precipitação é a variável hidrológica que foi analisada nesta etapa. Inicialmente foi necessário obter dados pluviométricos da área objeto do estudo. A série histórica utilizada no estudo de caso deste trabalho foi extraída do posto pluviométrico com os dados apresentados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 - Informações do banco de dados pluviométricos do Estado de São Paulo – Departamento de Águas e Energia Elétrica (DAEE).

Prefixo: D4-044
Nome: DO – Posto Campinas
Município: Campinas
Bacia Hidrográfica: Piracicaba
Altitude: 710 metros
Latitude: 22°52'17"
Longitude: 47°4'39"
Prefixo ANA: 2247046
Localização: Fazenda Santa Inês, a 5,5 quilômetros da área de estudo

Fonte: <http://www.sigrh.sp.gov.br/cgi-bin/bdhm.exe/plu>

A precipitação pode ser medida pelo pluviômetro e pluviógrafo. No pluviômetro, a altura total da precipitação é obtida por meio de uma proveta graduada, normalmente em intervalos de 24 horas. Enquanto que o pluviógrafo registra a variação da altura da precipitação ao longo do tempo, informando a quantidade e a duração da precipitação (HOLTZ, 1976).

A existência de uma rede de mais extensa de dados pluviométricos no Brasil ocorre devido à simplicidade da instalação e operação do pluviômetro, além de apresentar custo inferior se comparado com o pluviógrafo (HOLTZ, 1976).

A análise da precipitação considera valores que estão sujeitos ao local e ao tempo e dependem das leis probabilísticas. Por isso, a análise estatística é imprescindível.

Para o cálculo da intensidade da precipitação, a série histórica de precipitações máximas anuais deve ser utilizada. Depois, deve ser selecionada a distribuição teórica de probabilidade que melhor se ajusta às estimativas amostrais (RIGHETTO, 1998)

Com o intuito de buscar uma distribuição teórica que se adapte melhor à distribuição de frequência da amostra, RIGHETTO (1998) sugere que seja selecionada uma ou mais distribuições teóricas.

As distribuições teóricas selecionadas para análise da série histórica de precipitações anuais foram: distribuição normal, distribuição lognormal e distribuição de Gumbel.

A distribuição normal é representada pela curva de Gauss. Enquadra-se nesta distribuição os eventos de ocorrência individual que não obedecem a regras que permitam fazer previsões acertadas. É caracterizada por dois parâmetros: média e desvio padrão. As suas principais propriedades são:

1 – A média, moda e mediana são iguais.

2 – Possui simetria entorno da média.

A distribuição lognormal ocorre quando os logaritmos dos valores da amostra obedecem à distribuição normal.

A distribuição de Gumbel é uma distribuição de eventos extremos em que as precipitações máximas anuais são selecionadas e ordenadas no sentido decrescente. Esta distribuição assume que os valores de X serão sempre positivos e a parte que trata dos valores de X menos frequentes é do tipo exponencial e é descrita na Equação 10.

$$P = 1 - e^{-e^{-\gamma}} \quad (10)$$

Em que:

P : probabilidade de um valor de precipitação ser igualado ou excedido.

e : base dos logaritmos neperianos.

γ : variável reduzida da distribuição de Gumbel.

A variável reduzida pode ser expressa pela Equação 11.

$$\gamma = -\ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right] \quad (11)$$

Em que:

T : período de retorno (anos).

No dimensionamento de redes de drenagem de águas pluviais urbanas é necessário determinar a chuva de projeto (RIGHETTO, 1998). Mesmo que o foco deste trabalho não seja o projeto desta estrutura, é necessário calcular a altura pluviométrica definindo o período de retorno (T) e a duração da chuva (d) para a área de drenagem do objeto do estudo. Com a estimativa da altura pluviométrica é possível calcular a intensidade da chuva que é uma das variáveis utilizadas para o cálculo da vazão.

Caso haja disponibilidade da relação intensidade, duração e frequência do local de estudo, a intensidade da chuva, considerada uniforme ao longo de sua duração, é

imediatamente determinada (RIGHETTO, 1998). Contudo, poucos locais possuem estas relações (i, d, f). Para os locais que não possuem estas informações, pode-se utilizar o método de BELL (1969) que associa a altura pluviométrica de uma chuva intensa de duração d e período de retorno T, com uma chuva intensa padrão com duração de 60 minutos e período de retorno de 10 anos. Utilizando a metodologia proposta por BELL (1969), UEHARA (1980) propôs uma equação generalizada para determinação de alturas precipitadas para o Estado de São Paulo (Equação 12), baseando-se em dados pluviométricos, provenientes de séries anuais, de postos localizados em Água Funda, Avaré, Bauru, Bom Fim, Lins, São Simão, Santos e Ubatuba (GENOVEZ & ZUFFO, 2000).

$$P_d^T = (0,22 * \ln T + 0,50) * (0,38 * d^{0,31} - 0,39) * P_{60}^{10} \quad (12)$$

Para: $2 \leq T \leq 100$ (anos) e $5 \leq d \leq 120$ (minutos).

Em que:

P_d^T : altura de chuva (mm) para período de retorno T e duração d (min ou h).

d : duração (min).

P_{60}^{10} : altura da chuva (mm) para período de retorno de 10 anos e duração de 60 minutos.

Com a análise estatística é possível obter o cálculo da precipitação de duração de um dia para o período de retorno desejado. No caso da Equação 12, é necessário obter a precipitação de 60 minutos para o período de retorno de 10 anos. Para isso é possível utilizar o método das relações de durações disponível na Tabela 3.4.

O método das relações de durações é baseado em duas premissas:

1 – A existência da tendência das curvas de probabilidade (i,T), correspondentes a várias durações (d), mantém-se equidistantes.

2 – Para locais distintos há grande similaridade nas relações entre intensidades médias máximas de diversas durações (RIGHETTO, 1998).

Considerando r como a relação entre intensidade máxima de duração d_{c1} e a intensidade máxima de duração d_{c2} , é possível determinar uma analogia entre r e d_{c1}/d_{c2} para uma determinada localidade. Na ausência de informações regionais para o território brasileiro, é possível utilizar os valores apresentados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Relação entre altura pluviométricas máximas anuais “ r ” para várias relações d_{c1}/d_{c2} .

d_{c1}/d_{c2}	r
10/30 (min/min)	0,54
15/30 (min/min)	0,70
25/30 (min/min)	0,91
30/60 (min/min)	0,74
1/24 (h/h)	0,45
6/24 (h/h)	0,72
12/24 (h/h)	0,85
24/1 (h/d)	1,14

Fonte: RIGHETTO, 1998.

Para concluir o cálculo da equação de chuva generalizada proposta por UEHARA (1980), o período de retorno deve ser definido. O período de retorno é o intervalo médio que um evento chuvoso é igualado ou superado pelo menos uma vez (HOLTZ & PINTO, 1976). Na fixação do período de retorno deve ser considerada a importância da obra bem como a avaliação dos danos ocasionados pela falha do sistema em questão. Segundo RIGHETTO (1998), para galerias de águas pluviais, o período de retorno geralmente adotado é de 2 anos para áreas residenciais, 5 anos para áreas comerciais e 20 anos para canais urbanos.

Cabe ressaltar que a equação de chuva intensa generalizada proposta por BELL (1969) e modificada por UEHARA (1980) é recomendada, pois a disponibilidade dos dados de precipitações provém predominantemente de pluviômetros. Assim, na Equação 12 é necessário realizar duas relações entre alturas pluviométricas máximas anuais, apresentadas na Tabela 3.4, para se obter a P_{60}^{10} . Já na equação sugerida por CHEN (1983), é preciso realizar várias relações entre alturas pluviométricas máximas anuais. Todavia, a utilização da equação proposta por CHEN (1983) é vantajosa em locais que possuam dados oriundos de pluviógrafos.

Após a determinação da P_d^T é possível calcular a intensidade da precipitação por meio da Equação 13.

$$i = \frac{P}{t} \quad (13)$$

Em que:

i : intensidade da precipitação (mm/h).

P : altura da chuva (mm) calculada por meio da Equação 12.

t : tempo (h).

A duração da chuva é especificada pelo tempo de concentração que pode ser definido pelo tempo necessário para que a água precipitada no ponto hidraulicamente mais afastado da bacia atinja o seu exutório (NATURAL RESOURCES CONSERVATION SERVICE, 2010). O ponto hidraulicamente mais distante é aquele com o tempo de percurso mais longo até a saída da bacia (NATURAL RESOURCES CONSERVATION SERVICE, 2010).

Para o cálculo do tempo de concentração foi utilizado o método das velocidades desenvolvido pelo Serviço de Conservação dos Recursos Naturais (NRCS) dos Estados Unidos. Este método assume que o tempo de concentração é a soma dos tempos de

percurso dos trechos ao longo do escoamento desde o ponto inicial do fluxo, conforme apresentado na Equação 14.

$$t_c = t_{t1} + t_{t2} + t_{t3} + \dots t_{tn} \quad (14)$$

Em que:

t_c : tempo de concentração (horas).

t_{tn} : tempo de percurso de um segmento n (horas).

n : número de segmentos que compõe o comprimento hidráulico total.

As parcelas que compõem o método das velocidades são divididas em três tipos: *escoamento difuso*, *escoamento concentrado raso* e *escoamento de canal aberto*.

1 - *Escoamento Difuso*: é o escoamento de água sobre a superfície com uma altura relativamente uniforme. Geralmente ocorre na cabeceira do curso d'água, próximo ao divisor de águas. O seu cálculo é efetuado por meio da Equação 15.

$$t_t = \frac{0,09125 * (n * l^{0,8})}{P_2^{0,5} * S^{0,4}} \quad (15)$$

Em que:

t_t : tempo de percurso (h).

n : coeficiente de rugosidade segundo Manning (Tabela 3.5).

l : comprimento limitante do escoamento (m).

P_2 : precipitação com duração de 24 horas e período de retorno de 2 anos (mm).

S : declividade da superfície do solo (m/m).

Tabela 3.5 – Coeficiente de rugosidade de Manning para escoamento difuso com profundidade $\leq 0,0305$ metros.

Descrição da Superfície	n^1 ($m^{-0,335 \cdot s}$)
Superfície Lisa (concreto, asfalto, cascalho, solo nu)	0,011
Alqueive ² (sem resíduo)	0,05
<i>Solos Cultivados:</i>	
Cobertura remanescente $\leq 20\%$	0,06
Cobertura remanescente $\geq 20\%$	0,17
<i>Grama:</i>	
Grama Curta de Pradaria	0,15
Grama Densa ³	0,24
Grama Bermuda	0,41
Cordilheira (natural)	0,13
<i>Bosques⁴:</i>	
Vegetação Rasteira Rala	0,40
Vegetação Rasteira Densa	0,80

¹ Os valores dos coeficientes de Manning são compostos por informações compiladas por ENGMAN (1986).

² Alqueive: terra lavrada que não é semeada por algum tempo com o intuito de adquirir forças produtivas.

³ Inclui espécies tais como, *eragrotis curvula* (nome popular: capim chorão), grama bluegrass, *buchloe dactyloids* (nome popular buffalo grass), blue grama grass e misturas de gramíneas nativas.

⁴ Ao selecionar n , considerar a cobertura para uma altura aproximadamente de 0,0305 metros. Esta é a única parcela da cobertura vegetal que obstrui o escoamento difuso.

Fonte: Adaptado de NRCS, 2010

Vale ressaltar que para o escoamento difuso, o coeficiente de rugosidade engloba os efeitos da rugosidade e do impacto da gota de chuva abrangendo o arraste ao longo

da superfície, obstáculos (resíduos soldos e rochas), erosão e transporte de sedimentos. Os valores de n apresentados na Tabela 3.5 podem ser utilizados somente para escoamentos com profundidades menores ou iguais a 0,0305 metros, em que ocorre o escoamento laminar.

Baseada no tipo de cobertura do solo e na declividade, a Equação 16 é utilizada para calcular o comprimento do fluxo de água sobre a superfície (MCCUEN; SPIESS, 1995 *apud* NRCS, 2010).

$$l = \left(\frac{100 \cdot \sqrt{S}}{n} \right) * 0,3048 \quad (16)$$

Em que:

n : coeficiente de rugosidade segundo Manning (Tabela 3.6).

l : comprimento máximo do escoamento (m).

S : declividade (m/m).

A Tabela 3.6 apresenta os parâmetros que norteiam a seleção do coeficiente de Manning para o cálculo do comprimento máximo do escoamento (Equação 16).

Tabela 3.6 – Comprimento máximo do escoamento difuso utilizando o critério de limitação proposto por MCCUEN e SPIESS.

Tipo de Cobertura	n (m ^{-0,333} s)	Declividade (m/m)	Comprimento (m)
Pastagem	0,13	0,01	23,47
Grama	0,41	0,01	7,32
Mata	0,80	0,01	3,81
Pastagem	0,13	0,05	52,43
Grama	0,41	0,05	16,76
Mata	0,80	0,05	8,53

Fonte: Adaptado de NRCS, 2010.

2 – *Escoamento Concentrado Raso*: após aproximadamente 30 metros, o escoamento sobre a superfície se transforma em um escoamento concentrado raso. O escoamento concentrado raso acumula em terrenos baixos, pequenos cursos d'água e sarjetas, cuja profundidade varia entre 0,03 e 0,15 metros. Considera-se também que o escoamento concentrado raso pode ser representado por um dos sete tipos de escoamentos descritos na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 – Equações de velocidade para o cálculo do escoamento concentrado raso.

Tipo de Escoamento	Profundidade (m)	n ($m^{-0,333} s$)	Equação da Velocidade (m/s)
Pavimento e sarjetas com pequena altura	0,06	0,025	$V = 6,196 * \sqrt{S}$
Canais gramados	0,12	0,050	$V = 4,918 * \sqrt{S}$
Pouco descoberto e não arado (fluxo superficial) e leque aluvial em regiões montanhosas ocidentais	0,06	0,051	$V = 3,037 * \sqrt{S}$
Culturas cultivadas em linha reta	0,06	0,058	$V = 2,671 * \sqrt{S}$
Pastagem com grama curta	0,06	0,073	$V = 2,122 * \sqrt{S}$
Cultivo com manipulação mínima do solo, contorno ou faixa cultivada e bosques	0,06	0,101	$V = 1,534 * \sqrt{S}$
Floresta com solo densamente decompostos e prados	0,06	0,202	$V = 0,767 * \sqrt{S}$

Fonte: Adaptado NRCS, 2010

Para estimar o tempo de percurso do escoamento concentrado raso, é necessário calcular a velocidade utilizando as equações apresentadas na Tabela 3.7 que varia de acordo com o uso do solo do local de estudo (NRCS, 2010). Após o cálculo da velocidade média, a Equação 17 deve ser utilizada para estimar o tempo de percurso do fluxo concentrado raso.

$$t_t = \frac{l}{3600 * V} \quad (17)$$

Em que:

t_t : tempo de percurso (horas).

l : distância entre os dois pontos considerados (m).

V : velocidade média do escoamento entre dois pontos (m/s).

3600: fator de conversão de segundos para horas.

3 – *Escoamento de Canal Aberto*: ocorre após o término do escoamento concentrado raso. Nesta metodologia, considera-se canal aberto aquele visível em fotos aéreas. A equação de Manning (Equação 18) ou as informações sobre o perfil da superfície da água podem ser utilizadas para estimar a velocidade média do escoamento (NATURAL RESOURCES CONSERVATION SERVICE, 2010).

$$V = \frac{1}{n} * R_h^{2/3} * \sqrt{S} \quad (18)$$

Em que:

V : velocidade média (m/s).

R_h : raio hidráulico (m), em que o raio hidráulico é o quociente entre a área molhada e o perímetro molhado.

S : declividade do canal (m/m).

n : coeficiente de rugosidade (segundo Manning).

O método de lag pode ser utilizado para calcular o tempo de concentração quando se estima a vazão de pico por meio do método do hidrograma unitário sintético. Este método foi desenvolvido pelo Serviço de Conservação dos Recursos Naturais (NRCS) dos Estados Unidos e apresentado na Equação 19.

$$t_c = \frac{\left(\frac{l}{0,3048}\right)^{0,8} * \left[\left(\frac{S}{25,4}\right) + 1\right]^{0,7}}{(1140 * Y^{0,5})} \quad (19)$$

Em que:

t_c : tempo de concentração (h).

l : comprimento do escoamento (m).

S : potencial de retenção máximo (mm).

Y : declividade média do terreno (%).

O comprimento do escoamento é definido pelo caminho mais longo que a água percorre a partir do divisor de águas até o exutório.

O potencial de retenção máximo é obtida por meio da Equação 20.

$$S = \frac{25400}{cn'} - 254 \quad (20)$$

Em que:

cn' : potencial de geração de escoamento superficial.

Na literatura (NRCS, 2010) o termo cn' foi denominado como fator de retardo. Entretanto, neste trabalho, foi utilizado o termo potencial de geração de escoamento superficial para o cálculo do potencial de retenção máximo.

O potencial de geração de escoamento superficial (cn') retrata as condições da superfície em relação à concentração do escoamento no local de interesse. Assim o potencial de geração de escoamento superficial baixo está associado a superfícies ásperas com altos graus de retardo do escoamento. Já o potencial de geração de escoamento superficial alto se refere a superfícies lisas com escoamento mais rápido. Como o potencial de geração de escoamento superficial é aproximadamente igual ao CN

(número da curva), na Equação 20 é feita a substituição. É importante salientar que a Equação 20 é aplicada para CN inseridos no intervalo de 50 a 95.

Já a declividade média do terreno pode ser obtida pela divisão da bacia em quadrantes. Em cada quadrante é calculado a declividade do terreno denominada como declividade parcial. Com a média de todas as declividades parciais obtém-se a declividade média da bacia.

3.2.3 Cálculo das vazões de pico

Os métodos para estimar a magnitude do escoamento superficial direto em áreas urbanas, utilizados neste trabalho, são:

- ✓ Método Racional: a sua utilização é aconselhada para avaliar o escoamento superficial e para o dimensionamento de galerias para bacias de drenagem inferiores a 1 km² (CETESB, 1986).
- ✓ Método do Hidrograma Unitário Sintético: é recomendado para o dimensionamento de galerias principais e pontos de despejos em bacias em que a área de drenagem ultrapasse 1 km². Cabe mencionar que este método pode ser utilizado em áreas que sofrerão no futuro, processos de urbanização (CETESB, 1986).

3.2.3.1 Método Racional

O método racional é utilizado para estimar a vazão de pico após um evento chuvoso (GRIBBIN, 2009) e utiliza-se a fórmula apresentada na Equação 21:

$$Q = \frac{C * i * A}{360} \quad (21)$$

Em que:

Q: vazão de pico (m^3/s).

i: intensidade média da precipitação sobre toda a área drenada, de duração igual ao tempo de concentração (mm/h).

A: área drenada em hectares (ha).

C: coeficiente de deflúvio (definido em função das características da bacia em estudo).

3.2.3.2 Método do Hidrograma Unitário

Em 1932, o método do hidrograma unitário foi proposto por Sherman. O hidrograma unitário pode ser definido como o hidrograma resultante de uma precipitação excedente unitária (1 cm) distribuída uniformemente sobre a bacia e também ao longo de sua duração (RIGHETTO, 1998).

No processo de transformação de chuva em vazão, o hidrograma unitário é um evento de referência ao considerar que a bacia se comporta como um sistema linear, em que chuvas complexas podem ser decompostas em chuvas simples. Assim, se os hidrogramas provenientes das chuvas simples são conhecidos, a definição do hidrograma correspondente a uma chuva complexa pode ser obtida por meio do princípio da sobreposição (RIGHETTO, 1998).

O hidrograma unitário é baseado nas seguintes hipóteses:

- ✓ A intensidade da precipitação efetiva é constante durante o evento que produz o hidrograma unitário.
- ✓ O tempo de base do hidrograma do escoamento superficial direto proveniente de uma precipitação efetiva de duração unitária é constante (CETESB, 1986).

O Departamento de Conservação de Solo dos Estados Unidos (Soil Conservation Service, atualmente Natural Resources Conservation Service) realizou diversos estudos

com bacias de pequeno porte com o intuito de estabelecer relações entre a precipitação, escoamento superficial, uso e ocupação do solo e grau de vegetação. Desta pesquisa surgiu o método do hidrograma unitário sintético (HUS) expresso pela Equação 22 (RIGHETTO, 1998).

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a + S)} \quad (22)$$

Em que:

Q: chuva excedente ou escoamento superficial (mm).

P: precipitação total acumulada (mm).

I_a: perdas iniciais (mm).

S: capacidade de armazenamento do solo (mm).

O método SCS estima que, para condições médias, as perdas iniciais representam 20% da capacidade de armazenamento do solo (Equação 23).

$$I_a = 0,2 * S \quad (23)$$

A capacidade máxima de armazenamento do solo (*S*) é definida em função do parâmetro CN (Equação 24). O CN associa as condições de cobertura (variando de muito permeável a completamente impermeável) e do solo (abrange solos com grande capacidade de infiltração até solos com baixa infiltração). O Anexo II apresenta a tabela contendo os valores dos parâmetros CN para usos urbanos.

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (24)$$

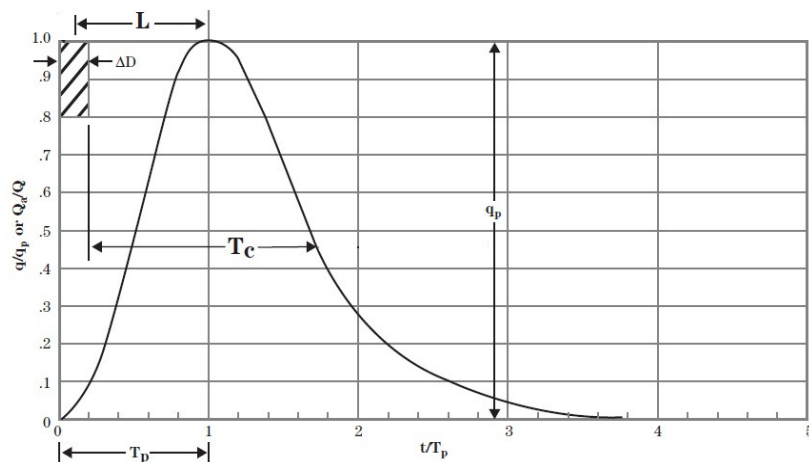
Em que:

CN: número da curva (adimensional) com valor máximo igual a 100.

No tocante às condições antecedentes do solo, os valores apresentados no anexo II se referem a condições normais de umidade do solo na bacia para situações extremas; ou seja, quando os solos estão secos ou quando os teores de umidade do solo estão próximos à saturação, a correção é realizada pela relação apresentada no anexo IV (SOIL CONSERVATION SERVICE, 1973).

O HUS do SCS é um hidrograma curvilíneo adimensional, conforme ilustrado na Figura 3.4, semelhante à configuração do hidrograma unitário triangular, conforme ilustrado na Figura 3.5.

Figura 3.4 - Relações do hidrograma unitário adimensional.



Fonte: Adaptado de NATURAL RESOURCES CONSERVATION SERVICE (2010).

L – tempo de retardo (h).

T_c : tempo de concentração (h).

T_p : tempo de pico (h).

ΔD : duração da precipitação (h).

t/T_p : razão adimensional de qualquer tempo ao tempo de pico .

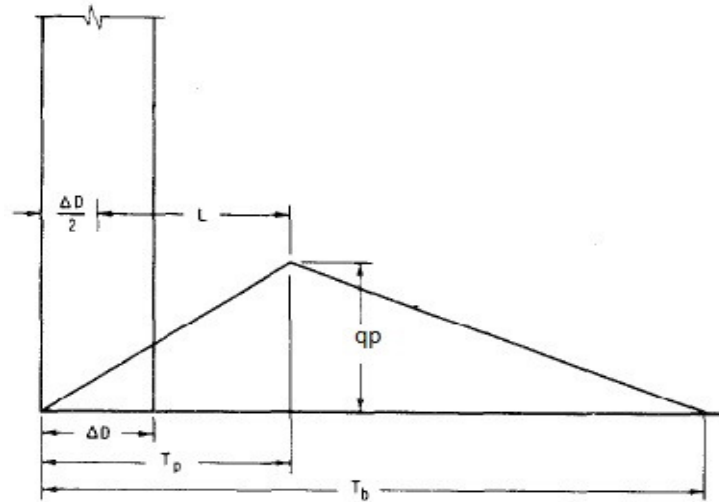
q : vazão no tempo t (m^3/s).

q_p : vazão de pico no tempo T_p (m^3/s).

Q_a : volume de escoamento superficial até o tempo t (m).

Q : volume de escoamento superficial total (m).

Figura 3.5 - Relações do hidrograma unitário triangular.



Fonte: Adaptado de SOIL CONSERVATION SERVICE (1973).

L – tempo de retardo (h)

T_b : tempo de base (h)

T_p : tempo de pico (h)

ΔD : duração da precipitação (h)

q_p : vazão de pico no tempo T_p (m^3/s)

O tempo de retardo (L) é definido pelo intervalo de tempo entre o centro da massa do hietograma da chuva excedente e o momento em que ocorre a vazão de pico. Assim, o tempo de retardo (L) corresponde a aproximadamente 60% do tempo de concentração da bacia (Equação 25).

$$L = 0,6 * t_c \quad (25)$$

O tempo de pico e o tempo de base são determinados em função das características geométricas da bacia e podem ser definidos pelas Equações 26 e 27, respectivamente.

$$t_p = \frac{\Delta D}{2} + 0,6 * t_c \quad (26)$$

Em que:

t_p : tempo de pico (h).

ΔD : intervalo de tempo (h).

t_c : tempo de concentração (h) expresso pela Equação 19.

$$t_b = 2,67 * t_p \quad (27)$$

Em que:

t_b : tempo de base (h).

t_p : tempo de pico (h).

A vazão de pico é obtida pela Equação 28.

$$q_p = \left(\frac{2 * P_u * A}{t_b} \right) \quad (28)$$

Em que:

q_p : vazão de pico (m³/s).

P_u : precipitação unitária = 10 mm.

A : área de drenagem (m²).

t_b : tempo base (h).

Após a definição das variáveis obtidas pelo método do hidrograma unitário triangular é possível calcular a vazão de pico pelo método do hidrograma unitário adimensional utilizando as relações apresentadas na Tabela 3.8.

Tabela 3.8: Razões para o hidrograma unitário adimensional.

t/tp	q/qp	t/tp	q/qp
0,00	0,000	1,70	0,460
0,10	0,030	1,80	0,390
0,20	0,100	1,90	0,330
0,30	0,190	2,00	0,280
0,40	0,310	2,20	0,207
0,50	0,470	2,40	0,147
0,60	0,660	2,60	0,107
0,70	0,820	2,80	0,077
0,80	0,930	3,00	0,055
0,90	0,990	3,20	0,040
1,00	1,000	3,40	0,029
1,10	0,990	3,60	0,021
1,20	0,930	3,80	0,015
1,30	0,860	4,00	0,011
1,40	0,780	4,50	0,005
1,50	0,680	5,00	0,000
1,60	0,560		

Fonte: *NATURAL RESOURCES CONSERVATION SERVICE*, 2007.

Neste método os eventos complexos são subdivididos em eventos simples associados a intervalos de tempos iguais à duração (Equação 29) e calculados separadamente. Em seguida são combinados, observando a propriedade da sobreposição (RIGHETTO, 1998). Assim, o cálculo é realizado por um modelo linear denominado convolução. Na convolução, o hidrograma unitário em cada intervalo de tempo (ΔD) é multiplicado pela chuva efetiva no tempo especificado resultando no

escoamento superficial (m³/s), conforme exemplificado na Equação 29. Além da multiplicação, neste processo ocorre a translação do tempo e a adição (TOMAZ, 2011).

$$Q_1 = P_1 * U_1$$

$$Q_2 = P_2 * U_1 + P_1 * U_2$$

.....

$$Q_m = P_m * U_1 + P_{m-1} * U_2 + \dots + P_1 * U_m$$

$$Q_{m+1} = 0 + P_m * U_2 + \dots + P_1 * U_{m+1}$$

.....

$$Q_n = 0 + 0 + 0 + 0 \dots + \dots + P_m * U_{n-m+1} \quad (29)$$

Em que:

Chuva efetiva: $P = P_1, P_2, P_3 \dots P_m$ (cm)

Hidrograma Unitário: $U = U_1, U_2, U_3 \dots U_m$ (m³/s/cm)

Escoamento Superficial: $Q = Q_1, Q_2, Q_3, \dots Q_n$ (m³/s)

O intervalo de tempo (ΔD) é calculado em função do tempo de concentração, conforme disposto na Equação 30 (*NATURAL RESOURCES CONSERVATION SERVICE*, 2007).

$$\Delta D = 0,133 * t_c \quad (30)$$

3.3 CARACTERIZAÇÃO HIDRÁULICA

Após os cálculos da vazão que os condutos precisam transportar, inicia-se a avaliação das condições hidráulicas do sistema de drenagem de águas pluviais. Para isto foi utilizado o método produzido pelo URBAN DRAINAGE AND FLOOD CONTROL DISTRICT (UDFCD) e o programa computacional EPA-SWMM.

3.3.1 Método Urban Drainage and Flood Control District

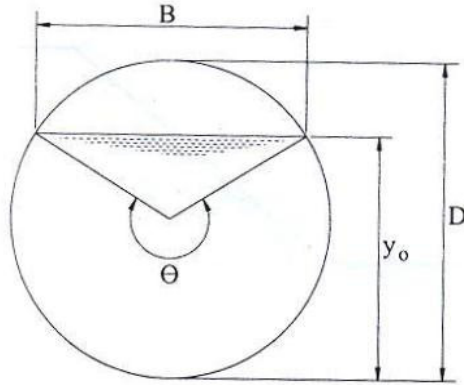
O método UDFCD foi proposto pelo Distrito de Controle de Inundações e de Drenagem Urbana de Denver, Colorado com o intuito de fornecer orientações para a concepção de sistemas de drenagem de águas pluviais urbanas (URBAN DRAINAGE AND FLOOD CONTROL DISTRICT, 2002).

No dimensionamento das redes de drenagem de águas pluviais urbanas estão presentes os princípios hidráulicos de conservação de massa, conservação de energia e conservação de momento (TOMAZ, 2011).

Normalmente, o escoamento das águas pluviais urbanas é instável e não uniforme. Todavia, segundo URBAN DRAINAGE AND FLOOD CONTROL DISTRICT (2002), para fins de projeto, considera-se o movimento uniforme e permanente, em que a vazão e a profundidade são constantes ao longo do tempo, bem como a velocidade.

Em condutos que operam parcialmente cheios, é importante analisar os elementos hidráulicos e geométricos para diversas alturas da lâmina d'água, bem como a relação entre a vazão que está escoando e aquela que escoaria a seção plena (PORTO, 2006). A Figura 3.6 apresenta os parâmetros a serem considerados nas relações geométricas.

Figura 3.6: Corte esquemático da seção circular.



Fonte: PORTO, 2006.

As relações geométricas para os condutos de seção circular são:

$$A = D^2 * \frac{(\theta - \sin \theta)}{8} \quad (31)$$

$$P = \frac{\theta D}{2} \quad (32)$$

$$R_h = \frac{D * (1 - \sin \theta / \theta)}{4} \quad (33)$$

$$y_0 = D * \frac{(1 - \cos(\theta/2))}{2} \quad (34)$$

$$\theta = 2 \cos^{-1} * \left(1 - \frac{2y_0}{D}\right) \quad (35)$$

$$B = D * \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) \quad (36)$$

Ao longo do sistema de drenagem de águas pluviais urbanas ocorrem várias transições, tais como, mudanças no diâmetro, na declividade e no alinhamento dos condutos. Estas transições geram perdas de energia, normalmente expressas como perdas de carga (URBAN DRAINAGE AND FLOOD CONTROL DISTRICT, 2002). As perdas podem ser localizadas ou distribuídas e devem ser consideradas para a averiguação das sobrecargas na rede de drenagem de águas pluviais urbanas. Esta

verificação é realizada determinando a linha piezométrica (HGL) (URBAN DRAINAGE AND FLOOD CONTROL DISTRICT, 2002).

As perdas de cargas localizadas são causadas pelos acessórios que compõem a rede de drenagem de águas pluviais, tais como, entradas, poços de visita e junções. De maneira geral, a perda de carga localizada para cada acessório pode ser expressa pela Equação 37.

$$\Delta h = K * \frac{V^2}{2g} \quad (37)$$

Em que:

Δh : perda de carga localizada (m).

K : coeficiente adimensional que depende da rugosidade da parede do conduto, do número de Reynolds, da geometria da conexão.

V : velocidade média na seção transversal do conduto (m/s).

As perdas de cargas localizadas acarretam uma elevação na altura do nível da água no conduto. Se existir espaço o nível da água pluvial no conduto a montante irá aumentar. Contudo, se não houver espaço, o conduto será pressurizado podendo propiciar o transbordamento das águas pluviais por meio do tampão do poço de visita (TOMAZ, 2011).

As perdas de cargas distribuídas ocorrem ao longo do comprimento do conduto, em trechos retos, causadas pelo atrito e podem ser calculadas pela Equação 38.

$$h_f = L * S_f \quad (38)$$

Em que:

h_f : perda de carga.

L : comprimento do conduto (m).

S_f : declividade da linha de energia (m/m).

A linha de energia representa a declividade da energia entre dois poços de visita adjacentes no sistema de drenagem de águas pluviais urbanas. A continuidade da linha de energia a montante do poço de visita depende das perdas por atrito do conduto, calculada por meio da Equação 38. O escoamento no conduto pode ser uma condição ou uma combinação de escoamentos: livre, pleno ou pressurizado (sobrecarga).

Quando o topo do conduto a jusante está submerso a um grau que a tubulação de entrada está abaixo da linha piezométrica, a perda de carga para a condição de escoamento a seção plena é calculada pela fórmula universal de perda de carga (Equação 39).

$$\Delta H = f \frac{L}{D} * \frac{V^2}{2g} \quad (39)$$

Em que:

ΔH : perda de carga (mca).

f : fator de atrito(adimensional).

L : comprimento do conduto (m).

V : velocidade média na seção (m/s).

D : diâmetro do conduto (m).

g : aceleração da gravidade (m/s²).

Quando o topo do conduto a jusante está ligeiramente submerso, a extremidade a jusante da tubulação está sobrecarregada, mas a extremidade a montante pode ter o escoamento livre. A perda de carga por meio de um escoamento de sobrecarga depende do regime de escoamento. Para o escoamento subcrítico, a perda de carga é a soma das perdas por atrito para a condição de escoamento a seção plena e para a condição de escoamento livre. Para o regime supercrítico, a perda de carga envolve um ressalto

hidráulico. Para resolver qual condição governa, é necessário avaliar as duas alternativas descritas a seguir e ilustrada na Figura 3.7:

$$E_{entrada} = \max\left(\frac{v_{entrada}^2}{2g} + Y_{entrada} + Z_{entrada}, E_{saída}\right) \quad (40)$$

Em que:

$E_{entrada}$: linha de energia a montante.

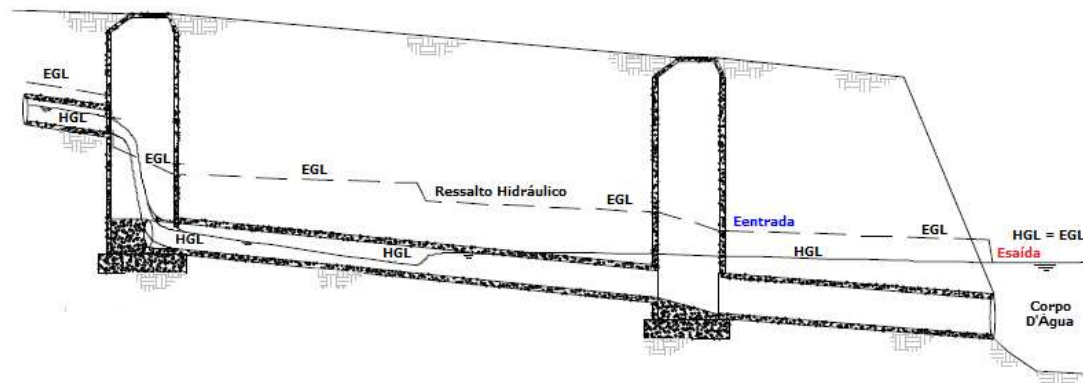
$V_{entrada}$: velocidade de entrada da tubulação de água pluvial (m/s).

$Y_{entrada}$: profundidade do escoamento na entrada (m).

$Z_{entrada}$: cota do fundo da entrada da tubulação de água pluvial (m).

$E_{saída}$: altura do nível da água do curso d'água – exutório.

Figura 3.7 - Linha de Energia e Linha Piezométrica.



Fonte: Adaptado de NRCS, 2002.

A Equação 40 indica que será considerado o maior valor da linha de energia no poço de visita de entrada (a montante). A diferença entre a linha de energia e a linha piezométrica é a perda de carga da velocidade. A cota piezométrica em um poço de visita é calculada pela fórmula:

$$H_{saída} = E_{saída} - \frac{V_o^2}{2g} \quad (41)$$

Em que:

$H_{saída}$: cota piezométrica na saída (a jusante) (mca).

$E_{saída}$: cota de energia na saída (a jusante) (mca).

V_o : velocidade a seção plena na saída da rede (m/s).

A perda de energia entre dois poços de visita é definida como:

$$\Delta E = E_{entrada} - E_{saída} \quad (42)$$

Em que:

ΔE : perda de energia entre dois poços de visita. Note que ΔE inclui as perdas de carga por atrito, por curvatura, junção e queda no poço de visita.

Baseado nas diretrizes apresentadas no Manual de Critérios do UFCD foi elaborada uma planilha de cálculo em que são necessários os dados, listados a seguir, para iniciar a simulação hidráulica da rede de drenagem de águas pluviais urbanas:

- ✓ Cota do terreno na entrada e na saída do conduto.
- ✓ Cota do fundo na entrada e na saída do conduto.
- ✓ Diâmetro, comprimento, bem como rugosidade, segundo Manning de cada conduto.
- ✓ Vazão obtida por meio dos cálculos hidrológicos da etapa anterior.
- ✓ Cota da água no exutório.

Com os dados inseridos é possível obter a vazão livre de cada trecho. O cálculo da vazão livre permite identificar a regime de operação do conduto. Caso o trecho esteja sob o regime forçado, o movimento não é uniforme impossibilitando a aferição da área normal, da velocidade normal, bem como da respectiva vazão livre. A área crítica, velocidade crítica e a declividade crítica também não podem ser calculadas no regime forçado.

Se o trecho possuir escoamento livre, as grandezas acima elencadas podem ser calculadas. Para o cálculo da área normal e velocidade normal deve ser arbitrado um valor para a profundidade normal. Com intuito de verificar a coerência do valor escolhido, é calculada a vazão de saída que deve conferir com a vazão desejada (calculada na etapa anterior).

No regime livre, a profundidade crítica, em que o valor da energia específica é mínimo, também é calculada por meio de tentativas. Com a profundidade crítica, se calcula a área crítica e a velocidade crítica obtendo a vazão de saída crítica. Portanto, a vazão de saída crítica deve ser igual à vazão desejada.

A linha piezométrica e a linha de energia permitem avaliar o comportamento do escoamento na rede de drenagem de águas pluviais urbanas. Assim, com o cálculo da altura piezométrica e da altura de energia da entrada e da saída de cada trecho é possível verificar o tipo de escoamento em cada trecho, o que possibilita verificar a sua capacidade hidráulica.

A Equação 43 utiliza a declividade para o escoamento normal (S_n) e a declividade para o escoamento crítico (S_c) para calcular, por meio do método do passo direto, o comprimento entre a profundidade normal (y_n) e a profundidade crítica (y_c) com o intuito de comparar com o comprimento do trecho quando $F_{a montante} < 1$ e $F_{a jusante} > 1$.

$$X = \frac{E_n - E_c}{0,5 * (S_n + S_c)} \quad (43)$$

Em que:

X = comprimento entre a profundidade normal e a profundidade crítica (m).

E_n = cota de energia para condições de escoamento normal (m).

E_c = cota de energia para condições de escoamento crítico (m).

S_n = declividade para condições de escoamento normal (m/m).

S_c = declividade para condições de escoamento crítico (m/m).

Quando $F_{a \text{ montante}} > 1$ e $F_{a \text{ jusante}} < 1$, o comprimento afogado pelo ressalto, calculado pelo método direto está apresentado na Equação 44:

$$L_u = \frac{W_2 - GSC}{S_s - S_f} \quad (44)$$

Em que:

L_u = comprimento afogado pelo ressalto (m).

GSC = geratriz superior do conduto (m).

W_a = cota piezométrica do conduto “a” (m).

S_s = declividade do conduto (m/m).

S_f = declividade da linha de energia (m/m).

A carga manométrica de entrada também é obtida por tentativas, em que a energia total na entrada é calculada por duas maneiras:

1ª – Por meio da soma da perda de energia com a cota da energia total na saída.

2ª – Por meio da equação de Bernoulli ($H_{m \text{ entrada}} + V^2/2g$).

A coesão do valor arbitrado para a carga manométrica de entrada é verificada pela igualdade entre as duas formas de cálculo da cota de energia total na entrada. Com a carga manométrica é possível aferir a cota piezométrica da entrada do trecho.

O anexo V apresenta todos os parâmetros considerados na elaboração da planilha.

3.3.2 SWMM (Storm Water Management Model)

O programa computacional SWMM, é um modelo de gerenciamento de águas pluviais desenvolvido pela Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos no início da década de 1970 e já atualizado diversas vezes. Este modelo permite simular a

quantidade e qualidade do escoamento superficial durante uma precipitação isolada ou contínua de longo prazo. O módulo relativo ao escoamento superficial trabalha com as bacias de contribuição que recebem a precipitação e geram o escoamento e cargas poluidoras. O módulo transporte simula o percurso das águas provenientes do escoamento superficial por meio de um sistema composto por condutos, canais, dispositivos de armazenamento e tratamento, elementos de regulação e bombas (ROSSMAN, 2012).

Os modelos de transporte hidráulicos disponíveis no SWMM são:

- ✓ Escoamento em regime uniforme.
- ✓ Onda Cinemática.
- ✓ Onda Dinâmica.

O modelo de escoamento em regime uniforme consiste em transferir o hidrograma de entrada no poço de visita a montante do conduto para o poço de visita localizada à jusante. A relação entre a vazão, área e profundidade do conduto é realizada por meio da equação de Manning (Equação 45). Este modelo considera que em cada período de tempo, o escoamento é uniforme e permanente (ROSSMAN, 2012).

$$Q = \frac{1}{n} * A * R_h^{2/3} * S^{1/2} \quad (45)$$

Em que:

Q: vazão (m³/s).

n: coeficiente de rugosidade segundo Manning.

A: área da seção transversal (m).

R_h: raio hidráulico (m).

S: declividade do conduto (m/m).

O modelo da onda cinemática possibilita que a vazão e a área, no interior do conduto, variem no tempo e no espaço. Isto pode ocasionar o amortecimento e a

defasagem nos hidrogramas de saída ao comparar com o hidrograma de entrada nos condutos. A vazão máxima no conduto é determinada pela vazão plena obtida pela equação de Manning (Equação 45). Caso ocorra vazão superior à plena no poço de visita de entrada, o excesso pode alagá-lo, possibilitando a água retornar ao sistema quando a capacidade do conduto o permitir (ROSSMAN, 2012).

O modelo de transporte da onda dinâmica calcula simultaneamente os níveis de água nos poços de visita e as vazões nos condutos. Este modelo permite demonstrar o escoamento pressurizado e simular o remanso nos condutos e o transbordamento nos poços de visita (ROSSMAN, 2012).

Estes métodos de transporte hidráulico utilizam a equação de Manning (Equação 45) para relacionar a vazão (Q), a área da seção transversal (A), o raio hidráulico (R_h) e a declividade (S) para canais abertos e para condutos fechados parcialmente cheios (ROSSMAN, 2012).

No escoamento em regime permanente e para a análise da onda cinemática, “ S ” corresponde à declividade do conduto. No modelo de onda dinâmica, “ S ” condiz à perda de carga por unidade de comprimento. No caso dos condutos de seção transversal circular, operando afogado, a vazão é calculada pela equação de Hazen- Williams (Equação 46) ou pela equação de Darcy-Weisbach (Equação 47) (ROSSMAN, 2012).

$$Q = 0,5493 * C * A * R_h^{0,63} * S^{0,54} \quad (46)$$

Em que:

Q : vazão (m^3/s).

C : coeficiente de Hazen Williams É um parâmetro que depende do material da tubulação e deve ser fornecido à simulação.

A : área da seção transversal (m).

R_h : raio hidráulico (m).

S : declividade do conduto (m/m).

$$Q = \sqrt{\frac{8g}{f}} * A R_h^{2/3} * S^{1/2} \quad (47)$$

Em que:

Q: vazão (m³/s).

g: aceleração da gravidade (m/s²).

A: área da seção transversal (m²).

R_h: raio hidráulico (m).

S: declividade do conduto (m/m).

f: fator de atrito de Darcy-Weisbach (adimensional).

O fator de atrito da equação de Darcy-Weisbach (Equação 47) é calculado para os escoamentos turbulentos pela fórmula de Colebrook-White (Equação 48).

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{\varepsilon}{3,71 * D} + \frac{2,51}{Re * \sqrt{f}} \right) \quad (48)$$

Em que:

f: fator de atrito (adimensional).

ε: rugosidade absoluta da tubulação (mm).

Re: número de Reynolds (adimensional).

D: diâmetro do conduto (m).

Os resultados de cálculo disponibilizados pelo SWMM são relativos a:

- ✓ Processos hidrológicos: simulação do processo chuva-vazão na área de estudo, cálculo da infiltração para as camadas não saturadas do solo, evaporação.
- ✓ Processos hidráulicos: simulação do escoamento na rede, modelagem de reservatórios de retenção, estação de bombeamento, vertedouros.
- ✓ Análise da qualidade da água: simulação de acumulação e remoção de cargas poluentes na área de estudo, propagação de contaminantes na rede de drenagem de

águas pluviais, atenuação da carga de contaminante por meio da simulação de processos de tratamento (CABRAL *et al.*, 2009).

Tendo em vista o objetivo deste trabalho, o SWMM foi utilizado apenas para a avaliação quantitativa de escoamento superficial.

3.4 AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO HIDRÁULICO

A avaliação do desempenho do sistema de drenagem de águas pluviais é realizada pelo cálculo da da linha piezométrica. (LP) e da linha de energia (LE) iniciado no sentido de jusante para montante.

O desempenho hidráulico de um sistema de drenagem de águas pluviais urbanas também pode ser avaliado por meio de um índice que está diretamente relacionado com as sobrecargas produzidas dentro do conduto e em todas as seções a montante. Além disso, o índice permite diferenciar os efeitos de remanso provenientes de fontes distintas e avaliar o desempenho de casa seção, revelando a parcela de responsabilidade do conduto nas sobrecargas ou inundações no sistema de drenagem de águas pluviais urbanas (BENNIS *et al.*, 2003)

A condição de escoamento livre é esperada na rede de drenagem de águas pluviais urbanas. A sobrecarga ou inundação acontece no momento em que o sistema de drenagem de águas pluviais não consegue transportar a vazão proveniente da precipitação no regime livre passando a operar pressurizado (BENNIS *et al.*, 2003)

Utilizando as Equações 3 e 5 é possível construir uma matriz que possibilite visualizar o grau de contribuição de cada conduto para a sobrecarga e o transbordamento no sistema de drenagem de águas pluviais urbanas e assim avaliar o desempenho hidráulico do sistema. E com a Equação 2 é possível mensurar o estado da tubulação.

4 ANÁLISE E RESULTADOS

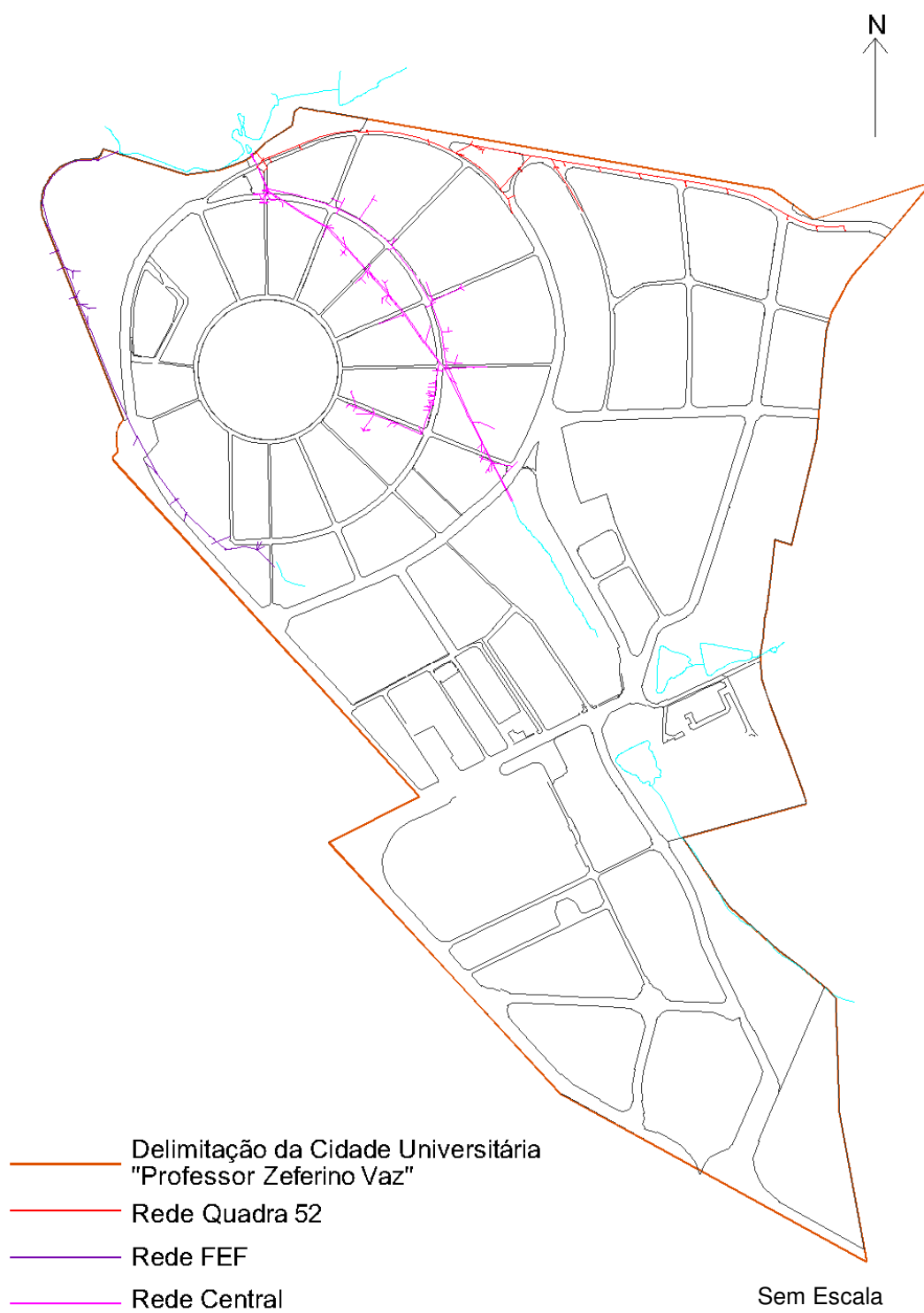
4.1 COLETA E SISTEMATIZAÇÃO DE DADOS

O Campus Universitário “Professor Zeferino Vaz” foi o local de estudo deste trabalho. Dentro da estrutura organizacional da Universidade, a Coordenadoria de Obras e Projetos (CPO), órgão ligado ao Grupo Gestor de Obras foi consultada e disponibilizou os dados a seguir listados.

- ✓ Tabela com os dados da rede de drenagem de águas pluviais urbanas contendo a cota do topo, a cota do terreno, a cota de fundo, o tipo da tampa e dimensão dos poços de visita, geratriz inferior de saída, geratriz inferior de chegada, comprimento, diâmetro e material do conduto.
- ✓ Planta do cadastro da rede de drenagem de águas pluviais urbanas georreferenciada com coordenadas Universal Transversa Mercator, Datum SAD 69.
- ✓ Planta com as curvas de nível, obtida por meio do levantamento aerofotogramétrico com coordenadas Universal Transversa Mercator, Datum SAD 69.
- ✓ Planta de Uso e Ocupação do Solo com coordenadas Universal Transversa Mercator, Datum SAD 69.

Com o intuito de facilitar a avaliação, as redes de drenagem de águas pluviais urbanas existentes no local de estudo foram seccionadas considerando a topografia e os aspectos físicos da rede, tais como, conexões, localização das bocas de lobo e dos poços de visita. A UNICAMP possui três redes de drenagem de águas pluviais principais ilustradas na Figura 4.1.

Figura 4.1 – Principais redes de drenagem de águas pluviais da UNICAMP.



A área central do campus é cortada por um dos afluentes do Ribeirão das Pedras, conforme ilustrado na Figura 4.2.

Figura 4.2 - Delimitação da área de estudo com base nas imagens do Google Earth.



Fonte: Base do Google Earth, imagem de 16/08/2012, montagem: Autoria Própria.

A “Rede Central 1” tem início na Quadra 11 (próximo ao Instituto de Física “Gleb Wataghin”) e recebe contribuições ao longo do caminho, finalizando no poço de visita Q33-AP-27, pertencente à “Rede Central – Trecho Final”.

A “Rede Central 2” e a “Rede Central 3” têm início na área verde da Quadra 29 próximo a Avenida Albert Einstein e recebem as águas de um dos afluentes do Ribeirão das Pedras. A “Rede Central 2” termina no poço de visita Q33-AP-27, pertencente à “Rede Central – Trecho Final”. Enquanto a “Rede Central 3” finaliza no poço de visita Q35-AP-53, pertencente à “Rede Central – Trecho Final”. Já a “Rede Central – Trecho Final” tem início no poço de visita Q33-AP-27 localizado na Rua Carlos Gomes, entre as quadras 33 e 34 e finaliza no exutório localizado no lago do Parque Hermógenes.

A segunda rede de drenagem de águas pluviais denominada “Rede FEF” começa na Quadra 20 (próximo ao Instituto de Biologia) e termina no lago do Parque Hermógenes. Além das águas pluviais do entorno, a “Rede FEF” também transporta as águas fluviais de um dos afluentes do Ribeirão das Pedras.

Já a terceira rede de drenagem de águas pluviais, nomeada como “Rede Quadra 52” principia na Avenida Alan Turing, próximo ao Museu Exploratório de Ciências e recebe contribuições ao longo do percurso finalizando no lago do Parque Hermógenes.

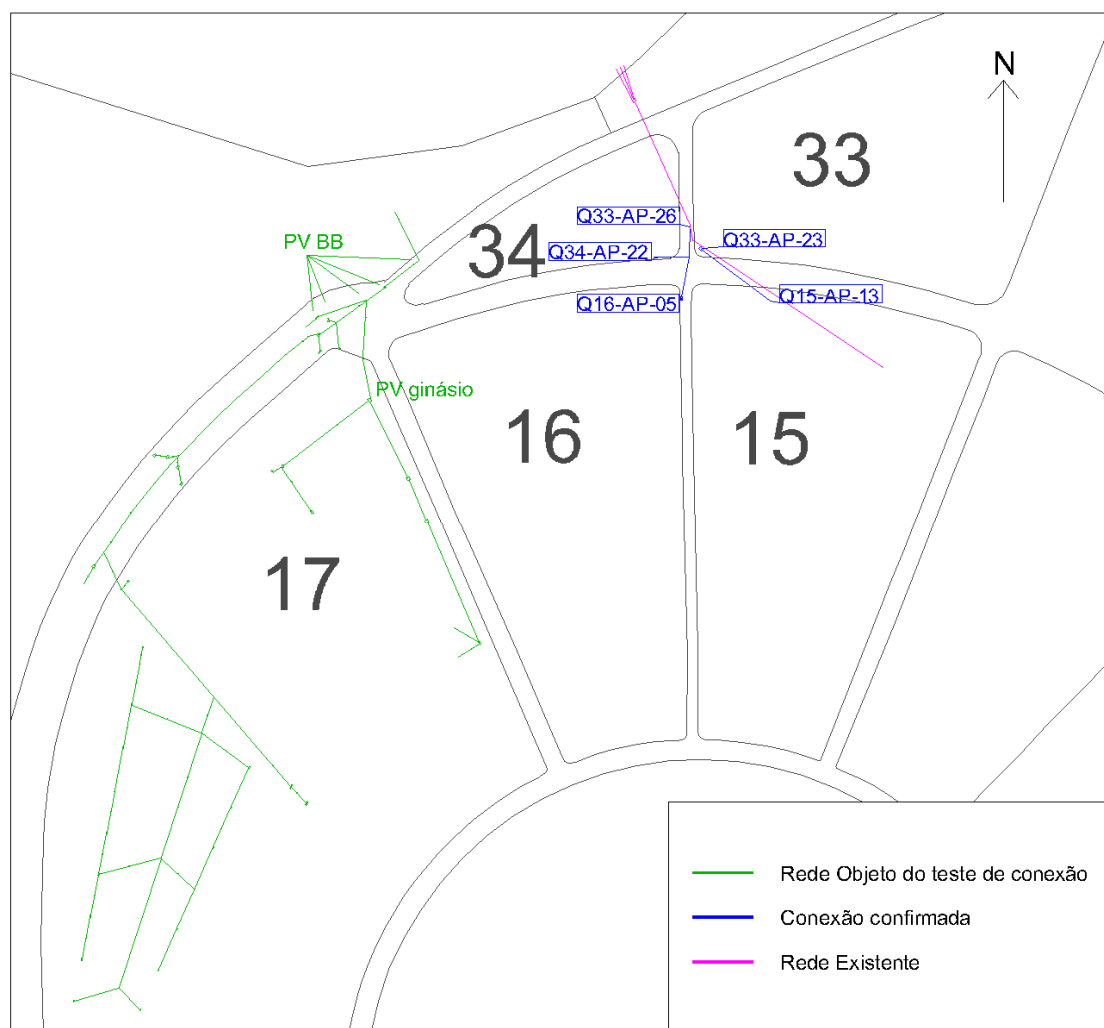
Esta divisão possibilitou a análise detalhada de cada rede de drenagem de águas pluviais. Ao observar a planta do cadastro das redes de drenagem de águas pluviais da área de estudo, algumas dúvidas foram suscitadas sobre a conectividade dos trechos da rede central localizados próximos das quadras 15, 16, 17, 33 e 34. Assim, foi realizado um teste em campo com o intuito de sanar estas questões. O teste seguiu as etapas descritas a seguir.

- ✓ Seleção dos poços de visita objetos da incerteza e suas possíveis conexões.
- ✓ Injeção de água nos poços de visita selecionados, com auxílio de um caminhão pipa.

- ✓ Verificação das conexões entre os poços de visita objeto do teste.

Os resultados, disponibilizados no anexo VI, possibilitaram o ajuste da rede central. Assim, verificou-se que a rede de drenagem de águas pluviais urbanas que abrange a quadra 17 (Figura 4.3) não está conectada com a Rede Central e possui exutório independente localizado na área verde no entorno ao lago do Parque Hermógenes. Por este motivo, esta parcela da rede de drenagem de águas pluviais urbanas não foi considerada neste estudo de caso.

Figura 4.3 – Localização da rede de drenagem de águas pluviais objeto do teste de conexão.



Sem Escala

Com as dúvidas sanadas acerca do encaminhamento das águas pluviais, a planta topográfica contendo a localização das redes de drenagem de águas pluviais foi utilizada para a delimitação das bacias de contribuição de cada poço de visita. A Figura 4.4 apresenta a planta contendo a demarcação das bacias de contribuição em cada rede de drenagem de águas pluviais

Figura 4.4 – Distribuição das áreas de contribuição das redes de drenagem de águas pluviais.



Vale salientar que a delimitação das áreas de contribuição considerou toda a bacia hidrográfica, cujo exutório está localizado no lago do Parque Hermógenes. Assim, além do território da UNICAMP, as áreas externas pertencentes à referida bacia hidrográfica também foram consideradas.

Cabe ressaltar também que a área de estudo possui outra rede de drenagem de águas pluviais, localizada próximo das quadras 3, 31 e 40, que não foi considerada neste estudo devido à ausência de dados. Assim, as áreas de contribuição desta rede também foram excluídas para a realização das simulações hidrológica e hidráulica.

4.2 RESULTADOS DA ANÁLISE HIDROLÓGICA

Entre as fases do ciclo hidrológico, o escoamento superficial é a etapa que diretamente solicita o sistema de drenagem de águas pluviais urbanas.

A principal grandeza que caracteriza o escoamento superficial é a vazão, calculada, neste trabalho, por meio do método racional e pelo método do hidrograma unitário sintético.

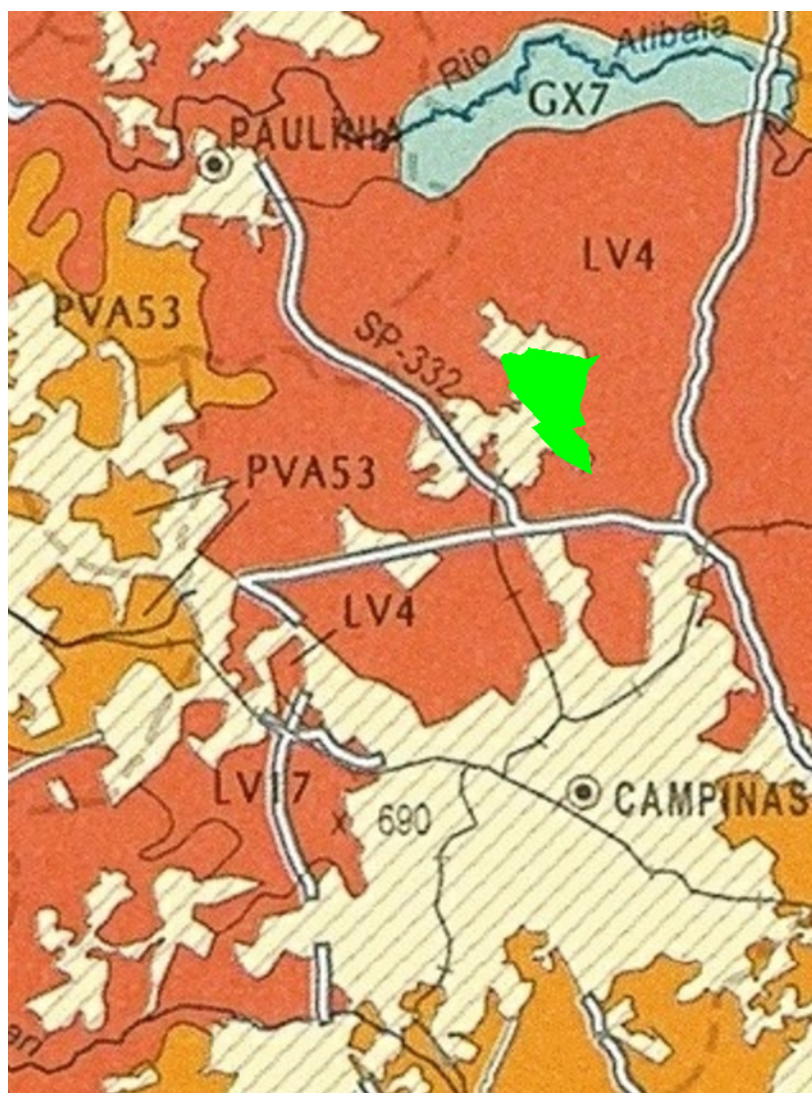
No método racional a vazão de pico varia em função do coeficiente de deflúvio, da intensidade da precipitação e da área de drenagem da bacia.

A estimativa do coeficiente de deflúvio é realizada pelo método proposto pelo URBAN DRAINAGE AND FLOOD CONTROL DISTRICT (2007), que considera o percentual de áreas impermeáveis, o grupo hidrológico do solo e o período de retorno do projeto.

A partir dos valores apresentados na Tabela 3.1 e da análise do uso e ocupação do solo, a área de estudo foi dividida em quatro categorias: área verde, telhado, pavimento e cascalho. Tendo em vista que em cada bacia de contribuição há mais de um tipo de ocupação do solo foi calculada a média ponderada da parcela de área impermeável.

O grupo hidrológico do solo da área de estudo foi obtido utilizando o Mapa Pedológico do Estado de São Paulo, folha 02/04 (OLIVEIRA *et al.*, 1999). De acordo com a Figura 4.5, o solo da área de estudo é classificado como LV4: eutroféricos e distroféricos + LATOSSOLOS VERMELHOS distróficos ambos A moderado textura argilosa, relevo suave ondulado.

Figura 4.5 – Localização da área de estudo no mapa pedológico do Estado de São Paulo.



Legenda



Campus da Unicamp

Sem Escala

Fonte: Adaptado de OLIVEIRA *et al.*, 1999.

Segundo o anexo I, que apresenta a classificação hidrológica do solo para as condições brasileiras (SARTORI, 2004 *apud* SARTORI; LOMBARDI NETO; GENOVEZ, 2005), o solo da UNICAMP está inserido no grupo hidrológico A.

Com base nas informações acerca do período de retorno utilizados para projetos de drenagem urbana (CETESB, 1986), o tempo de retorno utilizado foi de 5 anos.

Assim, a Equação 6 foi empregada para estimar o coeficiente de deflúvio para cada categoria (área verde, telhado, pavimento e cascalho). Vale salientar que para períodos de retorno superiores a 2 anos, o fator de correção deve ser previamente calculado pela equação prevista na Tabela 3.2. A Tabela 4.1 apresenta estes resultados para a área de estudo.

Tabela 4.1- Resultados do coeficiente de deflúvio para os usos do solos da área de estudo.

Uso do Solo	Porcentagem Impermeável	K_A (fator de correção para o solo tipo A)	C_A (coeficiente de deflúvio para o solo tipo A)
Pavimento	100%	0,010	0,895
Telhado	90%	0,018	0,708
Área Verde	5%	0,086	0,019
Cascalho	40%	0,058	0,245

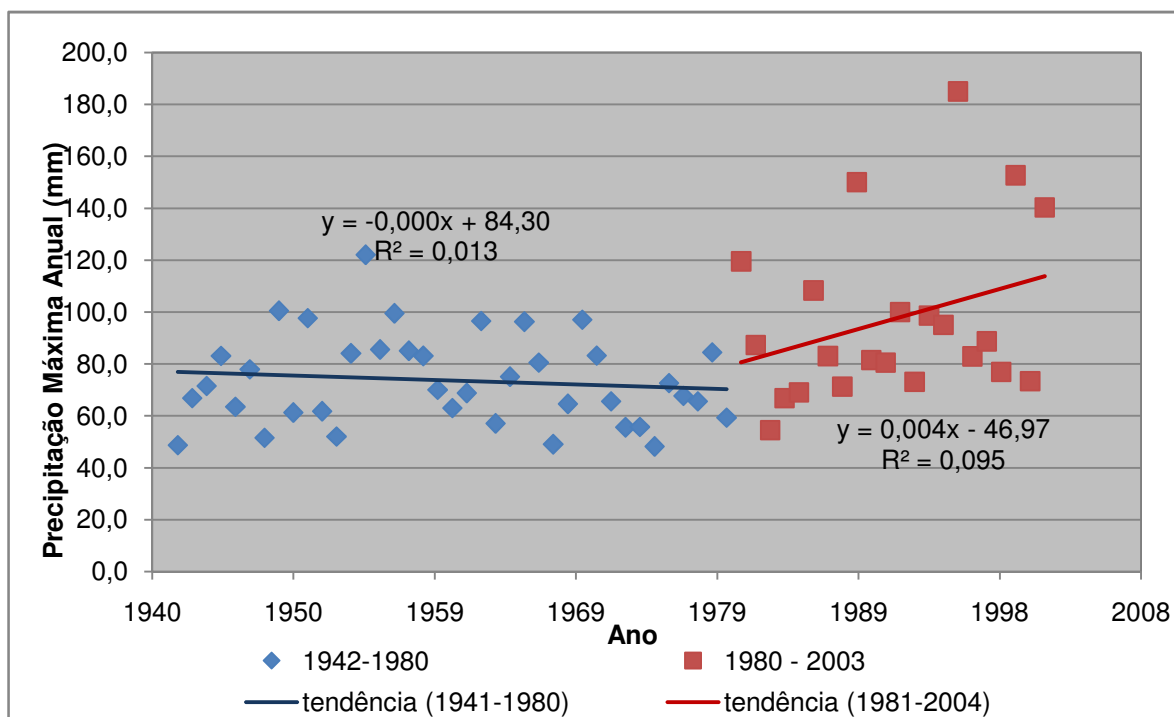
Como as áreas de contribuição possuem ocupação heterogênea, foi necessário obter o coeficiente de deflúvio médio calculado pela Equação 9.

A altura precipitada é uma das variáveis da intensidade da precipitação. Como não há disponibilidade da relação intensidade, duração e frequência do local de estudo, o cálculo da altura da precipitação foi realizado por meio da equação generalizada para determinação de alturas precipitadas proposta por BELL (1969) e modificado para o Estado de São Paulo (Equação 12) por UEHARA (1980). Para esta equação, a altura da

precipitação para período de retorno de 10 anos e duração de 60 minutos foi obtida com base na série histórica extraída do posto pluviométrico D4-044. A partir dos valores das chuvas máximas diárias, foram selecionadas as precipitações máximas anuais.

Esta série histórica possui dados pluviométricos de 1942 a 2003. Com a avaliação da linha de tendência realizada por meio da análise da regressão linear com a variável tempo verificou-se um período estacionário de 1942 a 1980 e um período de ascensão de 1981 a 2003, conforme apresentado no Gráfico 4.1. Assim, para aplicar as distribuições probabilísticas foram utilizados os dados inseridos no último período de ascensão da referida série histórica.

Gráfico 4.1 – Linhas de tendências da série histórica do posto pluviométrico D4-044.



A partir dos dados de 1980 a 2003 foram calculadas as constantes a e b da regressão linear, com o intuito de encontrar a equação de reta que melhor se ajustasse à amostra também apresentadas no Gráfico 4.1.

As precipitações máximas anuais foram submetidas às seguintes distribuições teóricas de probabilidade: normal, lognormal e Gumbel com o intuito de selecionar aquela que se adaptassem melhor as estimativas amostrais. Dentre elas, a distribuição de Gumbel foi considerada a mais adequada, pois foi a distribuição em que a assimetria da amostra mais se aproximou da assimetria teórica, conforme apresentado na Tabela 4.2.

Logo, a partir da P_1^{10} foi possível obter a P_{60}^{10} pelo método das relações de durações apresentado na Tabela 3.4.

Tabela 4.2 - Comparação dos resultados das distribuições probabilísticas.

Distribuição Probabilística	Assimetria teórica	Assimetria da amostra	P_1^{10} (mm)	P_{60}^{10} (mm)
Normal	0	1,17	169,71	98,67
Lognormal	0,42	1,17	168,46	97,94
Gumbel	1,14	1,17	170,42	99,08

P_1^{10} : altura da precipitação para período de retorno de 10 anos com duração de 1 dia.

P_{60}^{10} : altura da precipitação para período de retorno de 10 anos com duração de 60 minutos.

Para as áreas de contribuição da rede em que foi utilizado o método racional, o tempo de concentração foi calculado pelo método das velocidades proposto pelo Serviço de Conservação dos Recursos Naturais (NRCS) dos Estados Unidos. Para a área de estudo, o método de velocidades foi utilizado na “Rede Central 1”, na “Rede Quadra 52” e na “Rede FEF”, cujo os resultados são apresentados na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Cálculo do tempo de concentração pelo método das velocidades.

Composição do Tempo de Concentração	Rede Quadra 52	Rede Central 1	Rede FEF
<i>Escoamento Difuso</i>	$T_{t1} = 0,39 \text{ min}$	$T_{t1} = 3,15 \text{ min}$	$T_{t1} = 3,15 \text{ min}$
<i>Escoamento Concentrado Raso</i>	$T_{t2} = 0,43 \text{ min}$	$T_{t2} = 1,90 \text{ min}$	$T_{t2} = 0,68 \text{ min}$
<i>Escoamento de Canal Aberto*</i>	$T_{t3} = 4,79 \text{ min}$	$T_{t3} = 5,99 \text{ min}$	$T_{t3} = 15,58 \text{ min}$
<i>Tempo de Concentração Total</i>	$T_c = 5,61 \text{ min}$	$T_c = 11,04 \text{ min}$	$T_c = 19,41 \text{ min}$

* T_{t3} resulta da soma dos tempos de percurso de cada trecho que compõe a rede de drenagem de águas pluviais urbanas.

Com os valores do tempo de concentração e da altura pluviométrica para o período de retorno de 10 anos com duração de 60 minutos foi possível calcular a altura de chuva para período de retorno de 5 anos e duração (d) e, na sequência, a intensidade da precipitação. O período de retorno selecionado foi de 5 anos baseado na indicação da CETESB (1986) para redes de microdrenagem para áreas não residenciais.

As Tabelas 4.4, 4.5 e 4.6 apresentam os cálculos da intensidade da precipitação, a área de drenagem e a vazão para cada trecho da rede de drenagem de águas pluviais da “Rede FEF”, “Rede Central 1” e “Rede Quadra 52”, respectivamente. É importante salientar ainda que o tempo de concentração inicial da rede é a soma dos tempos de concentração referentes ao escoamento difuso e ao escoamento concentrado raso.

Um dos parâmetros para a utilização da equação de chuva generalizada é que a duração da precipitação esteja inserida entre 5 e 120 minutos. No caso da “Rede Quadra 52” e da “Rede FEF”, nos trechos em que o tempo de concentração se encontrou abaixo deste intervalo, foi adotado o valor de 5 minutos.

Tabela 4.4 - Composição do cálculo da intensidade da precipitação e da vazão da “Rede FEF”.

Trecho	L (m)	S (m/m)	Rh pleno (m)	V (m/s)	T _t (min)	T _c acum (min)	i (mm/h) T= 5 a	BC	C _{ponderado}	Área parcial (ha)	Área acumulada (ha)	Q (m³/S)
19 - O_FEF	44,55	0,073	0,30	7,55	0,10	19,07	62,80	-	-	0,00	65,02	10,39
18 - 19	766,17	0,006	0,30	2,22	5,75	18,97	63,13	-	-	0,00	65,02	10,39
17 - 18	293,23	0,009	0,30	2,62	1,87	13,22	90,57	-	-	0,00	65,02	10,39
16 - 17	42,12	0,010	0,30	2,80	0,25	11,35	105,47	10	0,545	0,36	65,02	10,39
15 - 16	9,61	0,010	0,30	2,86	0,06	11,10	107,85		0,546	3,50	64,67	10,59
14 - 15	45,73	0,011	0,30	2,93	0,26	11,05	108,40	8	0,551	0,61	61,16	10,14
13 - 14	38,29	0,004	0,30	1,69	0,38	10,79	111,02	7	0,549	1,63	60,55	10,26
12 - 13	65,81	0,013	0,30	3,22	0,34	10,41	115,03	6	0,547	9,58	58,92	10,30
11 - 12	74,34	0,030	0,30	4,88	0,25	10,07	118,92	-		0,00	49,34	9,53
10 - 11	48,81	0,031	0,30	4,93	0,17	9,82	122,00	-	-	0,00	49,34	9,53
09 - 10	84,97	0,009	0,30	2,61	0,54	9,65	124,09	-	-	0,00	49,34	9,53
08 - 09	114,45	0,012	0,30	3,03	0,63	9,11	131,47	5	0,529	5,96	49,34	9,53
07 - 08	385,76	0,005	0,30	1,88	3,42	8,48	141,23	4	0,517	4,78	43,38	8,80
06 - 07	26,15	0,015	0,30	3,42	0,13	5,06	236,60	3	0,519	1,44	38,61	13,16
05 - 06	74,73	0,012	0,25	2,68	0,47	4,93	239,50	2	0,512	4,94	37,17	12,66
04 - 05	31,77	0,010	0,25	2,48	0,21	4,47	239,50	-	-	0,00	32,23	10,78
03 - 04	23,87	0,017	0,25	3,25	0,12	4,26	239,50	-	-	0,00	32,23	10,78
02 - 03	13,61	0,010	0,25	2,42	0,09	4,13	239,50	-	-	0,00	32,23	10,78
01 - 02	7,34	0,008	0,25	2,22	0,20	4,04	239,50	1	0,503	10,78	32,23	10,78
M - 01	51,24	0,013	0,20	2,47	0,35	3,83	239,50	A	0,504	21,45	21,45	7,19
						5,00	239,50					

Tabela 4.5 - Composição do cálculo da intensidade da precipitação e da vazão da “Rede Central 1”.

Trecho	L (m)	S (m/m)	Rh pleno (m)	V (m/s)	Tt (min)	Tc acum (min)	i (mm/h) T= 5 a	BC	C _{ponderado}	Área parcial (ha)	Área acumulada (ha)	Q (m³/s)
14-27	102,90	0,007	0,20	1,81	0,95	10,09	119,69	-	-	0,00	9,70	2,010
05-14	48,34	0,009	0,20	2,04	0,40	9,70	124,56	28	0,599	0,74	9,70	2,010
05-10	61,12	0,012	0,20	2,30	0,44	9,26	130,51	27	0,632	0,25	8,96	2,053
04-10	63,46	0,016	0,20	2,67	0,40	8,86	136,35	26	0,637	0,01	8,71	2,102
04-08	66,79	0,007	0,20	1,81	0,61	8,25	146,50	25.1	0,638	0,03	8,70	2,258
08-53	54,56	0,041	0,20	4,32	0,21	8,04	150,34	25	0,639	0,47	8,67	2,316
49-53	54,38	0,004	0,20	1,42	0,64	7,40	163,31	-	-	0,00	8,21	2,489
49-57	52,44	0,019	0,20	2,97	0,29	7,10	170,08	22	0,642	0,50	8,21	2,489
15-57	43,38	0,086	0,15	5,17	0,14	6,96	173,50	21	0,648	0,11	7,71	2,406
10-15	9,55	0,004	0,15	1,14	0,14	6,82	177,04	20	0,648	0,21	7,59	2,420
09-10	32,66	0,036	0,15	3,37	0,16	6,66	181,33	19	0,646	0,00	7,39	2,404
08-09	10,93	0,046	0,15	3,77	0,05	6,61	182,66	18	0,646	0,02	7,39	2,421
07-08	5,42	0,002	0,15	0,76	0,12	6,50	186,01	17	0,645	0,02	7,37	2,456
06-07	1,62	0,086	0,15	5,19	0,01	6,49	186,16	16	0,645	0,08	7,35	2,452
05-06	11,41	0,030	0,15	3,05	0,06	6,43	187,97	15	0,646	4,48	7,27	2,450
05-09	39,94	0,033	0,15	3,22	0,21	6,22	194,21	14	0,613	1,05	2,79	0,922
07-09	54,54	0,037	0,15	3,39	0,27	5,95	202,97	13	0,637	0,05	1,74	0,624
05-07	53,05	0,025	0,15	2,79	0,32	5,64	214,37	12	0,644	0,98	1,69	0,648
02-05	39,09	0,021	0,10	1,96	0,33	5,30	227,79	11.4	0,717	0,13	0,71	0,322
01-02	2,39	0,213	0,10	6,22	0,01	5,30	228,06	11.3	0,689	0,03	0,58	0,254
01-03	10,72	0,021	0,10	1,93	0,09	5,20	232,12	11	0,695	0,54	0,55	0,245
02-03	6,10	0,034	0,10	2,50	0,04	5,16	233,95	-	-	0,00	0,01	0,004
01-02	13,16	0,022	0,10	2,00	0,11	5,05	239,03	11.1	0,895	0,01	0,01	0,004

Tabela 4.6 - Composição do cálculo da intensidade da precipitação e da vazão da “Rede Quadra 52”.

Trecho	L (m)	S (m/m)	Rh pleno (m)	V (m/s)	T _t (min)	T _c acum (min)	i (mm/h) T= 5 a	BC	C _{ponderado}	Área parcial (ha)	Área acumulada (ha)	Q (m³/s)
50 - F52	23,33	0,171	0,25	10,26	0,04	5,58	214,68	38	0,216	1,98	48,86	6,30
16 - 50	214,36	0,025	0,25	3,91	0,91	4,67	239,50	37	0,206	1,58	46,89	6,42
16 - 112	220,27	0,042	0,20	4,37	0,84	3,82	239,50	36	0,198	3,27	45,30	5,96
07 - 112	34,25	0,036	0,30	5,31	0,11	3,72	239,50	34a	0,185	1,10	42,03	5,18
01 - 07	131,63	0,056	0,15	4,16	0,53	3,19	239,50	-	-	0,00	40,93	4,92
01 - 12	42,90	0,049	0,20	4,73	0,15	3,04	239,50	33	0,181	4,65	40,93	4,92
12 - 03	101,32	0,062	0,15	4,38	0,39	2,65	239,50	32	0,158	0,81	36,28	3,81
03 - 13	87,32	0,059	0,15	4,30	0,34	2,32	239,50	31	0,156	32,15	35,47	3,69
13 - 144	460,79	0,084	0,15	5,13	1,50	0,82	239,50	30	0,131	3,31	3,31	0,29
						5,00	239,50					

A “Rede Central – Trecho Final” reúne as contribuições das “Rede Central 1”, “Rede Central 2” e “Rede Central 3”. Por isso, na “Rede Central – Trecho Final” a parcela do tempo de concentração calculada se refere ao transporte dentro da rede de drenagem de águas pluviais. A Tabela 4.7 apresenta os cálculos da intensidade da precipitação, área de drenagem e da vazão de cada trecho da “Rede Central – Trecho Final”.

Tabela 4.7 - Composição do cálculo da intensidade da precipitação e da vazão da “Rede Central – Trecho Final”.

Trecho	L (m)	S (m/m)	Rh pleno (m)	V (m/s)	T _t (min)	T _c acum (min)	i (mm/h) T= 5 a	BC	C _{ponderado}	Área parcial (ha)	Área acumulada (ha)	Q (m³/s)
52 - OC	15,79	0,041	0,57	8,68	0,03	78,56	68,49	-	0,207	0,00	300,24	11,82
26 - 53	61,05	0,006	0,38	2,43	0,42	75,91	70,24	69	0,105	5,75	157,18	3,21
26 - 27	5,77	0,043	0,38	6,77	0,01	75,90	70,25	67	0,412	0,73	151,43	12,18

A “Rede Central 2” e a “Rede Central 3” transportam águas fluviais de um dos afluentes do Ribeirão das Pedras. A área de contribuição a montante destas redes supera o limite recomendado pela CETESB (1986) para o uso do método racional. Então, nestes casos foi utilizado o método do hidrograma unitário sintético para estimar a vazão de pico no início destas redes de drenagem de águas pluviais.

Para o cálculo do tempo de concentração no método do hidrograma unitário sintético foi utilizado o método lag proposto pelo Serviço de Conservação dos Recursos Naturais (NRCS) dos Estados Unidos. Neste método, o tempo de concentração depende do comprimento do fluxo, do potencial de retenção máximo e da declividade média do terreno. Entre as maneiras disponíveis, a estimativa do cálculo da declividade média do terreno (Y) foi obtida por meio da reticulação das áreas de contribuição em quadrados com 100 metros de comprimento. A declividade em cada quadrado foi calculada, permitindo assim o cálculo da declividade média do terreno.

O método lag foi utilizado na “Rede Central 2” e na “Rede Central 3”, cujo os resultados estão apresentados na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 - Cálculo do tempo de concentração pelo método lag.

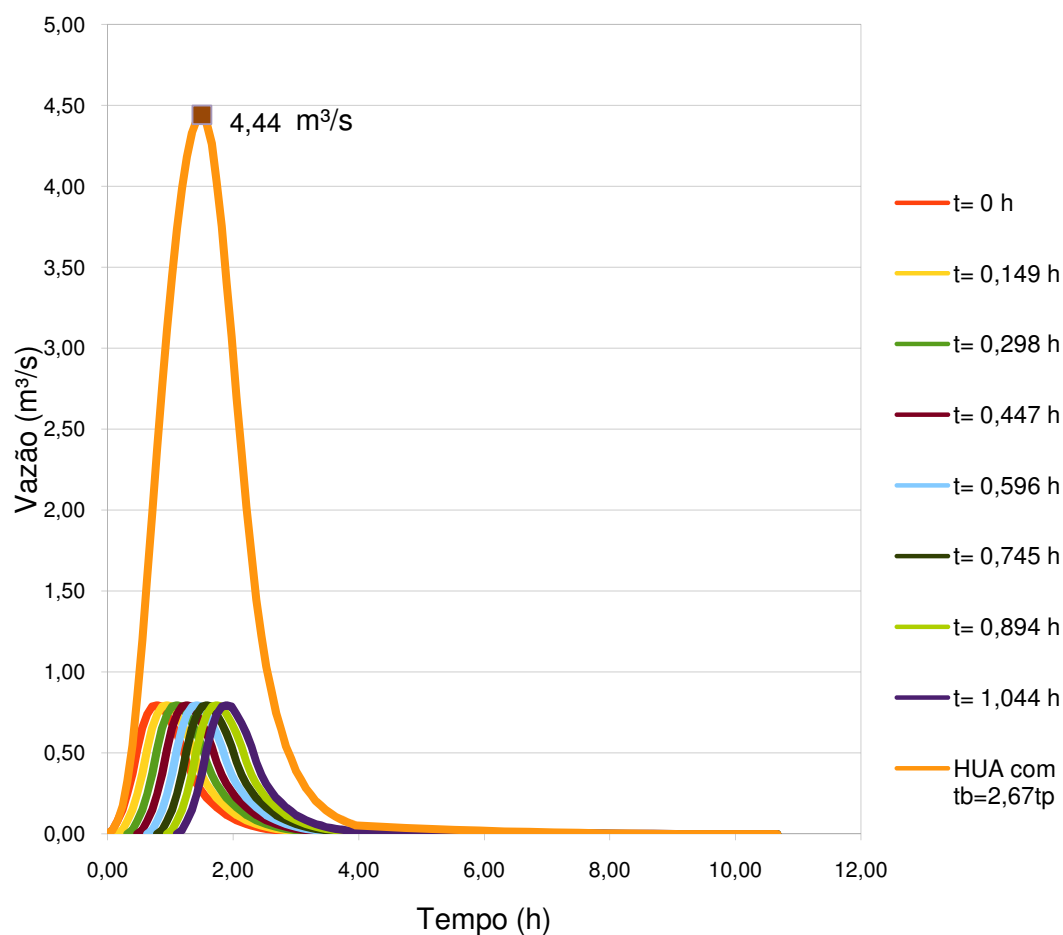
Componentes do Tempo de Concentração – Método Lag	Resultados
Comprimento do fluxo (i)	1563,64 metros
Declividade média do terreno (Y)	8,86 %
Potencial de retenção máximo (S)	182,52 mm
Fator de retardo (cn')	58,19
Tempo de Concentração (tc)	1,19 h ou 71,56 min

A Tabela 4.9 apresenta o resultado das variáveis que compõem o hidrograma unitário triangular. A partir destes resultados, o princípio da sobreposição foi utilizado produzindo o hidrograma resultante unitário adimensional apresentado no Gráfico 4.2.

Tabela 4.9 - Cálculo das variáveis do hidrograma unitário triangular.

Variáveis do Hidrograma Unitário Triangular	Resultados
Chuva Excedente (Q)	11,27 mm
Perdas Iniciais (I _a)	36,50 mm
Capacidade Máxima de Armazenamento do Solo (S)	182,52 mm
Tempo de Retardo (L)	0,716 h
Tempo de pico (t _p)	0,79 h
Tempo de base (t _b)	2,11 h
Vazão de Pico (q _p)	5,63 m ³ /s

Gráfico 4.2: Hidrograma unitário de cada intervalo de tempo (Δt) e o hidrograma unitário resultante para as redes paralelas: “Rede Central 2” e “Rede Central 3”.



O afluente do Ribeirão das Pedras, localizado na área central da UNICAMP, encontra-se canalizado a partir da área verde da Quadra 29, em duas redes denominadas “Rede Central 2” e “Rede Central 3”. Para possibilitar o cálculo das vazões em cada trecho destas redes, tanto a vazão (apresentada no Gráfico 4.2) quanto à área de contribuição a montante necessitaram ser decompostas.

Como os diâmetros no início destes redes eram diferentes, não foi possível efetuar uma divisão simples da vazão e da área de contribuição calculadas. O diâmetro do trecho inicial da “Rede Central 2” é de 1,5 metros enquanto o diâmetro do trecho inicial da “Rede Central 3” é de 1,2 metros. Então foi necessário determinar a proporção da vazão afluente e da área de contribuição a montante para a “Rede Central 2” e para a “Rede Central 3”. Para isso foi utilizado a ferramenta solver do Excel 2007. O solver é uma ferramenta que permite aferir o resultado ideal, baseado nos parâmetros pré-definidos pelo usuário.

Neste caso, foi inserido a equação de Manning para o cálculo da vazão em cada uma das redes de drenagem de águas pluviais. Com a equação de Manning, a ferramenta calculou o diâmetro equivalente do conduto, possibilitando aferir a proporção da vazão afluente para cada rede de drenagem de águas pluviais. Assim, utilizando a mesma proporção calculada para a vazão afluente, foi possível determinar a área de contribuição a montante para cada rede. Os resultados estão apresentados na Tabela 4.10.

Tabela 4.10 - Vazão afluente da Rede Central 2 e Rede Central 3.

Variáveis	Rede Central 2	Rede Central 3	Total
Vazão Afluente	2,65 m ³ /s	1,79 m ³ /s	4,44 m ³ /s
Área de Drenagem a Montante	127,62 ha	86,21 ha	213,83 ha

As Tabelas 4.11 e 4.12 apresentam os cálculos da intensidade da precipitação, a área de drenagem e a vazão para cada trecho da rede de drenagem de águas pluviais da “Rede Central 2” e da “Rede Central 3”, respectivamente.

Vale salientar que para o cálculo da vazão em cada trecho da “Rede Central 2” e da “Rede Central 3” foi utilizado o método racional. O método do hidrograma unitário sintético foi utilizado somente no cômputo da vazão da área de contribuição a montante das referidas redes.

Tabela 4.11 - Composição do cálculo da intensidade da precipitação e da vazão da “Rede Central 2”.

Trecho	L (m)	S (m/m)	Rh pleno (m)	V (m/s)	T _t (min)	T _c acum (min)	i (mm/h) T= 5 a	BC	C _{ponderado}	Área parcial (ha)	Área acumulada (ha)	Q (m³/s)
15-27	102,72	0,011	0,38	3,33	0,51	75,06	70,22	-	-	0,00	141,00	5,044
03-15	48,71	0,014	0,38	3,90	0,21	74,85	70,42	63	0,183	2,70	141,00	5,044
"03-11"	62,79	0,013	0,38	3,71	0,28	74,57	70,69	-	-	0,00	138,30	4,896
03-11	62,80	0,013	0,38	3,69	0,28	74,28	70,96	61	0,180	1,48	138,30	4,896
03-09	66,37	0,002	0,38	1,60	0,69	73,59	71,62	60	0,178	0,81	136,82	4,841
09-54	55,48	0,027	0,38	5,38	0,17	73,42	71,79	59	0,177	1,79	136,01	4,796
47-54	44,38	0,012	0,38	3,55	0,21	73,21	72,00	-	-	0,00	134,22	4,705
47-48	28,65	0,023	0,38	4,97	0,10	73,11	72,09	57	0,175	0,01	134,22	4,705
25-48	72,02	0,016	0,30	3,59	0,33	72,78	72,42	56	0,175	5,48	134,21	4,726
25-29	99,23	0,018	0,38	4,35	0,38	72,40	72,80	-	-	0,00	128,73	4,460
29-31	13,69	0,029	0,38	5,56	0,04	72,36	72,84	-	-	0,00	128,73	4,460
31-32	11,91	0,010	0,38	3,25	0,06	72,30	72,90	53	0,171	1,10	128,73	4,460
32-L	190,13	0,018	0,38	4,37	0,72	71,57	73,64	Córrego	0,171	127,63	127,63	2,651

Tabela 4.12 - Composição do cálculo da intensidade da precipitação e da vazão da “Rede Central 3”.

Trecho	L (m)	S (m/m)	Rh pleno (m)	V (m/s)	T _t (min)	T _c acum (min)	i (mm/h) T= 5 a	BC	C _{ponderado}	Área parcial (ha)	Área acumulada (ha)	Q (m³/s)
22-53	67,10	0,008	0,38	2,94	0,38	76,34	69,05	70	0,2080	0,00	143,06	5,708
22-31	70,05	0,017	0,38	4,24	0,28	76,06	69,30	-	-	0,00	143,06	5,749
30-31	59,12	0,024	0,30	4,33	0,23	75,83	69,51	-	-	0,00	143,06	5,749
30-203	16,47	0,032	0,30	5,02	0,05	75,78	69,56	51	0,2080	3,30	143,06	5,749
148-203	58,57	0,020	0,30	4,01	0,24	75,53	69,78	50	0,2070	0,71	139,75	5,606
147-148	72,82	0,017	0,30	3,63	0,33	75,20	70,09	-	-	0,00	139,04	5,601
98-147	12,74	0,013	0,30	3,14	0,07	75,13	70,16	46a (48)	0,2067	3,58	139,04	5,601
97-98	68,81	0,012	0,30	3,06	0,38	74,76	70,51	-	-	0,00	135,46	5,481
95-97	66,13	0,009	0,30	2,71	0,41	74,35	70,89	-	-	0,00	135,46	5,481
06-95	17,25	0,003	0,30	1,51	0,19	74,16	71,08	45	0,2049	5,95	135,46	5,481
04-06	64,08	0,013	0,30	3,19	0,34	73,82	71,40	44	0,1979	2,17	129,51	5,083
01-04	62,41	0,010	0,30	2,80	0,37	73,45	71,76	43	0,1962	0,36	127,34	4,980
01-30	113,32	0,011	0,30	3,00	0,63	72,82	72,38	-	-	0,00	126,98	5,036
30-34	76,22	0,007	0,38	2,76	0,46	72,36	72,84	41	0,1960	0,21	126,98	5,036
34-35	14,47	0,036	0,38	6,16	0,04	72,32	72,88	40	0,1956	0,01	126,77	5,020
05-35	31,53	0,010	0,30	2,82	0,19	72,14	73,07	39	0,1956	40,54	126,75	5,032
05-L	93,23	0,010	0,30	2,75	0,56	71,57	73,64	Córrego	0,1705	86,21	86,21	1,791

4.3 RESULTADOS DA ANÁLISE HIDRÁULICA

O desempenho hidráulico da rede de drenagem de águas pluviais é auferido por meio da linha de energia e da linha piezométrica. Este trabalho utilizou o método produzido pelo URBAN DRAINAGE AND FLOOD CONTROL DISTRICT (UDFCD) e o programa computacional EPA-SWMM.

4.3.1 Método Urban Drainage and Flood Control District

Com a planilha elaborada a partir do Manual de Critérios do UDFCD (2002), foi possível analisar a condição hidráulica das redes de drenagem de águas pluviais da UNICAMP.

Vale salientar que o escoamento das redes de drenagem de águas pluviais é transitório, visto que a vazão é variável. Entretanto, a análise foi realizada considerando o regime permanente, pois as vazões aumentam ao longo da rede, sendo que cada valor corresponde ao pico esperado para cada trecho. Estas vazões são utilizadas nos cálculos hidráulicos da rede supondo que estes picos são simultâneos.


Nos tópicos a seguir serão apresentados os principais resultados de cada rede de drenagem de águas pluviais estudada.

4.3.1.1 Rede Central 1


A simulação hidráulica foi realizada utilizando os dados apresentados na Tabela 4.13.

Tabela 4.13 - Dados da “Rede Central 1” inseridos na planilha para a avaliação hidráulica.

Trecho	Saída	Entrada	Cota Terreno Saída	Prof. Geratriz Superior Saída	Cota Terreno Entrada	Prof. Geratriz Superior Entrada	D (m)	L (m)	n	Q (m³/s) cf. Tabela 4.5
14-27	Q33AP27	Q15ES14	581,54	4,50	581,68	3,90	0,8	102,90	0,016	2,010
05-14	Q15ES14	Q14AP05	581,68	3,90	582,42	4,20	0,8	48,34	0,016	2,010
05-10	Q14AP05	Q14AP10	582,42	4,20	582,88	3,95	0,8	61,12	0,016	2,053
04-10	Q14AP10	Q13AP04	582,88	3,95	584,67	4,75	0,8	63,46	0,016	2,102
04-08	Q13AP04	Q13AP08	584,67	4,75	584,20	3,80	0,8	66,79	0,016	2,258
08-53	Q13AP08	Q12AP53	584,20	3,80	587,63	5,00	0,8	54,56	0,016	2,316
49-53	Q12AP53	Q12AP49	587,63	5,00	586,97	4,10	0,8	54,38	0,016	2,489
49-57	Q12AP49	Q12AP57	586,97	4,10	587,63	3,75	0,8	52,44	0,016	2,489
15-57	Q12AP57	Q11AP15	587,63	3,95	588,94	1,53	0,6	43,38	0,016	2,406
10-15	Q11AP15	Q11AP10	588,94	1,53	588,27	0,82	0,6	9,55	0,016	2,420
09-10	Q11AP10	Q11AP09	588,27	0,82	589,19	0,55	0,6	32,66	0,016	2,404
08-09	Q11AP09	Q11AP08	589,19	0,55	589,79	0,65	0,6	10,93	0,016	2,421
07-08	Q11AP08	Q11AP07	589,79	0,65	589,91	0,76	0,6	5,42	0,016	2,456
06-07	Q11AP07	Q11AP06	589,91	0,76	590,21	0,92	0,6	1,62	0,016	2,452
05-06	Q11AP06	Q11AP05	590,21	0,92	590,70	1,07	0,6	11,41	0,016	2,450
05-09	Q11AP05	Q10AP09	590,70	1,07	592,76	1,80	0,6	39,94	0,016	0,922
07-09	Q10AP09	Q10AP07	592,76	1,80	594,02	1,05	0,6	54,54	0,016	0,624
05-07	Q10AP07	Q10AP05	594,02	1,05	595,70	1,40	0,6	53,05	0,016	0,648
02-05	Q10AP05	Q10AP02	595,70	1,60	596,63	1,70	0,4	39,09	0,016	0,322
01-02	Q10AP02	Q10AP01	596,63	1,70	596,29	0,85	0,4	2,39	0,016	0,254
01-03	Q10AP01	Q11AP03	596,29	0,85	596,51	0,85	0,4	10,72	0,016	0,245
02-03	Q11AP03	Q11AP02	596,51	0,85	596,79	0,92	0,4	6,10	0,016	0,004
01-02	Q11AP02	Q11AP01	596,79	0,92	596,31	0,15	0,4	13,16	0,016	0,004

 Diâmetro adotado em virtude do trecho anterior e posterior (trecho sem informação de diâmetro).

 A cota do topo do poço de visita foi utilizada, pois a cota do terreno é inferior à cota do fundo.

 Utilizada a cota do topo (verificado em vistoria que o poço de visita estava acima da cota do terreno).

A partir dos dados disponíveis da “Rede Central 1”, algumas considerações foram realizadas, pois alguns trechos da rede de drenagem de águas pluviais possuíam dados

discrepantes. A Tabela 4.13 apresenta os dados considerados, contendo a identificação dos dados que necessitaram de correção e a respectiva justificativa.

Com os dados apresentados na Tabela 4.13, os elementos hidráulicos e geométricos foram calculados. A Tabela 4.14 apresenta os principais parâmetros que pautaram a discussão.

Tabela 4.14 - Parâmetros hidráulicos da “Rede Central 1” calculados pelo método UDFCD.

Trecho	Q _d cl. Tabela 4.5 (m ³ /s)	S (%)	V _{saída} (m/s)	H _m _{saída} (mca)	E _{saída} (mca)	Regime	p/v entrada Calculado (mca)	V _{entrada} (m/s)	H _m _{entrada} (mca)	ΔE (mca)	E _{entrada} (mca)	Q _{saída} corrigida (m ³ /s)
14-27	2,010	0,72	1,90	577,04	577,22	forçado	4,24	1,90	577,98	0,94	578,16	0,954
05-14	2,010	0,91	3,31	577,78	578,34	forçado	2,75	3,31	579,42	1,64	579,98	1,664
05-10	2,053	1,16	3,04	579,51	579,98	forçado	4,31	3,04	581,13	1,62	581,60	1,527
04-10	2,102	1,56	2,00	581,40	581,60	forçado	5,43	2,00	582,12	0,72	582,32	1,007
04-08	2,258	0,72	1,42	582,22	582,32	forçado	4,60	1,42	582,60	0,38	582,70	0,715
08-53	2,316	4,09	4,61	581,62	582,70	ressalto livre	3,00	4,61	584,83	3,21	585,91	2,316
49-53	2,489	0,44	1,19	585,84	585,91	forçado	4,90	1,19	586,07	0,23	586,14	0,599
49-57	2,489	1,93	2,96	585,70	586,14	forçado	4,55	2,96	587,08	1,38	587,53	1,487
15-57	2,406	8,60	1,48	587,41	587,53	forçado	1,44	1,48	587,81	0,40	587,92	0,419
10-15	2,420	0,42	3,25	587,41	587,95	forçado	1,42	3,25	588,25	0,84	588,79	0,919
09-10	2,404	3,64	1,61	588,66	588,79	forçado	1,15	1,61	589,04	0,38	589,17	0,454
08-09	2,421	4,57	1,22	589,10	589,17	forçado	0,76	1,22	589,22	0,12	589,30	0,345
07-08	2,456	0,18	0,50	589,28	589,30	forçado	0,94	0,50	589,30	0,02	589,31	0,141
06-07	2,452	8,64	2,47	589,15	589,46	forçado	1,14	2,47	589,49	0,34	589,80	0,698
05-06	2,450	2,98	0,93	589,76	589,80	forçado	1,67	0,93	589,83	0,07	589,87	0,263
05-09	0,922	3,33	3,67	589,53	590,21	livre	0,50	3,67	590,86	1,33	591,54	0,922
07-09	0,624	3,69	2,21	591,30	591,54	ressalto livre	0,51	2,44	592,88	1,64	593,18	0,624
05-07	0,648	2,51	3,12	592,78	593,28	livre	0,41	3,12	594,11	1,33	594,61	0,648
02-05	0,322	2,12	2,14	594,38	594,61	forçado	1,50	2,14	595,53	1,15	595,76	0,269
01-02	0,254	21,34	5,56	594,69	596,26	livre	0,16	5,56	595,20	0,51	596,77	0,254
01-03	0,245	2,05	1,95	596,58	596,77	forçado	1,25	1,95	596,98	0,40	597,18	0,245
02-03	0,004	3,44	0,03	597,18	597,18	forçado	1,32	0,03	597,18	0,00	597,18	0,004
01-02	0,004	2,20	0,03	597,18	597,18	forçado	0,55	0,03	597,18	0,00	597,18	0,004

Com o intuito de facilitar a visualização dos resultados provenientes das análises hidráulicas, foi utilizada a Tabela 4.15.

Tabela 4.15 – Tabela de cores utilizadas na simulação hidráulica pelo método UDFCD.

Parâmetro	Cor	Significado	Exemplo da “Rede Central 1”
Velocidade (V)	Azul	Indica que o resultado está inserido no intervalo recomendado de 0,75 m/s e 5,00 m/s.	$V_{saída - trecho\ 14-27} = 1,90$ m/s (a velocidade de saída calculada está inserida no intervalo recomendado).
	Vermelho	Indica que o resultado não está inserido no intervalo recomendado de 0,75 m/s e 5,00 m/s.	$V_{saída - trecho\ 01-02} = 5,56$ m/s (a velocidade de saída calculada está acima do valor máximo recomendado de 5,00 m/s).
Altura Piezométrica (Hm)	Azul	Indica que o resultado está abaixo da geratriz superior do conduto.	$Hm_{entrada - trecho\ 05-09} = 590,86$ mca (a altura piezométrica é inferior a geratriz superior do conduto que é igual a 590,96 mca).
	Vermelho	Indica que o resultado é igual ou maior que a geratriz superior do conduto.	$Hm_{saída - trecho\ 05-06} = 589,76$ mca (a altura piezométrica é maior que a geratriz superior do conduto que é igual a 589,29 mca).
Carga Manométrica ($\frac{p}{\gamma}$)	Azul	Indica que o resultado é inferior ao diâmetro do conduto.	$\frac{p}{\gamma}_{entrada\ calculado - trecho\ 05-09} = 0,50$ mca (o conduto é capaz de comportar a vazão calculada).
	Vermelho	Indica que a carga manométrica é superior ao diâmetro do conduto, porém não atingiu a superfície do solo.	$\frac{p}{\gamma}_{entrada\ calculado - trecho\ 08-53} = 3,00$ mca (o conduto não é capaz de comportar a vazão calculada e o escoamento é forçado).
	Vermelho	Indica que ocorreu o extravasamento e as águas pluviais atingiram a superfície do solo.	$\frac{p}{\gamma}_{entrada\ calculado - trecho\ 49-53} = 4,90$ mca (a carga manométrica calculada é maior que a cota do terreno na entrada do conduto, ocasionando o transbordamento e o escoamento é forçado).
Vazão (Q)	Azul	Indica que o conduto é capaz de transportar a vazão obtida pelos cálculos hidrológicos.	$Q_{saída corrigida - trecho\ 05-09} = 0,922$ m/s (a vazão obtida pelos cálculos hidrológicos é igual a vazão que o conduto é capaz de comportar).
	Vermelho	Indica que o conduto não é capaz de transportar a vazão obtida pelos cálculos hidrológicos.	$Q_{saída corrigida - trecho\ 14-27} = 0,954$ m/s (a vazão obtida pelos cálculos hidrológicos (2,010 m/s) é superior à a vazão que o conduto é capaz de comportar).

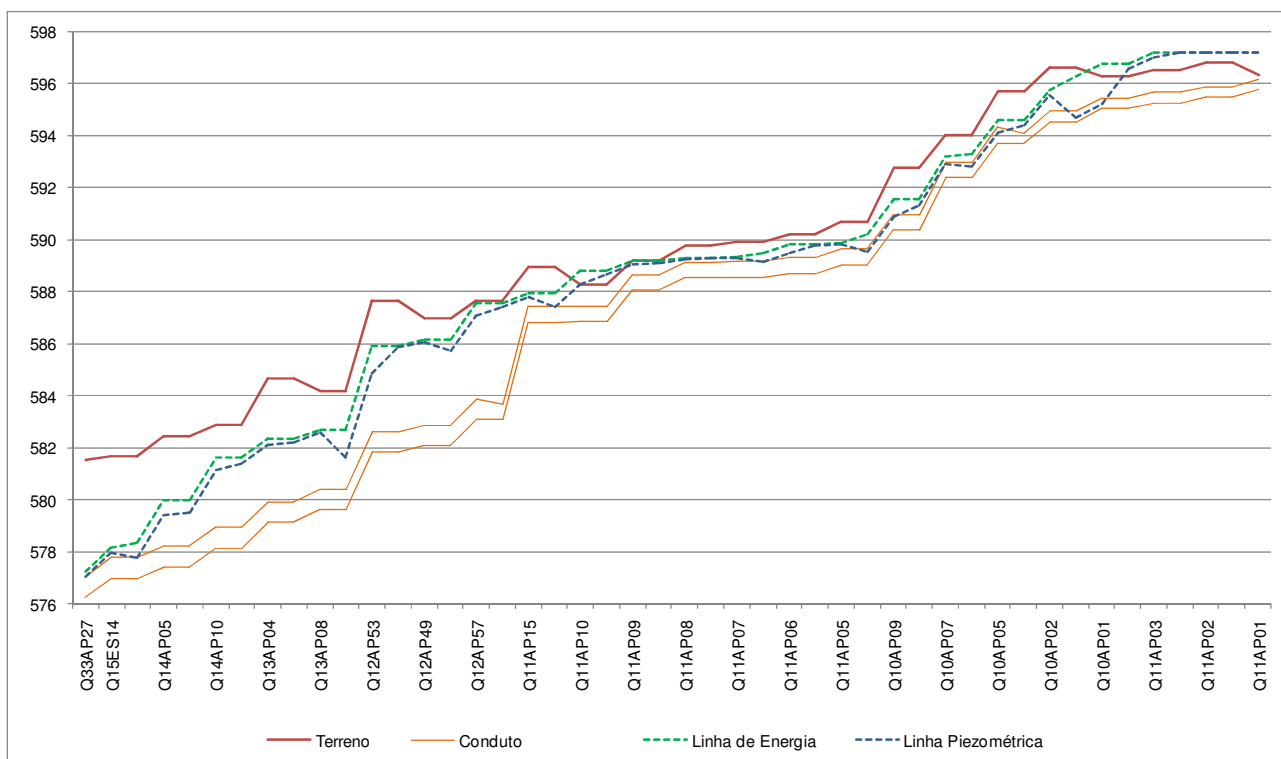
Por meio das informações apresentadas na Tabela 4.14 foi possível verificar que o escoamento na maioria dos trechos da “Rede Central 1” é forçado em decorrência da:

- 1) Vazão transportada obtida pelos cálculos hidrológicos superar a vazão máxima que o conduto é capaz de transportar no regime de escoamento livre.
- 2) Da carga manométrica na saída do trecho superar o diâmetro do conduto.

Vale mencionar também que a simulação hidráulica indicou a ocorrência de extravasamento nos trechos 04-08, 49-53, 49-57, 10-15, 09-10, 05-06, 01-03, 02-03 e 01-02 da “Rede Central 1”.

Em relação às velocidades, tanto de entrada como na saída do conduto, foi considerado adequado as velocidades inseridas no intervalo entre 0,75 m/s e 5 m/s, conforme recomendado por AZEVEDO NETTO *et al.* (1998). O Gráfico 4.3 apresenta a linha piezométrica e a linha de energia da “Rede Central 1”.

Gráfico 4.3 - Perfil da “Rede Central 1” obtido pelo método UDFCD.



O Gráfico 4.3 ilustra o comportamento hidráulico da “Rede Central 1”, possibilitando avaliar a situação hidráulica desta rede de drenagem de águas pluviais urbanas em cada trecho que a compõe.

4.3.1.2 Rede Central 2

Para a Rede Central 2, a avaliação hidráulica foi realizada utilizando os dados apresentados na Tabela 4.16.

Tabela 4.16 - Dados da “Rede Central 2” inseridos na planilha para a simulação hidráulica

Trecho	Saída	Entrada	Cota Terreno Saída	Prof. Geratriz Superior Saída	Cota Terreno Entrada	Prof. Geratriz Superior Entrada	D (m)	L (m)	n	Q (m³/s) cf. Tabela 4.11
15-27	Q33AP27	Q15ES15	581,54	3,80	581,78	2,96	1,5	102,72	0,016	5,044
03-15	Q15ES15	Q14AP03	581,78	2,96	582,42	2,90	1,5	48,71	0,016	5,044
03-11	Q14AP03	Q14AP11	582,42	2,90	582,99	2,65	1,5	62,79	0,016	4,896
03-11	Q14AP11	Q13AP03	582,99	2,65	584,65	3,50	1,5	62,80	0,016	4,896
03-09	Q13AP03	Q13AP09	584,65	3,50	584,22	2,91	1,5	66,37	0,016	4,841
09-54	Q13AP09	Q12AP54	582,22	0,91	586,18	3,35	1,5	55,48	0,016	4,796
47-54	Q12AP54	Q12AP47	586,18	3,35	586,71	3,35	1,5	44,38	0,016	4,705
47-48	Q12AP47	Q12AP48	586,71	3,35	586,98	2,95	1,5	28,65	0,016	4,705
25-48	Q12AP48	Q26AP25	586,98	3,25	588,46	3,55	1,2	72,02	0,016	4,726
25-29	Q26AP25	Q26AP29	588,46	3,25	588,79	1,80	1,5	99,23	0,016	4,460
29-31	Q26AP29	Q26AP31	588,79	1,80	588,89	1,50	1,5	13,69	0,016	4,460
31-32	Q26AP31	Q26AP32	588,89	1,50	589,06	3,50	1,5	11,91	0,016	4,460
32-L	Q26AP32	L	589,06	3,50	590,00	1,00	1,5	190,13	0,016	2,651

	Diâmetro adotado em virtude do trecho anterior e posterior (trecho sem informação de diâmetro).
	Utilizada cota do terreno (nos dados disponíveis a cota do topo é inferior a cota do terreno, porém, em vistoria, verificou-se que o poço de visita está acima da cota do terreno, como não há informação atualizada foi adotado a cota do terreno).
	A cota do topo do poço de visita foi utilizada, pois a cota do terreno é igual à cota do fundo
	Adotado a cota do topo, pois a cota do fundo + diâmetro do tubo = cota do terreno e a profundidade = 0.
	Utilizado a cota do topo (verificado em vistoria que o poço de visita estava acima da cota do terreno).
	Dado retirado da planta Base Ortométrica das Redes.

Com base nos dados disponíveis da “Rede Central 2”, algumas ponderações foram feitas, visto que alguns trechos da rede de drenagem de águas pluviais possuíam dados divergentes. A Tabela 4.16 apresenta os dados utilizados na simulação hidráulica contendo a identificação daqueles que foram corrigidos com a aludida justificativa.

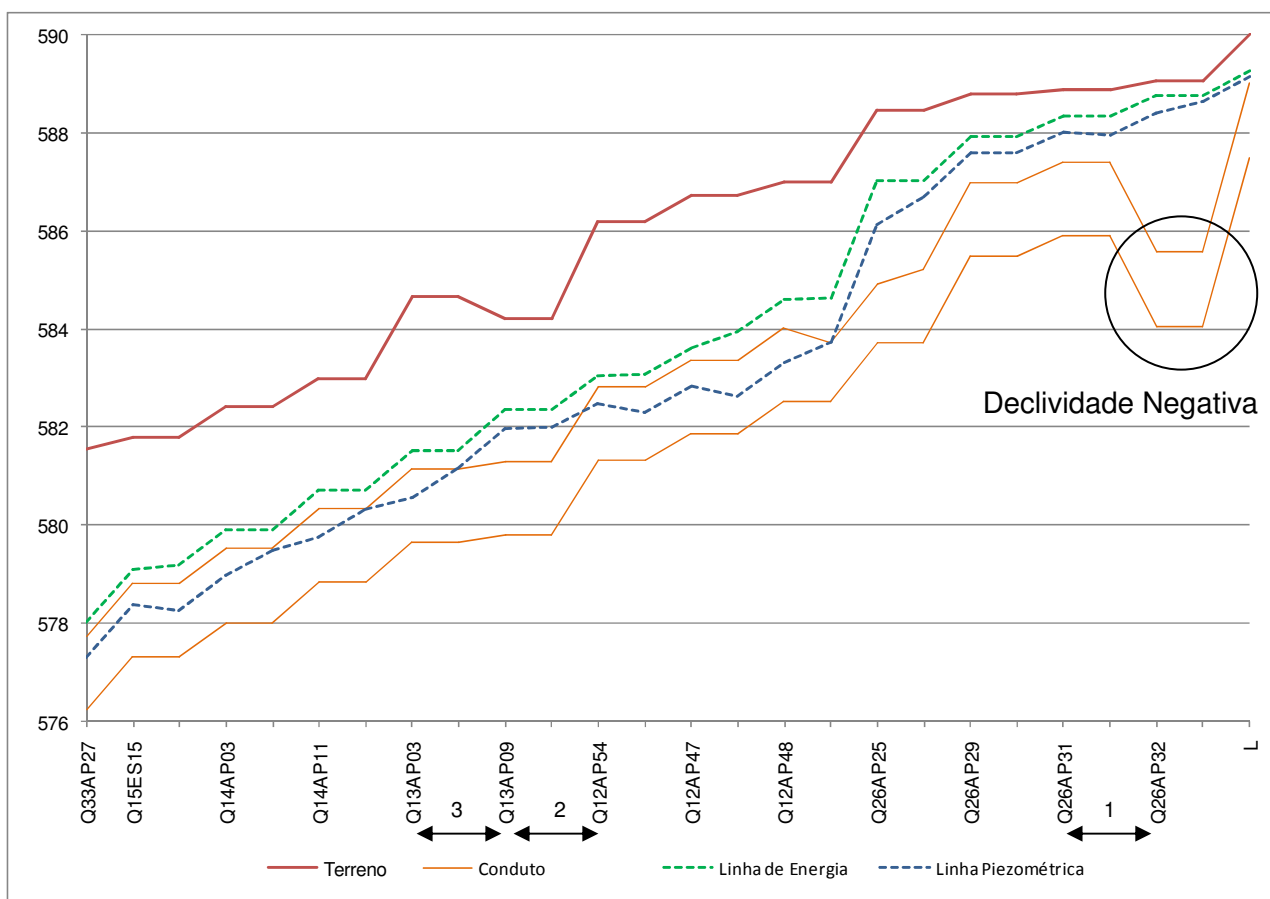
Os elementos hidráulicos e geométricos foram calculados a partir dos dados da Tabela 4.16. A Tabela 4.17 apresenta os principais parâmetros que orientaram a discussão.

Tabela 4.17. Parâmetros hidráulicos da “Rede Central 2” calculados pelo método UDFCD.

Trecho	Q_d cf. Tabela 4.11 (m ³ /s)	S (%)	$V_{saída}$ (m/s)	$Hm_{saída}$ (mca)	$E_{saída}$ (mca)	Regime	p/v entrada Calculado (mca)	$V_{entrada}$ (m/s)	$Hm_{entrada}$ (mca)	ΔE (mca)	$E_{entrada}$ (mca)	$Q_{saída}$ corrigida (m ³ /s)
15-27	5,04	1,05	3,75	577,31	578,02	livre	1,07	3,75	578,39	1,08	579,10	5,04
03-15	5,04	1,4	4,26	578,27	579,20	livre	0,95	4,26	578,97	0,70	579,90	5,04
03-11	4,90	1,31	2,78	579,50	579,90	livre	0,97	4,35	579,75	0,82	580,72	4,90
03-11	4,90	1,29	2,78	580,32	580,72	livre	0,97	4,35	580,56	0,81	581,53	4,90
03-09	4,84	0,24	2,74	581,15	581,53	forçado	2,17	2,74	581,98	0,83	582,36	4,84
09-54	4,80	2,74	2,71	581,99	582,36	ressalto afogado	1,14	3,33	582,47	0,67	583,03	4,80
47-54	4,70	1,19	3,90	582,30	583,07	livre	0,97	3,90	582,83	0,53	583,60	4,70
47-48	4,70	2,34	5,06	582,64	583,94	livre	0,78	5,06	583,31	0,67	584,61	4,70
25-48	4,73	1,64	4,18	583,73	584,62	forçado	2,42	4,18	586,13	2,40	587,02	4,72
25-29	4,46	1,79	2,52	586,70	587,02	forçado	2,10	2,52	587,59	0,90	587,92	4,46
29-31	4,46	2,92	2,52	587,59	587,92	forçado	2,11	2,52	588,00	0,40	588,32	4,46
31-32	4,46	-15,37	2,68	587,96	588,32	forçado	4,29	2,68	588,40	0,44	588,77	4,73
32-L	2,65	1,81	1,50	588,65	588,77	forçado	1,65	1,50	589,15	0,50	589,27	2,65

A Tabela 4.15 apresenta a legenda das cores utilizadas na Tabela 4.17. No caso da “Rede Central 2”, o trecho 31-32 possui declividade negativa, o qual também foi sinalizado pela cor vermelha na Tabela 4.17.

Gráfico 4.4 - Perfil da “Rede Central 2” obtido pelo método UDFCD.



A partir dos resultados do diagnóstico hidráulico da “Rede Central 2” apresentados na Tabela 4.17 e ilustrados por meio do Gráfico 4.4 foi possível verificar que:

1) O trecho 31-32, localizado no início da rede de drenagem de águas pluviais, apresenta declividade negativa, prejudicando o escoamento das águas pluviais tanto da tubulação a montante quanto da tubulação a jusante.

2) No trecho 09-54 ocorreu o ressalto afogado devido à mudança do escoamento supercrítico a montante para o escoamento subcrítico a jusante. Esta informação é obtida por meio do cálculo do número de Froude que para o trecho 09-54 é igual a 2,24.

3) No trecho 03-09, a tubulação é capaz de transportar a vazão estimada, entretanto, o regime de escoamento é forçado e ocorre a sobrecarga devido a diminuição da declividade do conduto.

4) Nos Trechos 03-09, 25-48, 25-29, 29-31, 31-32 a carga manométrica foi superior ao diâmetro do conduto, culminando no escoamento forçado.

4.3.1.3 Rede Central 3

A simulação hidráulica foi realizada utilizando os dados apresentados na Tabela 4.18.

Tabela 4.18 - Dados da “Rede Central 3” inseridos na planilha para a avaliação hidráulica.

Trecho	Saída	Entrada	Cota Terreno Saída	Prof. Geratriz Superior Saída	Cota Terreno Entrada	Prof. Geratriz Superior Entrada	D (m)	L (m)	n	Q (m³/s) cf. Tabela 4.12
22-53	Q35AP53	Q33AP22	581,45	4,30	581,95	4,25	1,5	67,10	0,016	5,708
22-31	Q33AP22	Q33AP31	581,95	4,25	582,59	3,70	1,5	70,05	0,016	5,749
30-31	Q33AP31	Q33AP30	582,59	4,00	583,17	3,17	1,2	59,12	0,016	5,749
30-203	Q33AP30	Q32AP203	583,17	3,17	583,33	2,80	1,2	16,47	0,016	5,749
148-203	Q32AP203	Q32AP148	583,33	2,80	583,88	2,15	1,2	58,57	0,016	5,606
147-148	Q32AP148	Q32AP147	583,88	2,15	584,69	1,74	1,2	72,82	0,016	5,601
98-147	Q32AP147	Q24AP98	584,69	1,74	585,01	1,90	1,2	12,74	0,016	5,601
97-98	Q24AP98	Q24AP97	585,01	1,90	585,88	1,95	1,2	68,81	0,016	5,481
95-97	Q24AP97	Q24AP95	585,88	1,95	586,77	2,22	1,2	66,13	0,016	5,481
06-95	Q24AP95	Q23AP06	586,77	2,22	587,05	2,45	1,2	17,25	0,016	5,481
04-06	Q23AP06	Q23AP04	587,05	2,45	588,08	2,65	1,2	64,08	0,016	5,083
01-04	Q23AP04	Q23AP01	588,08	2,65	588,41	3,00	1,2	62,41	0,016	4,980
01-30	Q23AP01	Q26AP30	588,41	3,00	588,86	2,15	1,2	113,32	0,016	5,036
30-34	Q26AP30	Q26AP34	588,86	1,85	589,72	2,16	1,5	76,22	0,016	5,036
34-35	Q26AP34	Q26AP35	589,72	2,16	591,38	3,30	1,5	14,47	0,016	5,020
05-35	Q26AP35	Q36AP05	591,38	3,60	591,50	3,40	1,2	31,53	0,016	5,032
05-L	Q36AP05	Lago	591,50	3,40	590,00	1,00	1,2	93,23	0,016	1,791

Dado retirado da planta Base Ortométrica das Redes.

Utilizada a cota do topo (verificado em vistoria que o poço de visita estava acima da cota do terreno).

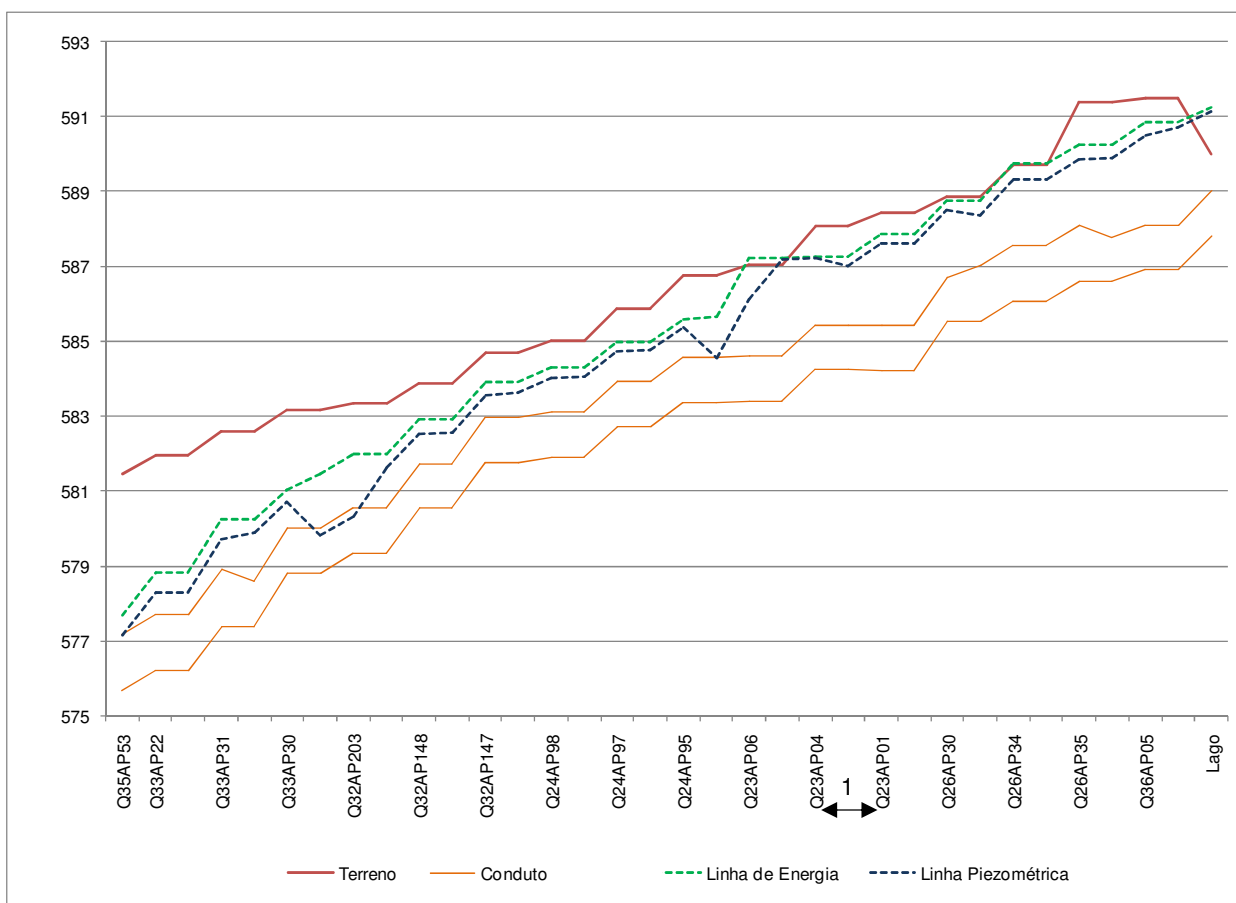
Ao analisar os dados da “Rede Central 3” foram necessárias realizar alguns ajustes, visto que alguns trechos da rede de drenagem de águas pluviais possuíam dados discrepantes. A Tabela 4.18 apresenta os dados considerados contendo a indicação dos dados que foram corrigidos e a respectiva explicação. A Tabela 4.19 expõe os resultados dos cálculos dos elementos hidráulicos e geométricos da “Rede Central 3”.

Tabela 4.19 - Parâmetros hidráulicos da “Rede Central 3” calculados pelo método UDFCD.

Trecho	S (%)	Q _d cf. Tabela 4.12 (m ³ /s)	V _{saída} (m/s)	Hm _{saída} (mca)	E _{saída} (mca)	Regime	p/g entrada Calculado (mca)	V _{entrada} (m/s)	Hm _{entrada} (mca)	ΔE (mca)	E _{entrada} (mca)	Q _{saída} corrigida (m ³ /s)
22-53	0,82	5,708	3,21	577,15	577,68	forçado	2,11	3,21	578,30	1,15	578,83	5,673
22-31	1,70	5,749	3,25	578,29	578,83	ressalto livre	2,30	3,25	579,69	1,40	580,23	5,749
30-31	2,38	5,749	2,57	579,89	580,23	forçado	4,25	2,57	580,70	0,81	581,04	2,907
30-203	3,22	5,749	5,73	579,80	581,47	livre	1,00	5,73	580,33	0,53	582,00	5,749
148-203	2,05	5,606	2,75	581,61	582,00	forçado	3,02	2,75	582,53	0,92	582,91	3,107
147-148	1,68	5,601	2,69	582,55	582,91	forçado	2,26	2,69	583,55	1,00	583,92	3,044
98-147	1,26	5,601	2,43	583,62	583,92	forçado	2,82	2,43	584,01	0,39	584,31	2,751
97-98	1,19	5,481	2,25	584,05	584,31	forçado	2,62	2,25	584,73	0,68	584,99	2,541
95-97	0,94	5,481	2,13	584,76	584,99	forçado	2,75	2,13	585,35	0,59	585,58	2,413
06-95	0,29	5,481	4,65	584,55	585,65	forçado	2,83	4,65	586,10	1,55	587,20	5,257
04-06	1,30	5,083	0,61	587,18	587,20	forçado	3,38	0,61	587,23	0,05	587,25	0,692
01-04	-0,03	4,980	2,19	587,00	587,25	forçado	4,20	2,19	587,61	0,61	587,85	2,478
01-30	1,15	5,036	2,19	587,61	587,85	forçado	3,35	2,19	588,51	0,90	588,75	2,478
30-34	0,72	5,036	2,85	588,34	588,75	forçado	3,25	2,85	589,31	0,97	589,73	5,036
34-35	3,59	5,020	2,84	589,32	589,73	forçado	3,25	2,84	589,83	0,52	590,24	5,020
05-35	1,01	5,032	2,59	589,90	590,24	forçado	4,22	2,59	590,50	0,60	590,84	2,931
05-L	0,97	1,791	1,58	590,71	590,84	forçado	2,20	1,58	591,12	0,41	591,25	1,791

Na Tabela 4.15 é possível encontrar a legenda das cores utilizadas na Tabela 4.19. Cabe ressaltar que na “Rede Central 3”, o trecho 01-04 possui declividade negativa, o qual também foi indicado em vermelho, na Tabela 4.19.

Gráfico 4.5 - Perfil da “Rede Central 3” obtido pelo método UDFCD.



Baseado nos resultados apresentados na Tabela 4.19 e ilustrado no Gráfico 4.5, foi averiguado que:

- 1) O trecho 01-04 apresenta declividade negativa (- 0,03%), afetando o escoamento das águas pluviais tanto no conduto a montante quanto no conduto a jusante.
- 2) A vazão transportada obtida pelos cálculos hidrológicos é superior a vazão máxima que o conduto é capaz de transportar no regime de escoamento livre ocasionado

a sobrecarga nos trechos 22-53, 22-31, 30-31, 148-203, 147-148, 98-147, 97-98, 95-97, 06-95, 04-06, 30-34, 34-35 e 05-35.

3) Nos trechos 01-04 e 01-30 ocorreu o extravasamento, visto que estes condutos não comportam a vazão previamente calculada pela hidrologia.

4) O transbordamento ocorreu no trecho 05-L, mesmo o conduto sendo capaz de transportar a vazão obtida pelos cálculos hidrológicos. Isto provavelmente ocorreu devido aos efeitos que as sobrecargas a jusante exerceram sobre este trecho.

5) O regime forçado pode ocorrer também devido à diminuição do diâmetro do tubo, como observado no trecho 01-30.

6) No trecho 22-31 ocorre o ressalto livre devido à perda de carga causada pela diminuição da declividade da tubulação a jusante.

4.3.1.4 Rede Central – Trecho Final

A análise hidráulica da “Rede Central – Trecho Final” foi efetuada utilizando os dados apresentados na Tabela 4.20.

Tabela 4.20 - Dados da “Rede Central – Trecho Final” inseridos na planilha para a simulação hidráulica.

Trecho	Saída	Entrada	Cota Terreno Saída	Prof. Geratriz Superior Saída	Cota Terreno Entrada	Prof. Geratriz Superior Entrada	D (m)	L (m)	n	Q (m ³ /s) cf. Tabela 4.7
53-Oc	O central	Q35AP53	577,69	0,42	581,45	3,54	2,3	15,79	0,016	11,87
26-53	Q35AP53	Q33AP26	581,45	4,30	589,49	12,00	1,5	61,05	0,016	3,25
26-27	Q33AP26	Q33AP27	589,49	12,00	581,54	3,80	1,5	5,77	0,016	12,35

	Diâmetro equivalente (este trecho possui três condutos com diâmetro de 1,5 m)
	Comprimento equivalente (este trecho possui 3 condutos com diâmetro de 1,5 m), utilizado o maior comprimento dos 3 trechos.
	Utilizada a cota do topo (verificado em vistoria que o poço de visita estava acima da cota do terreno).

A Tabela 4.21 apresenta os resultados da avaliação hidráulica obtida por meio do método do UDFCD. É importante salientar que foi necessário realizar algumas ponderações ao utilizar os dados disponíveis da “Rede Central – Trecho Final”, o qual está devidamente justificado e indicado na Tabela 4.20.

Tabela 4.21 - Parâmetros hidráulicos da “Rede Central – Trecho Final” calculados pelo método UDFCD.

Trecho	Q_d cf. Tabela 4.5 (m ³ /s)	S (%)	$V_{saída}$ (m/s)	$Hm_{saída}$ (mca)	$E_{saída}$ (mca)	Regime	p/ventrada Calculado (mca)	$V_{entrada}$ (m/s)	$Hm_{entrada}$ (mca)	ΔE (mca)	$E_{entrada}$ (mca)	$Q_{saída corrigida}$ (m ³ /s)
53-Oc	11,87	4,12	7,843	575,91	579,05	livre	0,91	7,84	576,56	0,65	579,70	11,87
26-53	3,25	0,56	1,839	579,52	579,70	forçado	3,89	1,84	579,88	0,36	580,05	3,25
26-27	12,35	4,33	7,692	577,27	580,28	livre	1,28	7,69	577,52	0,25	580,53	12,35

A “Rede Central – Trecho Final” recebe as águas pluviais da “Rede Central 1”, “Rede Central 2” e “Rede Central 3”. As águas pluviais escoadas pela “Rede Central 1” e pela “Rede Central 2” são encaminhadas ao poço de visita Q33-AP-27. Já as águas pluviais provenientes da “Rede Central 3” são encaminhadas ao poço de visita Q35-AP-53.

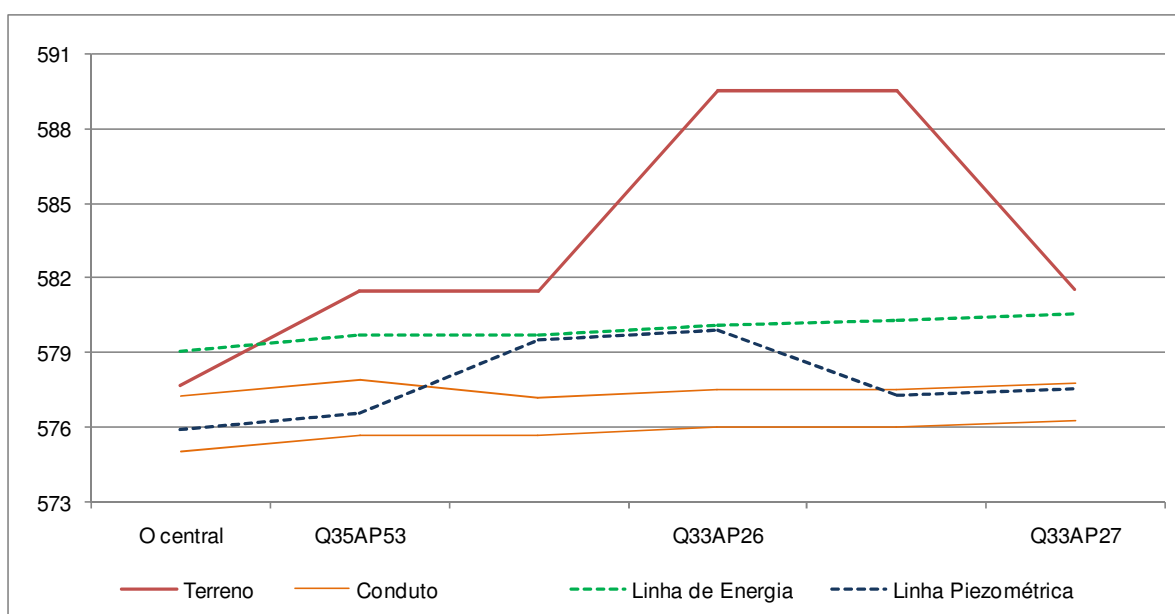
Com os resultados da simulação hidráulica da “Rede Central – Trecho Final”, apresentados na Tabela 4.21 foi possível averiguar que:

1) Nos trechos 53-Oc e 26-27, em que o regime do escoamento é livre, a velocidade é superior a 5 m/s, podendo ocasionar danos aos condutos e erosões no exutório. As erosões no exutório podem ser minimizadas com a implantação de dissipadores de energia entre o término da rede de drenagem de águas pluviais e a corpo d’água.

2) Possivelmente, o escoamento é forçado no trecho 26-53 devido à diminuição drástica da declividade do conduto no sentido do escoamento das águas pluviais.

3) Ocorreu a elevação da cota do topo do tubo entre os poços de visita Q35-AP-53 e o exutório, pois foi adotado o diâmetro equivalente visto que o aludido trecho é composto por três tubulações de 1,5 metros.

Gráfico 4.6 - Perfil da “Rede Central – Trecho Final” obtido pelo método UDFCD.

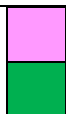


4.3.1.5 Rede FEF

A Tabela 4.22 apresenta os dados utilizados para realizar a avaliação hidráulica. Vale salientar que devido à inconsistência de alguns dados, foi imprescindível efetuar algumas adequações que se encontram devidamente identificadas e justificadas na Tabela 4.22.

Tabela 4.22 - Dados da “Rede FEF” inseridos na planilha para a avaliação hidráulica.

Trecho	Saída	Entrada	Cota Terreno Saída	Prof. Geratriz Superior Saída	Cota Terreno Entrada	Prof. Geratriz Superior Entrada	D (m)	L (m)	n	Q (m³/s) cf. Tabela 4.4
19-O_FEF	O_FEF	19	578,00	1,80	579,94	0,50	1,2	44,55	0,016	10,39
18-19	19	18	579,94	0,50	585,26	1,00	1,2	766,17	0,016	10,39
17-18	18	17	585,26	1,00	587,92	1,10	1,2	293,23	0,016	10,39
16-17	17	16	587,92	1,10	588,39	1,80	1,2	42,12	0,016	10,39
15-16	16	15	588,39	1,80	588,29	1,60	1,2	9,61	0,016	10,59
14-15	15	14	588,29	1,60	588,89	1,70	1,2	45,73	0,016	10,14
13-14	14	13	588,89	1,70	588,96	1,63	1,2	38,29	0,016	10,26
12-13	13	12	588,96	1,63	591,75	3,55	1,2	65,81	0,016	10,30
11-12	12	11	591,75	3,55	593,66	3,20	1,2	74,34	0,016	9,53
10-11	11	10	593,19	3,50	595,00	3,80	1,2	48,81	0,016	9,53
09-10	10	9	593,66	3,20	595,00	3,80	1,2	84,97	0,016	9,53
08-09	9	8	595,00	3,80	597,54	5,00	1,2	114,45	0,016	9,53
07-08	8	7	597,54	5,00	597,28	3,00	1,2	385,76	0,016	8,80
06-07	7	6	597,28	3,00	597,27	2,60	1,2	26,15	0,016	13,16
05-06	6	5	597,27	2,80	596,44	1,10	1,0	74,73	0,016	12,66
04-05	5	4	596,44	1,10	596,52	1,20	1,0	31,77	0,016	10,78
03-04	4	3	596,52	1,20	596,53	0,80	1,0	23,87	0,016	10,78
02-03	3	2	596,53	0,80	596,86	1,00	1,0	13,61	0,016	10,78
01-02	2	1	596,86	1,00	596,48	0,40	1,0	27,34	0,016	10,78
M-01	1	M	596,48	0,60	597,56	1,00	0,8	51,24	0,016	7,19



Dado retirado da planta Base Ortométrica das Redes (interpolação das curvas de nível).

Diâmetro adotado em virtude do trecho anterior e posterior (trecho sem informação de diâmetro).

A Tabela 4.23 apresenta o resultado dos elementos hidráulicos e geométricos calculados. Vale mencionar que a legenda das cores utilizadas nesta tabela está detalhada na Tabela 4.15.

Tabela 4.23 - Parâmetros hidráulicos da Rede FEF calculados pelo método UDFCD.

Trecho	Q_d cf. Tabela 4.4 (m ³ /s)	S (%)	$V_{saída}$ (m/s)	$Hm_{saída}$ (mca)	$E_{saída}$ (mca)	Regime	p/y entrada Calculado (mca)	$V_{entrada}$ (m/s)	$Hm_{entrada}$ (mca)	ΔE (mca)	$E_{entrada}$ (mca)	$Q_{saída corrigida}$ (m ³ /s)
19-O_FEF	21,91	7,26	5,97	576,20	578,02	forçado	1,70	5,97	579,94	3,74	581,75	6,76
18 - 19	21,91	0,63	1,95	581,56	581,75	forçado	2,20	1,95	585,26	3,69	585,45	2,76
17 - 18	21,91	0,87	2,17	585,21	585,45	forçado	1,77	2,17	587,12	1,91	587,36	2,90
16 - 17	21,91	-0,55	0,76	587,33	587,36	forçado	2,10	0,76	587,39	0,06	587,41	1,27
15 - 16	22,04	1,04	2,47	587,10	587,41	forçado	2,80	2,47	587,49	0,38	587,79	3,92
14 - 15	21,05	1,09	3,54	587,16	587,79	forçado	2,90	3,54	588,49	1,33	589,12	5,03
13 - 14	21,01	0,37	0,16	589,12	589,12	forçado	2,83	0,16	589,13	0,00	589,13	4,83
12 - 13	20,66	1,32	3,31	588,57	589,13	forçado	4,75	3,31	590,00	1,43	590,55	5,37
11 - 12	17,67	3,04	4,36	589,59	590,55	forçado	4,24	4,36	592,26	2,67	593,22	6,15
10 - 11	17,67	3,09	2,15	592,99	593,22	forçado	4,00	2,15	593,50	0,51	593,73	6,757
09 - 10	17,67	0,87	1,61	593,60	593,73	forçado	5,00	1,61	594,00	0,40	594,13	2,203
08 - 09	17,67	1,17	2,96	593,68	594,13	forçado	5,74	2,96	595,34	1,65	595,78	2,457
07 - 08	15,62	0,45	1,67	595,64	595,78	forçado	4,19	1,67	597,08	1,44	597,22	0,862
06 - 07	16,50	1,49	1,24	597,14	597,22	forçado	3,80	1,24	597,27	0,13	597,34	2,788
05 - 06	15,73	1,16	1,30	597,26	597,34	forçado	2,10	1,30	597,54	0,28	597,62	4,004
04 - 05	13,39	-0,06	1,39	597,52	597,62	forçado	2,20	1,39	597,72	0,19	597,81	0,186
03 - 04	13,39	1,72	2,41	597,52	597,81	forçado	1,80	2,41	598,03	0,51	598,32	3,744
02 - 03	13,39	0,96	1,29	598,24	598,32	forçado	2,00	1,29	598,36	0,12	598,44	4,930
01 - 02	13,39	0,80	2,37	598,15	598,44	forçado	1,40	2,37	598,68	0,52	598,96	2,431
M - 01	8,94	1,33	1,68	598,82	598,96	forçado	1,80	1,68	599,26	0,44	599,40	1,818

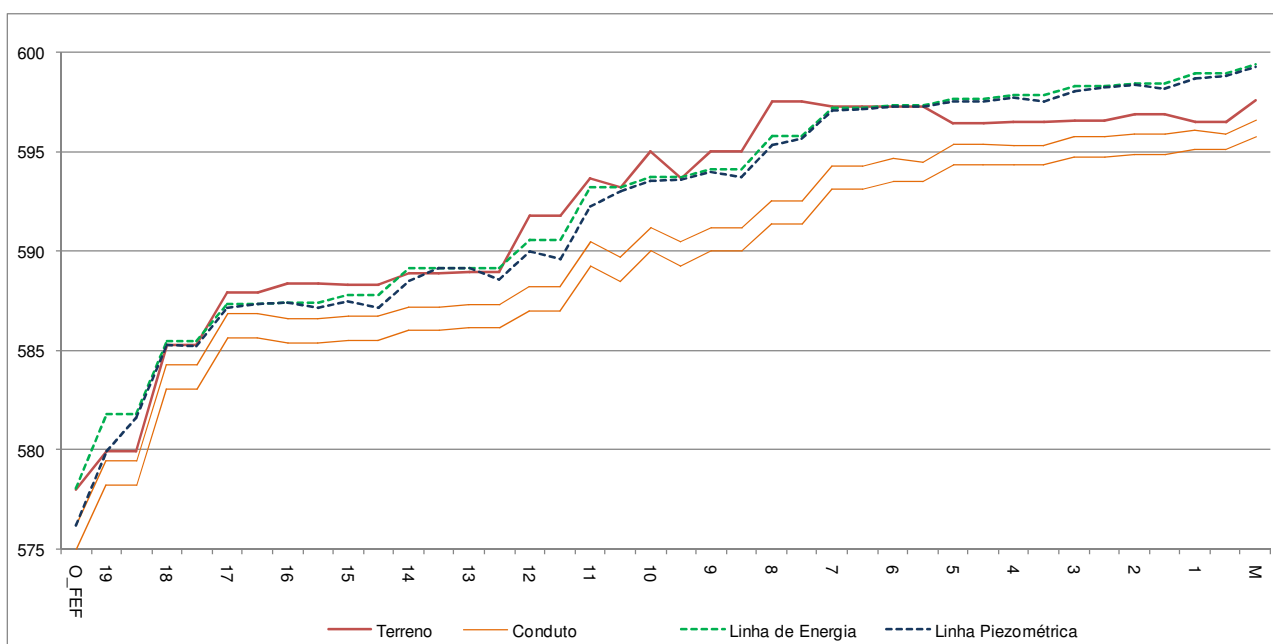
Observando os resultados da avaliação hidráulica da “Rede FEF” apresentado na Tabela 4.23, é importante observar que:

1) A vazão transportada obtida pelos cálculos hidrológicos é superior à vazão máxima que o conduto é capaz de transportar no regime de escoamento livre. Neste caso, o escoamento de toda a rede de drenagem de águas pluviais é forçado.

2) Os trechos 16-17 e 04-05 apresentam declividade negativa prejudicando o escoamento das águas pluviais tanto da tubulação à montante quanto da tubulação à jusante.

3) Em todas as tubulações ocorreram sobrecargas. Contudo nos trechos 19-O_FEF, 18-19, 15-16, 14-15, 13-14, 12-13, 09-10, 06-07, 05-06, 04-05, 03-04, 02-03, 01-02 e M-01 ocorreram transbordamento considerando a vazão obtida pelos cálculos hidrológicos.

Gráfico 4.7 - Perfil da “Rede FEF” obtido pelo método UDFCD.



4.3.1.6 Rede Quadra 52

A simulação hidráulica foi realizada utilizando os dados apresentados na Tabela 4.24. Consultando os dados disponíveis sobre a “Rede Quadra 52”, foi verificado que o trecho 01-12 possui dois condutos com diâmetro de 0,6 metros cada um. Assim, com o intuito de avaliar a capacidade hidráulica do aludido conduto, foi utilizado o diâmetro equivalente.

Tabela 4.24 - Dados da “Rede Quadra 52” inseridos na planilha para a avaliação hidráulica.

Trecho	Saída	Entrada	Cota Terreno Saída	Prof. Geratriz Superior Saída	Cota Terreno Entrada	Prof. Geratriz Superior Entrada	D (m)	L (m)	n	Q (m³/s) cf. Tabela 4.6
50-F52	O 52	Q35AP50	578,00	2,00	580,92	0,93	1,0	23,33	0,016	6,30
16-50	Q35AP50	Q35AP16	580,92	0,93	586,63	1,30	1,0	214,36	0,016	6,42
16-112	Q35AP16	Q38AP12	586,63	1,50	595,47	1,15	0,8	220,27	0,016	5,96
07-112	Q38AP12	Q38AP07	595,47	0,75	596,75	0,80	1,2	34,25	0,016	5,18
01-07	Q38AP07	Q27AP01	596,75	1,40	603,63	0,95	0,6	131,63	0,016	4,92
01-12	Q27AP01	Q43AP12	603,63	0,75	606,24	1,26	0,8	42,90	0,016	4,92
12-03	Q43AP12	Q43AP03	606,24	1,46	611,90	0,88	0,6	101,32	0,016	3,81
03-13	Q43AP03	Q44AP13	611,90	0,88	617,21	1,00	0,6	87,32	0,016	3,69
13-144	Q44AP13	Q25AP144	617,21	1,00	656,02	0,90	0,6	460,79	0,016	0,29

Diâmetro equivalente (este trecho possui dois condutos com diâmetro de 0,6 m).

A Tabela 4.25 apresenta os resultados da simulação hidráulica realizada para a “Rede Quadra 52”.

Tabela 4.25 - Parâmetros hidráulicos da Rede Quadra 52 calculados pelo método UDFCD.

Trecho	Q_d cf. Tabela 4.6 (m ³ /s)	S (%)	$V_{saída}$ (m/s)	$Hm_{saída}$ (mca)	$E_{saída}$ (mca)	Regime	p/v entrada Calculado (mca)	$V_{entrada}$ (m/s)	$Hm_{entrada}$ (mca)	ΔE (mca)	$E_{entrada}$ (mca)	$Q_{saída corrigida}$ (m ³ /s)
50 - FQ52	6,30	17,11	11,35	575,67	582,24	livre	0,67	11,35	579,66	3,99	586,23	6,30
16 - 50	6,42	2,49	0,11	586,23	586,23	forçado	2,30	0,11	586,23	0,00	586,23	0,08
16 - 112	5,96	4,17	4,50	585,20	586,23	forçado	1,95	4,50	595,32	10,12	596,35	2,26
07 - 112	5,18	3,59	4,58	595,28	596,35	ressalto livre	2,00	4,58	596,75	1,47	597,82	5,18
01 - 07	4,92	5,57	3,66	597,14	597,82	forçado	1,55	3,66	603,08	5,94	603,76	1,03
01 - 12	4,92	4,90	4,02	602,94	603,76	forçado	2,06	4,02	605,18	2,24	606,00	2,02
12 - 03	3,81	6,16	4,23	605,09	606,00	forçado	1,48	4,23	611,42	6,33	612,33	1,20
03 - 13	3,69	5,94	4,05	611,50	612,33	forçado	1,60	4,05	616,61	5,11	617,45	1,15
13 - 144	0,29	8,44	1,02	617,39	617,45	ressalto livre	0,35	1,69	654,87	37,57	655,02	0,29

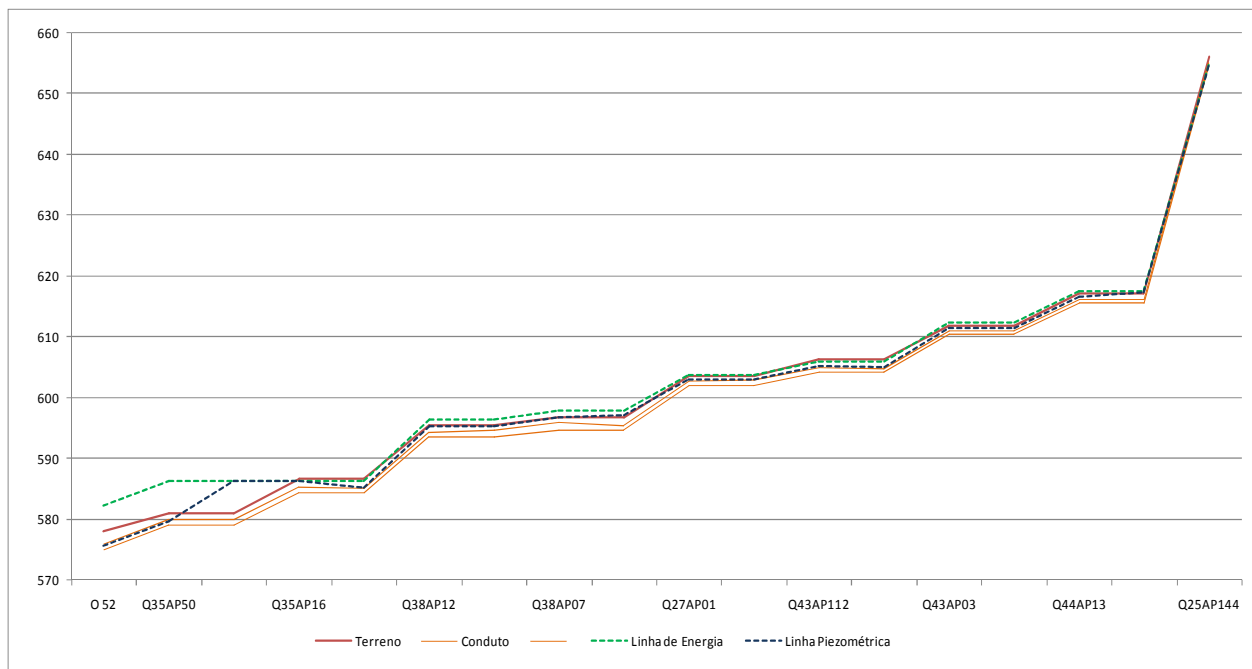
A partir dos resultados obtidos para a “Rede Quadra 52” , apresentados na Tabela 4.25, é importante comentar que:

1) No trecho final, 50-FQ52, em que o regime de escoamento é livre, a velocidade é superior a 5 m/s, podendo ocasionar danos à tubulação e erosões no exutório que podem ser reduzido pelo uso de dissipadores de energia localizados no término da rede de drenagem de águas pluviais e no corpo receptor.

2) O regime forçado pode ocorrer também devido à diminuição do diâmetro do tubo, como pode ser verificado no trecho 01-12.

3) Nos trechos 16-50, 16-112, 07-112, 01-07, 01-12, 12-03 e 03-13 ocorreram extravasamentos, visto que as águas pluviais atingiram a superfície do solo.

Gráfico 4.8 - Perfil da “Rede Quadra 52” obtido pelo método UDFCD.



4.3.2 Modelo SWMM

O Modelo de Gestão de Drenagem Urbana - SWMM foi utilizado na simulação hidrológica e hidráulica das redes de drenagem de águas pluviais do local de estudo com o intuito de comparar com os resultados obtidos pelo método Urban Drainage and Flood Control District. O modelo SWMM foi selecionado por ser um programa computacional com código aberto e interface amigável, além de ser amplamente utilizado em estudos referente a drenagem urbana.

Como verificado no método UDFCD, a “Rede Central 2”, a “Rede Central 3” e a “Rede FEF” possuem trechos com declividades negativas. Para estas redes, a simulação não foi realizada, pois ao adotar o modelo de propagação de escoamento permanente, o SWMM não permite que os cálculos sejam efetuados até a correção da declividade negativa. Neste caso, o programa computacional avisa a existência de declividades negativas, mas não resolve o problema. Por isso, a simulação foi realizada para a “Rede

Quadra 52”, “Rede Central 1” e “Rede Central - Trecho Final”. Cabe mencionar que foi possível inserir os dados da “Rede Central 1” e da “Rede Central – Trecho Final” em uma só simulação, visto que estas redes estão interligadas.

Após a inserção dos dados do poço de visita, da tubulação e da bacia, o SWMM realizou a simulação e emitiu um relatório contendo as principais informações acerca da rede de drenagem urbana do local de estudo:

✓ Em relação ao poço de visita: profundidade média e máxima da água pluvial, cota piezométrica máxima, vazão escoada total e do trecho, sobrecargas e a respectiva duração, vazão máxima, duração, volume máximo e total das inundações.

✓ Em relação aos trechos: duração das sobrecargas a montante e a jusante, vazão e velocidade máxima, vazão a seção plena e profundidade da água pluvial.

A Tabela 4.26 apresenta os poços de visita em que foram identificadas sobrecarga ou inundação na “Rede Quadra 52” utilizando o SWMM, comparando com os resultados do método UDFCD.

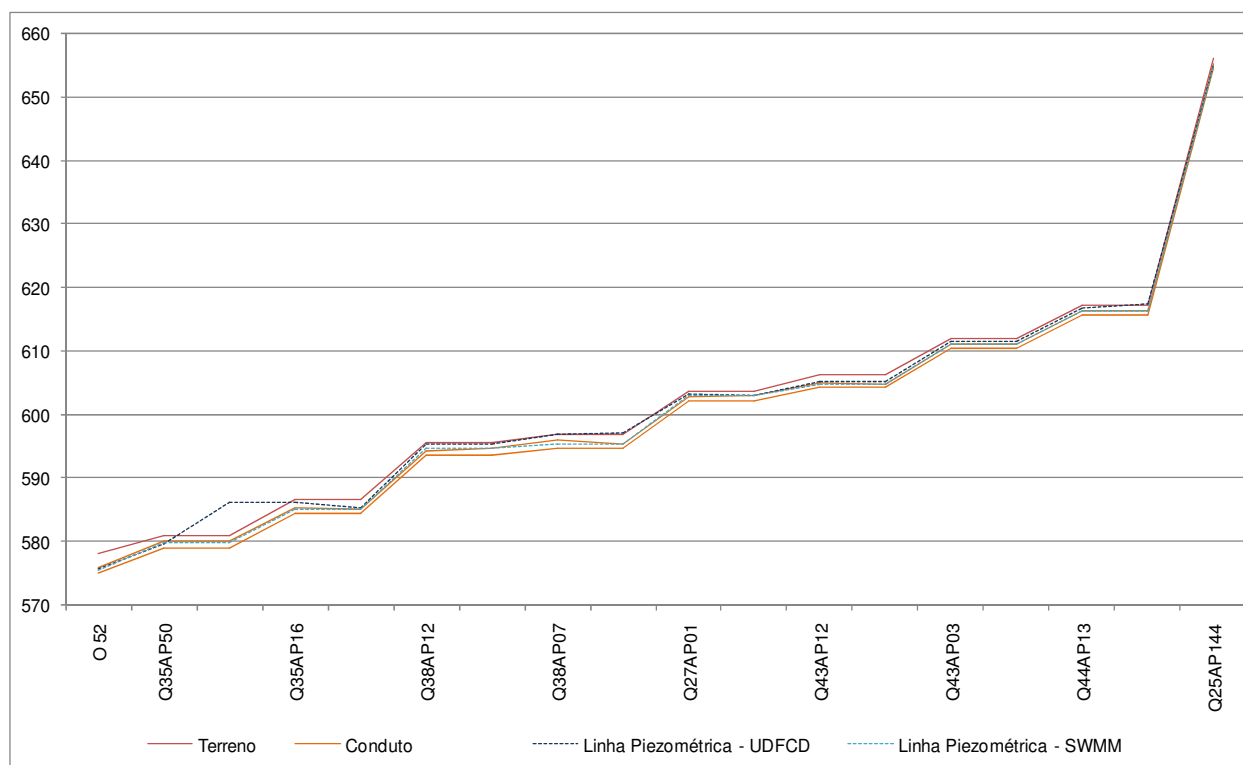
Tabela 4.26 – Comparação da situação hidráulica dos poços de visita da “Rede Quadra 52” utilizando o modelo SWMM e o método UDFCD.

PV	Modelo SWMM				Método UDFCD	
	Sobrecarga		Transbordamento		Sobrecarga	Transbordamento
	Situação	Tempo (h)	Situação	Tempo (h)	Situação	Situação
FQ 52	não	-	não	-	não	não
Q35AP50	não	-	não	-	não	não
Q35AP16	não	-	não	-	sim	sim
Q38AP112	sim	0,03	sim	0,03	sim	sim
Q38AP07	não	-	não	-	sim	sim
Q27AP01	sim	0,15	sim	0,15	sim	sim
Q43AP12	não	-	não	-	sim	sim
Q43AP03	sim	0,15	sim	0,15	sim	sim
Q44AP13	sim	0,15	sim	0,15	sim	sim
Q25AP144	não	-	não	-	não	não

O SWMM calcula automaticamente a vazão e o coeficiente de deflúvio. Para isto ocorrer foi necessário inserir a intensidade da precipitação, a parcela de área impermeável de cada bacia de contribuição da rede de drenagem de águas pluviais, a declividade das áreas de contribuição, bem como o número da curva (CN) utilizado para o cálculo da infiltração. A disparidade dos resultados entre os métodos, apresentada na Tabela 4.26 pode ter ocorrido devido a diferença na metodologia dos cálculos das variáveis hidrológicas e hidráulicas .

O Gráfico 4.9, apresenta a comparação da linha piezométrica obtida por meio do método UDFCD e do modelo SWMM. O anexo VII apresenta o relatório detalhado disponibilizado pelo SWMM para a referida rede de drenagem de águas pluviais.

Gráfico 4.9 – Comparação da linha piezométrica da “Rede Quadra 52”.



A Tabela 4.27 apresenta os poços de visita em que foram identificados sobrecargas e inundações na “Rede Central 1” e “Rede Central – Trecho Final” de acordo

com a simulação realizada pelo modelo SWMM, bem como a comparação com os resultados obtidos pelo método UDFCD.

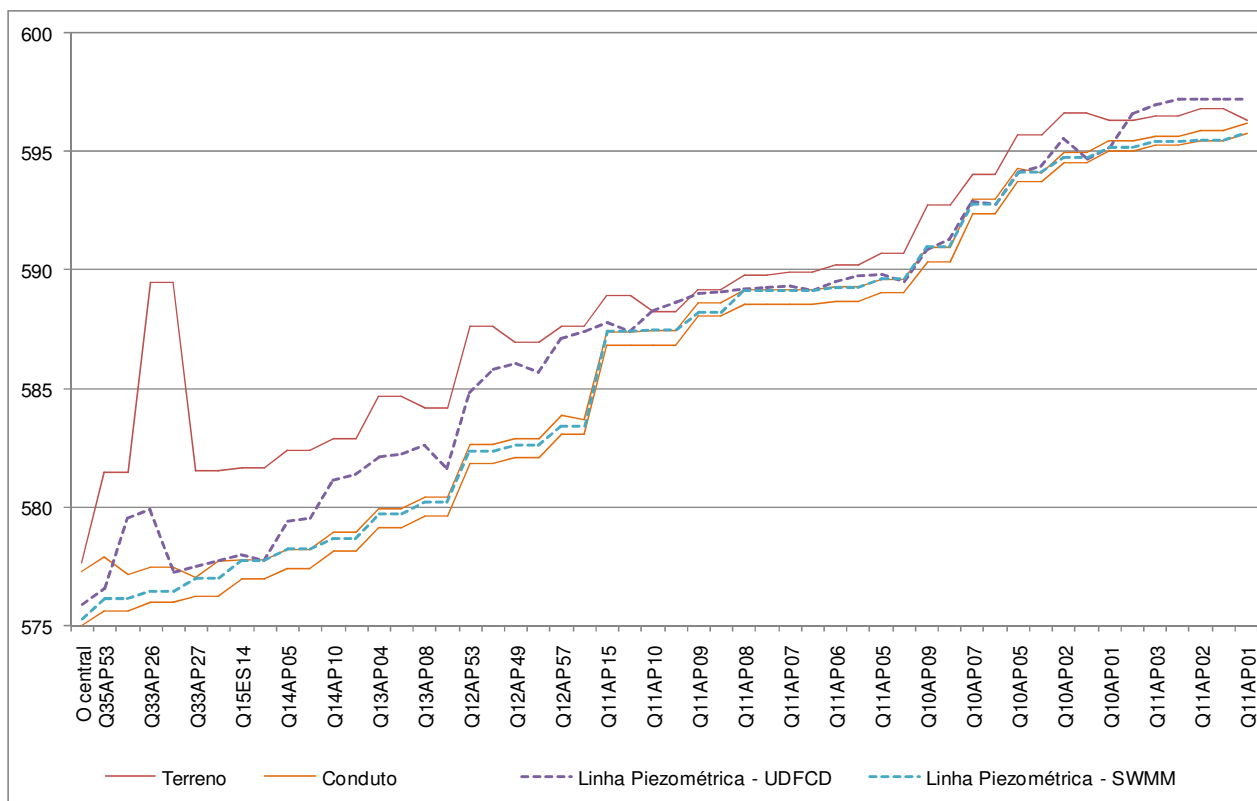
Tabela 4.27 – Comparação da situação hidráulica dos poços de visita da “Rede Central 1” e “Rede Central – Trecho Final” utilizando o modelo SWMM e o método UDFCD.

PV	Modelo SWMM				Método UDFCD	
	Sobrecarga		Transbordamento		Sobrecarga	Transbordamento
	Situação	Tempo (h)	Situação	Tempo (h)	Situação	Situação
O central	não	-	não	-	não	não
Q35AP53	não	-	não	-	sim	não
Q33AP26	não	-	não	-	não	não
Q33AP27	não	-	não	-	sim	não
Q15ES14	sim	0,04	sim	0,04	sim	não
Q14AP05	sim	0,02	sim	0,02	sim	não
Q14AP10	não	-	não	-	sim	não
Q13AP04	não	-	não	-	sim	não
Q13AP08	não	-	não	-	sim	sim
Q12AP53	não	-	não	-	sim	não
Q12AP49	não	-	não	-	sim	sim
Q12AP57	não	-	não	-	sim	sim
Q11AP15	sim	0,04	não	-	sim	não
Q11AP10	sim	0,05	sim	0,05	sim	sim
Q11AP09	não	-	não	-	sim	sim
Q11AP08	sim	0,25	não	-	sim	não
Q11AP07	sim	0,26	sim	0,26	sim	não
Q11AP06	sim	0,13	não	-	sim	não
Q11AP05	sim	0,14	sim	0,14	sim	sim
Q10AP09	sim	0,05	sim	0,05	não	não
Q10AP07	não	-	não	-	não	não
Q10AP05	não	-	não	-	não	não
Q10AP02	não	-	não	-	sim	não
Q10AP01	não	-	não	-	não	não
Q11AP03	não	-	não	-	sim	sim
Q11AP02	não	-	não	-	sim	sim
Q11AP01	não	-	não	-	sim	sim

De acordo com a comparação apresentada na Tabela 4.27 é possível averiguar que em diversos pontos há divergências de resultados acerca da sobrecarga e do extravasamento na “Rede Central 1” e na “Rede Central – Trecho Final”. Além das possíveis diferenças que podem ocorrer devido ao método de cálculo utilizado para definir das variáveis hidrológicas e hidráulicas, a impossibilidade de inserir as vazões e as áreas de contribuições provenientes da “Rede Central 2” e da “Rede Central 3” também prejudicaram os resultados.

O Gráfico 4.10, elaborado pelo SWMM, apresenta o comportamento do nível da água ao longo da Rede Central 1” e da “Rede Central – Trecho Final”. O anexo VII apresenta o relatório detalhado disponibilizado pelo SWMM para a referida rede de drenagem de águas pluviais.

Gráfico 4.10 – Comparação da linha piezométrica da “Rede Central 1” e “Rede Central – Trecho Final”.



A partir da comparação dos resultados realizado entre o modelo SWMM e método UDFCD foi observado algumas discrepâncias. Isto pode ter acontecido devido a possíveis diferenças na metodologia de cálculo de ambos. No caso da “Rede Central 1” e da “Rede Central – Trecho Final” também é possível identificar a dificuldade em inserir as vazões e áreas de contribuições provenientes da “Rede Central 2” e da “Rede Central 3”.

Mesmo possuindo uma interface amigável, o programa computacional SWMM necessita que muitos dados para realizar a simulação. Qualquer erro na inserção dos dados ou ausência de alguma informação pode prejudicar os resultados gerados pelo modelo.

Com os resultados apresentados pelo modelo SWMM foi possível verificar os locais em que ocorreram as sobrecargas e os transbordamentos, bem como as suas durações. Entretanto, não foi possível identificar as causas que acarretaram estas sobrecargas e estes extravasamentos.

4.4 ÍNDICE DE DESEMPENHO

A partir da metodologia proposta por BENNIS *et al.* (2003), foi elaborada uma matriz para cada uma das redes de drenagem de águas pluviais urbanas com o intuito de avaliar possíveis sobrecargas e extravasamentos. As variáveis utilizadas foram: linha piezométrica, geratriz superior e diâmetro do conduto, bem como a cota do terreno. As matrizes foram construídas utilizando a Equação 3 que apresenta o efeito da sobrecarga que o tubo causa dentro de si e a Equação 5 que calcula a contribuição do tubo a jusante “b” para a sobrecarga do tubo a montante “a”.

4.4.1.1 Rede Central 1 - (Método UDFCD)

A Tabela 4.28 apresenta o índice de desempenho hidráulico dos condutos que compõem a “Rede Central 1”, calculados com os resultados provenientes do Método UDFCD. O índice de desempenho hidráulico, calculado pela Equação 2, expressa o grau de sobrecarga da tubulação, em função da profundidade do poço de visita a montante.

Tabela 4.28 – Índice de desempenho hidráulico da “Rede Central 1”.

Trecho	Na (%) (eq. 2)	Contribuição global de cada tubo na sobrecarga da rede (%)
14-27	5	10
05-14	29	16
05-10	56	7
04-10	46	2
04-08	58	2
08-53	44	2
49-53	78	2
49-57	85	0
15-57	26	0
10-15	98	7
09-10	73	3
08-09	12	4
07-08	20	6
06-07	22	5
05-06	19	5
05-09	0	5
07-09	0	5
05-07	0	5
02-05	35	5
01-02	0	3
01-03	100	6
02-03	100	0
1-2	100	0

A Tabela 4.29 apresenta a matriz da origem das sobrecargas da “Rede Central 1”.

Tabela 4.29 – Matriz de situação hidráulica da “Rede Central 1”.

Trecho	14-27	05-14	05-10	04-10	04-08	08-53	49-53	49-57	15-57	10-15	09-10	08-09	07-08	06-07	05-06	05-09	07-09	05-07	02-05	01-02	01-03	02-03	01-02
14-27	0	0	13	32	39	30	37	67	100	0	18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	68	100
05-14		24	25	42	53	40	49	80	100	24	100	31	0	0	0	0	0	0	0	47	0	100	100
05-10			25	21	26	20	24	53	100	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	13	71
04-10				0	0	0	0	27	78	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
04-08					0	0	0	27	78	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
08-53						0	0	27	78	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
49-53							24	27	78	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
49-57								0	13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15-57									0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10-15										49	73	0	0	0	0	0	0	0	0	24	0	100	100
09-10											0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	57	100
08-09												0	0	0	0	0	0	0	0	24	0	100	100
07-08													9	8	11	7	0	0	7	61	0	100	100
06-07														5	5	3	0	0	3	53	0	100	100
05-06															0	0	0	0	0	47	0	100	100
05-09																0	0	0	0	47	0	100	100
07-09																	0	0	12	71	0	100	100
05-07																		0	12	71	0	100	100
02-05																			24	47	0	100	100
01-02																				0	0	78	100
01-03																					100	100	100
02-03																						0	0
1-2																							0
*	0	24	63	95	100	90	100	100	100	73	100	31	9	13	16	9	0	0	57	100	100	100	100

* Estado da tubulação (sobrecarga / inundação) N_a^a = sobrecarga que o tubo causa sobre si (diagonal principal) N_a^b = contribuição do tubo a jusante “b” na sobrecarga do tubo a montante “a” (restante)

Avaliando os resultados apresentados na Tabela 4.28, é possível avaliar o comportamento hidráulico da rede de drenagem de águas pluviais, por meio das sobrecargas existentes.

A partir da matriz da “Rede Central 1” apresentada na Tabela 4.29 verificou-se que os trechos 14-27, 04-10, 04-08, 08-53, 49-57, 15-57, 09-10, 08-09, 05-06, 05-09, 07-09, 05-07, 01-02, 02-03 e 1-2 são hidraulicamente adequados considerando o nível da água em função da profundidade do poço de visita a montante. Todavia, as sobrecargas ocorrem devido as contribuições dos condutos localizados a jusante, onde apenas os condutos 49-57, 15-57, 02-03 e 1-2 permanecem adequados hidraulicamente.

4.4.1.2 Rede Central 2 – (Método UDFCD)

O índice de desempenho hidráulico da “Rede Central 2”, apresentado na Tabela 4.30, calculado utilizando os resultados obtidos pelo Método UDFCD.

Tabela 4.30 - Matriz de situação hidráulica da “Rede Central 2”.

Trecho	Na (%) (Eq. 2)	Contribuição global de cada tubo na sobrecarga da rede (%)
03-15	0	10
03-11	0	10
3-11	0	10
03-09	0	11
09-54	23	5
47-54	0	9
47-48	0	9
25-48	0	8
25-29	34	4
29-31	34	4
31-32	41	7
32-L	81	0

A Tabela 4.31 apresenta a matriz das sobrecargas da “Rede Central 2”.

Tabela 4.31 - Matriz de situação hidráulica da “Rede Central 2”.

J	Trecho	15-27	03-15	03-11	03-11	03-09	09-54	47-54	47-48	25-48	25-29	29-31	31-32	32-L
↑	15-27	0	0	0	0	0	20	0	0	8	51	40	17	100
	03-15		0	0	0	0	20	0	0	8	51	40	17	100
	03-11			0	0	0	20	0	0	8	51	40	17	100
	3-11				0	0	20	0	0	8	51	40	17	100
	03-09					23	20	0	0	8	51	40	17	100
	09-54						0	0	0	0	14	0	0	100
	47-54							0	0	8	51	40	17	100
	47-48								0	8	51	40	17	100
	25-48									26	35	20	9	100
	25-29										0	0	0	100
	29-31											0	0	100
	31-32												64	100
M	32-L													0
	*	0	0	0	0	23	100	0	0	85	100	100	100	100

* Estado da tubulação (sobrecarga / inundação)

N_a^a = sobrecarga que o tubo causa sobre si (diagonal principal)

N_a^b = contribuição do tubo a jusante “b” na sobrecarga do tubo a montante “a” (restante)

Com os resultados apresentados na Tabela 4.30 e na Tabela 4.31, foi possível averiguar que nos condutos 15-27, 03-15, 03-11, 03-11, 3-11, 09-54, 47-54, 47-48, 25-29, 29-31 e 32-L não houve sobrecargas causadas pela própria deficiência hidráulica dos trechos em questão. Entretanto, considerando as sobrecargas ocasionadas pelos trechos situados a jusante, somente o conduto 32-L não contribui para a sobrecarga da “Rede Central 2”.

4.4.1.3 Rede Central 3 – (Método UDFCD)

A Tabela 4.32 apresenta os resultados do índice de desempenho hidráulico da “Rede Central 3”, bem como a parcela que cada trecho contribui para a sobrecarga da rede de drenagem de águas pluviais urbana calculado utilizando os resultados do método UDFCD.

Tabela 4.32 - Índice de Desempenho Hidráulico da “Rede Central 3”.

Trecho	Na (%) (eq. 2)	Contribuição global de cada tubo na sobrecarga da rede (%)
22-53	14	8
22-31	22	10
30-31	22	6
30-203	0	8
148-203	37	17
147-148	34	7
98-147	47	9
97-98	41	7
95-97	36	7
06-95	61	8
04-06	68	4
01-04	73	2
01-30	84	0
30-34	81	3
34-35	53	2
05-35	71	1
05-L	100	0

A tabela 4.33 apresenta a matriz da “Rede Central 3” que indica o local das sobrecargas, bem como a sua origem.

Tabela 4.33 - Matriz de situação hidráulica da “Rede Central 3”.

J	Trecho	22-53	22-31	30-31	30-203	148-203	147-148	98-147	97-98	95-97	06-95	04-06	01-04	01-30	30-34	34-35	05-35	05-L
	22-53	0	0	11	0	0	2	0	7	2	1	28	35	67	34	30	38	100
	22-31		5	16	4	0	11	0	15	9	8	34	40	74	42	35	43	100
	30-31			0	0	0	0	0	0	0	0	15	23	51	19	20	28	100
	30-203				0	0	6	0	10	5	4	30	37	70	37	32	40	100
	148-203					37	46	32	46	36	33	57	60	102	69	53	60	100
	147-148						0	0	5	0	0	26	33	65	32	29	37	100
	98-147							16	15	9	8	34	40	74	42	35	43	100
	97-98								0	0	0	23	30	60	28	26	34	100
	95-97									0	0	26	33	65	32	29	37	100
	06-95										29	26	33	65	32	29	37	100
	04-06											11	10	33	0	8	16	90
	01-04												13	19	0	0	7	60
	01-30													0	0	0	0	20
	30-34														12	8	16	90
	34-35															0	9	65
	05-35																10	35
M	05-L																	0
	*	0	5	26	4	37	65	47	99	60	83	100	100	100	100	100	100	100

* Estado da tubulação (sobrecarga / inundação)

N_a^a = sobrecarga que o tubo causa sobre si (diagonal principal)

N_a^b = contribuição do tubo a jusante “b” na sobrecarga do tubo a montante “a” (restante)

Avaliando os resultados obtidos por meio da matriz da “Rede Central 3” (Tabela 4.33), verificou-se que nos trechos 22-53, 30-31, 30-203, 147-148, 97-98, 95-97, 01-30, 34-35 e 05-L não ocorrem sobrecargas devido à falha hidráulica do próprio conduto. Todavia, considerando toda a rede de drenagem de águas pluviais, foi verificado que os trechos 22-53, 30-31, 30-203, 147-148, 97-98, 95-97 e 34-35 foram sobrecarregados em virtude das contribuições de jusante.

4.4.1.4 Rede Central – Trecho Final – (Método UDFCD)

O índice de desempenho hidráulico da “Rede Central – Trecho Final” está disposto na Tabela 4.3, utilizando os resultados pelo método UDFCD. A contribuição de cada trecho na sobrecarga da referida rede, inserida na Tabela 4.34, possibilita diagnosticar os pontos em que as sobrecargas mais prejudicam o desempenho hidráulico da rede de drenagem pluvial. A Tabela 4.35 apresenta a matriz da situação hidráulica da aludida rede de drenagem urbana.

Tabela 4.34– Índice de desempenho hidráulico da “Rede Central – Trecho Final”.

Trecho	Na (%) (eq. 2)	Contribuição global de cada tubo na sobrecarga da rede (%)
53-Oc	0	55
26-53	20	45
26-27	0	0

Tabela 4.35 - Matriz de situação hidráulica da “Rede Central – Trecho Final”.

<div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="margin-right: 5px;">J</div> <div style="border-left: 1px solid black; height: 100px; margin-left: 5px; position: relative;"> <div style="position: absolute; top: 0; left: -10px;">↑</div> <div style="position: absolute; bottom: 0; left: -10px;">M</div> </div> </div>	Trecho	53-Oc	26-53	26-27
	53-Oc	0	6	63
	26-53		14	43
	26-27			0
	*	0	20	100
<p>* Estado da tubulação (sobrecarga / inundação)</p> <p>N_a^a = sobrecarga que o tubo causa sobre si (diagonal principal)</p> <p>N_a^b = contribuição do tubo a jusante “b” na sobrecarga do tubo a montante “a” (restante)</p>				

Ao observar as sobrecargas calculadas para a “Rede Central – Trecho Final”, foi averiguado que no trecho 53-Oc não apresenta falha hidráulica. Entretanto, este trecho contribui em 6% para a sobrecarga do trecho 26-53 e em 63% para a sobrecarga do trecho 26-27.

4.4.1.5 Rede FEF – (Método UDFCD)

A contribuição de cada conduto na sobrecarga da “Rede FEF”, bem como os resultados do índice de desempenho hidráulico estão inseridos na Tabela 4.36.

Tabela 4.36– Índice de desempenho hidráulico da “Rede FEF”.

Trecho	Na (%) (eq. 2)	Contribuição global de cada tubo na sobrecarga da rede (%)
19 - O_FEF	29	17
18 - 19	45	14
17 - 18	13	10
16 - 17	27	14
15 - 16	29	11
14 - 15	45	12
13 - 14	64	9
12 - 13	38	5
11 - 12	41	5
10 - 11	46	1
9 - 10	56	0
8 - 9	45	0
7 - 8	67	0
6 - 7	68	0
5 - 6	100	0
4 - 5	100	1
3 - 4	100	0
2 - 3	100	1
1 - 2	100	0
M - 1	100	0

Tabela 4.37 – Matriz do comportamento hidráulico da “Rede FEF”.

J	Trecho	19-O_FEF	18-19	17-18	16-17	15-16	14-15	13-14	12-13	11-12	10-11	9-10	8-9	7-8	6-7	5-6	4-5	3-4	2-3	1-2	M-1
	19-O_FEF	29	23	43	10	29	28	46	38	41	51	61	45	67	74	100	100	100	100	100	100
	18-19		23	22	0	11	10	28	27	30	41	51	37	55	61	100	90	100	90	100	100
	17-18			0	0	0	0	11	17	18	31	41	29	43	47	86	65	78	65	100	100
	16-17				17	18	17	35	32	34	45	55	40	60	66	100	100	100	100	100	100
	15-16					0	0	18	21	23	35	45	32	48	53	95	75	89	75	100	100
	14-15						17	18	21	23	35	45	32	48	53	95	75	89	75	100	100
	13-14							18	11	11	25	35	24	36	39	71	83	61	50	86	83
	12-13								0	0	15	25	16	24	26	48	42	33	25	50	56
	11-12									0	15	25	16	24	26	48	42	33	25	50	56
	10-11										0	9	4	5	6	11	0	0	0	0	13
	9-10											0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	8-9												0	0	0	0	0	0	0	0	0
	7-8													0	0	0	0	0	0	0	0
	6-7														0	0	0	0	0	0	0
	5-6															0	0	0	0	0	0
	4-0																9	11	5	21	33
	3-0																	0	0	7	22
	2-3																		10	14	28
	1-2																			7	17
M	M-1																				0
	*	29	45	65	27	57	72	0	0	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100

* Estado da tubulação (sobrecarga / inundação)
 N_a^a = sobrecarga que o tubo causa sobre si (diagonal principal)
 N_a^b = contribuição do tubo a jusante “b” na sobrecarga do tubo a montante “a” (restante)

A Tabela 4.37 apresenta o comportamento hidráulico da “Rede FEF”. Avaliando a aludida tabela, é possível verificar que os trechos 19-O_FEF, 18-19, 16-17, 14-15, 13-14, 4-5, 2-3 e 1-2 estão sobrecarregados devido à falha hidráulica de cada conduto. Além disso, por meio do índice de desempenho hidráulico é possível identificar os trechos que ocorreram extravasamentos, visto que as águas pluviais atingiram a superfície do solo. Na “Rede FEF” este fato ocorreu nos condutos 05-06, 04-05, 03-04, 02-03, 01-02 e M-01.

4.4.1.6 Rede Quadra 52 - (Método UDFCD)

O índice de desempenho hidráulico para a “Rede Quadra 52” está inserido na Tabela 4.38.

Tabela 4.38– Índice de desempenho hidráulico da “Rede Quadra 52”.

Trecho	Na (%) (eq. 2)	Contribuição global de cada tubo na sobrecarga da rede (%)
50 - FQ52	0	38
16 - 50	69	44
16 - 112	87	3
07 - 112	100	10
01 - 07	42	0
01 - 12	16	6
12 - 03	45	0
03 - 13	40	0
13 - 144	0	0

Já a Tabela 4.39 apresenta a matriz da situação hidráulica da referida rede.

Tabela 4.39 - Matriz do diagnóstico hidráulico da “Rede Quadra 52”.

J ↑ M	Trecho	50-FQ52	16-50	16-112	07-112	01-07	01-12	12-03	03-13	13-144
	50-FQ52	0	0	96	75	100	16	45	40	44
	16-50		69	96	75	100	16	45	40	44
	16-112			0	0	32	0	0	0	0
	07-112				25	84	0	0	0	0
	01-07					0	0	0	0	0
	01-12						0	23	20	22
	12-03							0	0	0
	03-13								0	0
	13-144									0
	*	0	69	100	100	100	32	100	100	100
* Estado da tubulação (sobrecarga / inundação) N_a^a = sobrecarga que o tubo causa sobre si (diagonal principal) N_a^b = contribuição do tubo a jusante “b” na sobrecarga do tubo a montante “a” (restante)										

Ao avaliar as informações apresentadas pela Tabela 4.38 e pela Tabela 4.39 foi possível averiguar que os trechos 15-50 e 07-112 apresentam falha hidráulica. No restante da “Rede Quadra 52”, as sobrecargas ocorrem devido às contribuições dos condutos a jusante.

4.4.1.7 Rede Central 1 e Rede Central – Trecho Final (Modelo SWMM)

Como mencionado anteriormente, a “Rede Central 1” e a “Rede Central – Trecho Final” foram avaliadas pelo modelo SWMM. Portanto, o índice de desempenho hidráulico (Tabela 4.40) e a matriz (Tabela 4.41) foram elaboradas utilizando as informações obtidas pela simulação realizada no programa computacional SWMM.

Tabela 4.40– Índice de Desempenho Hidráulico da “Rede Central 1” e “Rede Central – Trecho Final” – SWMM.

Trecho	Na (%) (eq. 2)	Contribuição global de cada tubo na sobrecarga da rede (%)
53-OC	0	0
26-53	0	0
26-27	0	13
14-27	0	0
05-14	0	8
05-10	0	8
04-10	0	8
04-08	0	8
08-53	0	8
49-53	0	8
49-57	0	8
15-57	0	0
10-15	0	4
09-10	0	4
08-09	0	4
07-08	0	4
06-07	0	4
05-06	0	4
05-09	0	4
07-09	0	4
05-07	0	4
02-05	0	0
01-02	0	0
01-03	0	0
02-03	0	0
1-2	0	0

Tabela 4.41 - Matriz de situação hidráulica da “Rede Central 1” e “Rede Central – Trecho Final”, utilizando os resultados apresentados pelo SWMM.

J ↑	Trecho	53-OC	26-53	26-27	14-27	05-14	05-10	04-10	04-08	08-53	49-53	49-57	15-57	10-15	09-10	08-09	07-08	06-07	05-06	05-09	07-09	05-07	02-05	01-02	01-03	02-03	1-2
	53-OC	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	26-53		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	26-27			0	18	0	0	0	0	0	0	0	13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	12	0	0	0	0
	14-27				0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	05-14					0	0	0	0	0	0	0	13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	12	0	0	0	0
	05-10						0	0	0	0	0	0	13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	12	0	0	0	0
	04-10							0	0	0	0	0	13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	12	0	0	0	0
	04-08								0	0	0	0	13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	12	0	0	0	0
	08-53									0	0	0	13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	12	0	0	0	0
	49-53										0	0	13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	12	0	0	0	0
	49-57											0	13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	12	0	0	0	0
	15-57												0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	10-15													0	0	0	0	0	0	0	0	0	12	0	0	0	0
	09-10														0	0	0	0	0	0	0	0	12	0	0	0	0
	08-09															0	0	0	0	0	0	0	12	0	0	0	0
	07-08																0	0	0	0	0	0	12	0	0	0	0
	06-07																	0	0	0	0	0	12	0	0	0	0
	05-06																		0	0	0	0	12	0	0	0	0
	05-09																			0	0	0	12	0	0	0	0
	07-09																				0	0	12	0	0	0	0
	05-07																					0	12	0	0	0	0
	02-05																						0	0	0	0	0
	01-02																							0	0	0	0
	01-03																								0	0	0
	02-03																									0	0
M	1-2																										0
	*	0	1	0	18	0	0	0	0	0	0	0	100	0	0	0	0	0	0	0	0	0	100	0	0	0	0

* Estado da tubulação (sobrecarga / inundação)

N_a^a = sobrecarga que o tubo causa sobre si (diagonal principal)

N_a^b = contribuição do tubo a jusante “b” na sobrecarga do tubo a montante “a” (restante)

A partir dos resultados provenientes da simulação realizado pelo modelo SWMM (Tabela 4.41) foi possível verificar que todos os condutos da “Rede Central 1” e da “Rede Central – Trecho Final” são hidraulicamente adequados. As sobrecargas presentes ocorrem devido às contribuições dos trechos a jusante para a sobrecarga do conduto a montante, como ocorre no trecho 14-27 que a sobrecarga calculada provém do trecho 26-27.

Vale salientar também que, conforme a Tabela 4.40, em todos os trechos, o índice de desempenho hidráulico foi igual a zero. Isto significa que os condutos são capazes de transportar a vazão determinada pelos cálculos hidrológicos. Contudo, a sobrecarga do tubo à montante gerada pela tubulação a jusante contribuiu para a sobrecarga dos trechos 14-27, 15-57 e 02-05, conforme disposto na Tabela 4.41.

Ao comparar os resultados obtidos por meio do método UDFCD e pelo modelo SWMM foi verificado que ocorreram diferenças no índice de desempenho hidráulico e da contribuição global de cada conduto na sobrecarga da rede de drenagem urbana, conforme disposto na Tabela 4.42.

O índice de desempenho hidráulico calculado com as informações obtidas pelo SWMM, cujos resultados estão apresentados na Tabela 4.41, sinaliza que todos os trechos da “Rede Central 1” e da “Rede Central – Trecho Final” são hidraulicamente adequados. Contudo, a sobrecarga do tubo à montante gerada pela tubulação a jusante contribui para a sobrecarga dos trechos

Para o cálculo do índice de desempenho hidráulico, uma das variáveis utilizadas é a altura da sobrecarga no poço de visita imediatamente a montante do conduto analisado, obtida pelo maior valor entre a cota piezométrica e a geratriz superior do conduto. Assim, avaliando os resultados obtidos pelo método UDFCD e pelo modelo SWMM verificou-se que as discrepâncias concentram-se na diferença das cotas piezométricas.

Tabela 4.42– Comparação do Índice de Desempenho Hidráulico da “Rede Central 1” e “Rede Central – Trecho Final” .

Trecho	Método UDFCD		Modelo SWMM	
	Na (%) (eq. 2)	Contribuição global de cada tubo na sobrecarga da rede (%)	Na (%) (eq. 2)	Contribuição global de cada tubo na sobrecarga da rede (%)
53-OC	0	55	0	0
26-53	20	45	0	0
26-27	0	0	0	13
14-27	5	10	0	0
05-14	29	16	0	8
05-10	56	7	0	8
04-10	46	2	0	8
04-08	58	2	0	8
08-53	44	2	0	8
49-53	78	2	0	8
49-57	85	0	0	8
15-57	26	0	0	0
10-15	98	7	0	4
09-10	73	3	0	4
08-09	12	4	0	4
07-08	20	6	0	4
06-07	22	5	0	4
05-06	19	5	0	4
05-09	0	5	0	4
07-09	0	5	0	4
05-07	0	5	0	4
02-05	35	5	0	0
01-02	0	3	0	0
01-03	100	6	0	0
02-03	100	0	0	0
1-2	100	0	0	0

4.4.1.8 Rede Quadra 52 – (Modelo SWMM)

A Tabela 4.43 apresenta o índice de desempenho hidráulico de cada trecho e a contribuição global de cada tubo na sobrecarga da “Rede Quadra 52”. Enquanto a Tabela 4.44 apresenta a matriz da situação hidráulica da aludida rede. Os cálculos foram realizados utilizando as informações calculadas pelo programa computacional SWMM.

Tabela 4.43– Índice de Desempenho Hidráulico da “Rede Quadra 52” – SWMM.

Trecho	Na (%) (eq. 2)	Contribuição global de cada tubo na sobrecarga da rede (%)
50 - FQ52	0	28
16 - 50	0	28
16 - 112	35	16
07 - 112	0	23
01 - 07	21	0
01 - 12	0	6
12 - 03	0	0
03 - 13	0	0
13 - 144	0	0

Tabela 4.44 - Matriz de Situação Hidráulica da “Rede Quadra 52, utilizando os resultados apresentados pelo SWMM.”

J ↑	Trecho	50-FQ52	16-50	16-112	07-112	01-07	01-12	12-03	03-13	13-144
	50 - FQ52	0	0	17	0	63	0	23	0	0
	16 - 50		0	17	0	63	0	23	0	0
	16 - 112			17	0	42	0	0	0	0
	07 - 112				0	63	0	23	0	0
	01 - 07					0	0	0	0	0
	01 - 12						0	23	0	0
	12 - 03							0	0	0
	03 - 13								0	0
	13 - 144									0
M	*	0	0	52	0	100	0	91	0	0

* Estado da tubulação (sobrecarga / inundação)

N_a^a = sobrecarga que o tubo causa sobre si (diagonal principal)

N_a^b = contribuição do tubo a jusante “b” na sobrecarga do tubo a montante “a” (restante)

O índice de desempenho hidráulico calculado com os resultados, gerados pelo modelo SWMM, para a “Rede Quadra 52” indica que os trechos 50-FQ52, 16-50, 07-112, 01-12, 12-03, 03-13 e 13-114 são hidraulicamente adequados e não ocasionam sobrecargas na rede estudada. Todavia, ao avaliar a totalidade desta rede de drenagem de águas pluviais, foram identificadas sobrecargas provenientes de condutos localizados a jusante. Isto ocorreu nos condutos 50-FQ5, 16-50, 07-112, e 01-12.

A Rede “Quadra 52” também foi simulada no programa computacional SWMM. Baseado nos resultados obtidos foram calculados o índice de desempenho hidráulico e elaborada a matriz de sobrecargas.

A Tabela 4.45 apresenta a comparação entre os resultados obtidos pelo método UDFCD e pelo modelo SWMM. Avaliando os resultados obtidos, verificou-se diferença tanto no valor do índice de desempenho hidráulico quanto na contribuição de cada trecho na sobrecarga desta rede.

Tabela 4.45– Índice de Desempenho Hidráulico da “Rede Quadra 52” – SWMM.

Trecho	Método UDFCD		Modelo SWMM	
	Na (%) (eq. 2)	Contribuição global de cada tubo na sobrecarga da rede (%)	Na (%) (eq. 2)	Contribuição global de cada tubo na sobrecarga da rede (%)
50 - FQ52	0	38	0	28
16 - 50	69	44	0	28
16 - 112	87	3	35	16
07 - 112	100	10	0	23
01 - 07	42	0	21	0
01 - 12	16	6	0	6
12 - 03	45	0	0	0
03 - 13	40	0	0	0
13 - 144	0	0	0	0

Os resultados obtidos pelo método UDFCD e pelo modelo SWMM apresentaram diferenças em algumas cotas piezométricas. Como as cotas piezométricas são utilizadas no cálculo do índice de desempenho hidráulico, da sobrecarga que o conduto causa dentro de si e da contribuição do conduto a jusante para a sobrecarga do conduto a montante, estas diferenças ocorreram também nos resultados destas incógnitas.

5 CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES

O método elaborado pelo URBAN DRAINAGE AND FLOOD CONTROL DISTRICT (UDFCD) e o modelo de gestão de drenagem urbana – SWMM foram utilizados na avaliação hidráulica das redes de drenagem de águas pluviais urbanas que compõem a área de contribuição do sistema de drenagem de águas pluviais urbanas do Campus Universitário “Professor Zeferino Vaz”.

Vale salientar ainda que ao analisar a metodologia proposta por BENNIS *et al.* (2003), foi verificado uma incongruência nas diretrizes para o cálculo da matriz. A hipótese apresentada por BENNIS *et al.* (2003) afirmou que a contribuição do tubo “b” para a sobrecarga do tubo “a” (N_a^b) somada a sobrecarga que o tubo “a” ocasiona sobre si (N_a^a) é igual ao índice de desempenho hidráulico do tubo “a” (N_a). Contudo, ao analisar as variáveis, verificou-se que ocorreu uma incongruência. Esta incongruência aconteceu devido à impossibilidade de igualar a soma da N_a^b e N_a^a com N_a .

Ao avaliar os resultados do índice de desempenho hidráulico da rede central foi possível averiguar que ocorreram sobrecargas e transbordamentos em vários trechos. Todavia, no trecho final (53-Oc), em que se concentram as vazões provenientes da “Rede Central 1”, da “Rede Central 2”, da “Rede Central 3” e da “Rede Central – Trecho Final”, o índice de desempenho hidráulico apontou que o conduto está hidraulicamente adequado e funciona sob o regime livre. Todavia, ao avaliar a matriz que relaciona a sobrecarga que o conduto causa dentro de si e a contribuição do conduto a jusante para a sobrecarga do conduto a montante verificou-se que mesmo o conduto 53-Oc sendo hidraulicamente adequado, ele colabora para a sobrecarga dos trechos localizados à montante.

Além disso, com as informações fornecidas pela matriz foi possível averiguar também que a sobrecarga em um único conduto foi suficiente para que a linha piezométrica seja superior à cota do topo do tubo em vários trechos a montante, sendo mais expressivo em declividades mais suaves, como pode ser averiguado na comparação do trecho 10-15

com os condutos a montante da “Rede Central 1”. Por isso é imprescindível identificar os condutos que estão sobrecarregados devido à deficiência hidráulica a jusante.

Com os resultados obtidos por meio do programa computacional SWMM, foi possível calcular o índice de desempenho hidráulico apenas para o regime não permanente.

Portanto, os resultados obtidos por meio do método UDFCD aliado ao índice de desempenho hidráulico e a matriz de sobrecarga apresentaram informações importantes para a avaliação do desempenho do sistema de drenagem de águas pluviais urbanas. Estas informações permitem ao gestor identificar a causa e a localização das falhas hidráulicas da rede de drenagem de águas pluviais urbanas, possibilitando a implementação de ações eficazes para a sua reabilitação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AISSE, M.M., Drenagem Urbana. In: **Drenagem e Controle de Erosão Urbana**, Editora Universitária Campagnat, 1984.

AZEVEDO NETTO, J. M., ARAUJO, R., FERNANDEZ, M.F., ITO, A.E.; Sistemas Urbanos de Hidráulica Aplicada. In: _____. **Manual de Hidráulica**, 8 ed. São Paulo: Editora Edgard Blücher Ltda, 1998, cap.18.

BENNIS, S.; BENGASSEM, J.;LAMARRE, P. **Hydraulic Performance Index of Sewer Network**, Journal of Hydraulic Engineering, v. 129, n.7, 2003.

BRASIL, Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental, TUCCI, C.E.M., **Gestão de Águas Pluviais Urbanas**, Brasília, Ministério das Cidades, v. 4, 2006, 194 págs.

CABRAL, J.J.S.P., MASCARENHAS, F.B., CASTRO, M.A.H., MIGUEZ, M.G., PEPLAU, G.R., BEZERRA, A.A. Modelos Computacionais para Drenagem Urbana. In: RIGHETTO, A. M. In: _____. **Manejo de Águas Pluviais Urbanas**. 1. ed., Rio de Janeiro, Ed. ABES, 2009, cap. 3.

CETESB. **Drenagem Urbana: Manual de Projeto**, São Paulo, ASCETESB, 1986.

EMBRAPA SOLOS. **Mapa de Solos do Brasil**. Escala 1:500.000, Rio de Janeiro, 2011.

GENOVEZ, A. B., ZUFFO, A. C. **Chuvas Intensas no Estado de São Paulo: Estudos Existentes e Análise Comparativa**. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 5, n. 3, 2000, págs 45-58.

GEERSE, J.M.U.; LOBBRECHT, A.H.; **Assessing the performance of urban drainage systems: “general approach” applied to the city of Rotterdam**, Urban Water, n. 4, 2002, págs 199-209.

GRIBBIN, J. E. **Introdução à Hidráulica, Hidrologia e Gestão de Águas Pluviais**, Editora Ligia Cantarelli, 3. ed., 2009.

HEYWOOD, G. M., KOSKY, P. J., BUTLER, D. **Modelling drainage performance in an Indian catchment**. Journal of the Chartered Institution of Water and Environmental Management, n. 11, 1997, págs 31-38.

HOLTZ, A. C. Precipitação. In: PINTO, N. L. S., HOLTZ, A. C., MARTINS, J. A., GOMIDE, F. L. S. **Hidrologia Básica**. 1 ed. Rio de Janeiro, Ed. Edgard Blücher Ltda, 1976, cap. 2.

HOLTZ, A. C., PINTO, N. L. S. Vazões de Enchentes. In: PINTO, N. L. S., HOLTZ, A. C., MARTINS, J. A., GOMIDE, F. L. S. **Hidrologia Básica**. 1. ed. Rio de Janeiro, Ed. Edgard Blücher Ltda, 1976, cap. 8.

IBGE, Ministério do Planejamento, Orçamento e Gestão, Centro de Documentação e Disseminação de Informações. **Estatísticas do Século XX**, Rio de Janeiro, 2006, disponível em: <<http://seculoxx.ibge.gov.br/images/seculoxx/seculoxx.pdf>> . Acesso em 10 junho de 2014.

IGC, Instituto Geográfico e Cartográfico. **Mapa das Regiões de Governo do Estado de São Paulo**, Escala 1:500.00, 2002.

KOLSKY, P.; BUTLER, D. **Performance indicators for urban storm drainage in developing countries**, Urban Water, n. 4, 2002, págs 137-144.

NATURAL RESOURCES CONSERVATION SERVICE. Hydrologic Soil-Cover Complexes In: _____. **National Engineering Handbook**, United States Department of Agriculture, 2004, cap.09.

NATURAL RESOURCES CONSERVATION SERVICE. Hydrographs In: _____. **National Engineering Handbook**, United States Department of Agriculture, 2007 cap.16.

NATURAL RESOURCES CONSERVATION SERVICE. Time of Concentration. In: _____. **National Engineering Handbook**, United States Department of Agriculture, 2010, cap. 15.

OLIVEIRA, J. B. de, CAMARGO, M. N., ROSSI, M., CALDERANO FILHO, B. **Mapa Pedológico do Estado de São Paulo, Legenda Expandida**, Campinas: Instituto Agrônômico, Rio de Janeiro, Embrapa Solos, 1999.

OLIVEIRA, J. B. de, CAMARGO, M. N., ROSSI, M., CALDERANO FILHO, B. **Mapa Pedológico do Estado de São Paulo, Parte 02/04**, Escala 1:500.000 Campinas: Instituto Agrônômico, Rio de Janeiro, Embrapa Solos, 1999.

PORTO, R. M. **Hidráulica Básica**. 4. ed. São Carlos, Ed. Rima, 2006.

RIGHETTO, A. M. **Hidrologia e Recursos Hídricos**. 1. ed. São Carlos, EdEESC/USP, 1998.

ROSSMAN, L.A. **SWMM 5.0: Manual do Usuário**. Tradução de Laboratório de Eficiência Elétrica e Hidráulica em Saneamento, Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, 2012.

SARTORI, A., LOMBARDI NETO, F., GENOVEZ, A. M. **Classificação Hidrológica de Solos Brasileiros para Estimativa de Chuva Excedente com o Método do Serviço de Conservação do Solo dos Estados Unidos Parte 1: Classificação**. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 10, n. 4, 2005, págs 5-18.

SOIL CONSERVATION SERVICE. **A Method for Estimating Volume and Rate of Runoff in Small Watersheds**. U.S. Department of Agriculture, 1973.

TOMAZ, P. Método SCS (NRCS). In: _____. **Cálculos Hidráulicos e Hidrológicos para Obras Municipais**, 2 ed, Ed. Navegar, São Paulo, 2011, cap. 13.

TUCCI, E. M.; PORTO, R.L.L.; BARROS, M.T.; “Drenagem Urbana”, Editora da Universidade UFRGS , 1. ed., 1995.

TUCCI, E. M.; **Águas Urbanas** In: Inundações Urbanas na América do Sul, ABRH, 1. ed., 2003.

TUCCI, E. M., MONTENEGRO, M. H.; **Saneamento Ambiental e Águas Pluviais** In: Gestão do Território e Manejo Integrado das Águas Urbanas, Escola Internacional de Água para Desenvolvimento – Hydroaid, Programa de Modernização do Setor de Saneamento, Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental, Ministério das Cidades, Brasília, 2005.

URBAN DRAINAGE AND FLOOD CONTROL DISTRICT. Runoff_____.**Urban Storm Drainage Criteria Manual**, Denver. Colorado, v.1, 2007, cap. 5.

URBAN DRAINAGE AND FLOOD CONTROL DISTRICT. Street/Inlets/Storm Sewer. In: _____.**Urban Storm Drainage Criteria Manual**, Denver. Colorado, v.1, 2002, cap. 6.

ANEXOS

Anexo I - Classificação hidrológica do solo para as condições brasileiras

Grupo Hidrológico A

- ✓ Solos muito profundos (prof. > 200 cm) ou profundos (100 a 200 cm);
- ✓ Solos com alta taxa de infiltração e com alto grau de resistência e tolerância à erosão;
- ✓ Solos porosos com baixo gradiente textural (< 1,20);
- ✓ Solos de textura média;
- ✓ Solos de textura argilosa ou muito argilosa desde que a estrutura proporcione alta macroporosidade em todo o perfil;
- ✓ Solos bem drenados ou excessivamente drenados;
- ✓ Solos com argila de atividade baixa (Tb), minerais de argila 1:1;
- ✓ A textura dos horizontes superficial e subsuperficial pode ser: média/média, argilosa/argilosa e muito argilosa/muito argilosa.

Enquadra-se neste grupo o:

LATOSSOLO AMARELO, LATOSSOLO VERMELHO AMARELO, LATOSSOLO VERMELHO, ambos de textura argilosa ou muito argilosa e com alta macroporosidade; LATOSSOLO AMARELO E LATOSSOLO VERMELHO AMARELO, ambos de textura média, mas com horizonte superficial não arenoso.

Grupo Hidrológico B

- ✓ Solos profundos (100 a 200 cm);
- ✓ Solos com moderada taxa de infiltração, mas com moderada resistência e tolerância a erosão;
- ✓ Solos porosos com gradiente textural variando entre 1,20 e 1,50; Solos de textura arenosa ao longo do perfil ou de textura média com horizonte superficial arenoso;
- ✓ Solos de textura argilosa ou muito argilosa desde que a estrutura proporcione boa macroporosidade em todo o perfil;
- ✓ Solos com argila de atividade baixa (Tb), minerais de argila 1:1;
- ✓ A textura dos horizontes superficial e subsuperficial pode ser: arenosa/arenosa, arenosa/média, média/argilosa, argilosa/argilosa e argilosa/muito argilosa.

Enquadra-se neste grupo o:

LATOSSOLO AMARELO e LATOSSOLO VERMELHO AMARELO, ambos de textura média, mas com horizonte superficial de textura arenosa; LATOSSOLO BRUNO; NITOSSOLO VERMELHO; NEOSSOLO QUARTZARÊNICO; ARGISSOLO VERMELHO ou VERMELHO AMARELO de textura arenosa/média, média/argilosa, argilosa/argilosa ou argilosa/muito argilosa que não apresentam mudança textural abrupta.

Fonte: (SARTORI, 2004 *apud* SARTORI; LOMBARDI NETO; GENOVEZ, 2005).

Continuação do Anexo I - Classificação hidrológica do solo para as condições brasileiras

Grupo Hidrológico C

- ✓ Solos profundos (100 a 200 cm) ou pouco profundos (50 a 100 cm);
- ✓ Solos com baixa taxa de infiltração e baixa resistência e tolerância à erosão;
- ✓ São solos com gradiente textural maior que 1,50 e comumente apresentam mudança textural abrupta;
- ✓ Solos associados a argila de atividade baixa (Tb);
- ✓ A textura nos horizontes superficial e subsuperficial pode ser: arenosa/média e média/argilosa apresentando mudança textural abrupta; arenosa/argilosa e arenosa/muito argilosa.

Enquadra-se neste grupo o:

ARGISSOLO pouco profundo, mas não apresentando mudança textural abrupta ou ARGISSOLO VERMELHO, ARGISSOLO VERMELHO AMARELO e ARGISSOLO AMARELO, ambos profundos e apresentando mudança textural abrupta; CAMBISSOLO de textura média e CAMBISSOLO HÁPLICO ou HÚMICO, mas com características físicas semelhantes aos LATOSSOLOS (latossólico); ESPODOSSOLO FERROCÁRBICO; NEOSSOLO FLÚVICO.

Grupo Hidrológico D

- ✓ Solos com taxa de infiltração muito baixa oferecendo pouquíssima resistência e tolerância a erosão;
- ✓ Solos rasos (prof. < 50 cm);
- ✓ Solos pouco profundos associados à mudança textural abrupta ou solos profundos apresentando mudança textural abrupta aliada à argila de alta atividade (Ta), minerais de argila 2:1;
- ✓ Solos argilosos associados à argila de atividade alta (Ta);
- ✓ Solos orgânicos.

Enquadra-se neste grupo o;

NEOSSOLO LITÓLICO; ORGANOSSOLO; GLEISSOLO; CHERNOSSOLO; PLANOSSOLO; VERTISSOLO; ALISSOLO; LUVISSOLO; PLINTOSSOLO; SOLOS DE MANGUE; AFLORAMENTOS DE ROCHA; Demais CAMBISSOLOS que não se enquadram no Grupo C; ARGISSOLO VERMELHO AMARELO e ARGISSOLO AMARELO, ambos pouco profundos e associados à mudança textural abrupta.

Fonte: (SARTORI, 2004 *apud* SARTORI; LOMBARDI NETO; GENOVEZ, 2005).

Anexo II - Classificação hidrológica para perfis representativos dos grandes grupos do Estado de São Paulo

Nomenclatura do Atual SBCS	Nomenclatura anteriormente utilizada pela Comissão de Solos
<i>Grupo Hidrológico A</i>	
LATOSSOLO AMARELO Distrófico típico A moderado textura argilosa	Latossolo Amarelo, álico, A moderado, textura argilosa
LATOSSOLO VERMELHO Ácrico típico A moderado textura muito argilosa	Latossolo variação Una ácrico, A moderado, textura argilosa leve, imperfeitamente drenado com plintita
LATOSSOLO VERMELHO Acriférico típico	Latossolo Roxo ácrico, A moderado textura muito argilosa, com petroplintita
LATOSSOLO VERMELHO AMARELO Distrófico A moderado textura argilosa	Latossolo Vermelho-Amarelo álico, A moderado textura argilosa
LATOSSOLO VERMELHO Distrófico típico A moderado textura muito argilosa	Latossolo Roxo Distrófico A moderado textura muito argilosa
LATOSSOLO VERMELHO Distrófico típico A moderado textura muito argilosa	Latossolo Vermelho-Escuro Álico, A moderado, textura muito argilosa
LATOSSOLO VERMELHO Eutroférico A moderado textura muito argilosa	Latossolo Roxo, A moderado, textura muito argilosa
<i>Grupo Hidrológico B</i>	
ARGISSOLO VERMELHO Eutrófico A moderado textura argilosa/muito argilosa	Solo Podzólico Vermelho-Escuro Eutrófico, Tm, A moderado, textura argilosa/muito argilosa
LATOSSOLO AMARELO Distrófico típico A proeminente textura média	Latossolo Vermelho-Amarelo álico, A proeminente textura média
LATOSSOLO VERMELHO AMARELO Distrófico (típico)	Latossolo Vermelho-Amarelo Álico, A húmico (gigante), textura média
NEOSSOLO QUARTZARÊNICO Órtico típico A fraco	Areia Quartzosa Álica, profundo, A fraco
NITOSSOLO HÁPLICO Distrófico típico A moderado textura média / argilosa	Podzólico Vermelho-Amarelo Álico, A moderado, textura média/argilosa
NITOSSOLO HÁPLICO Eutroférico chernossólico	Terra Roxa Estruturada Eutrófica, A chernozêmico textura muito argilosa fase floresta tropical subcaducifólia, relevo forte ondulado
NITOSSOLO VERMELHO Distrófico latossólico A moderado textura argilosa/muito argilosa	Podzólico Vermelho-Amarelo escuro, A moderado textura argilosa/muito argilosa

Fonte: (SARTORI, 2004 *apud* SARTORI; LOMBARDI NETO; GENOVEZ, 2005).

Continuação do Anexo II - Classificação hidrológica para perfis representativos dos grandes grupos do Estado de São Paulo

Nomenclatura do Atual SBCS	Nomenclatura anteriormente utilizada pela Comissão de Solos
<i>Grupo Hidrológico B (continuação)</i>	
NITOSSOLO VERMELHO Eutrófico típico A moderado textura muito argilosa	Terra Roxa Estruturada Eutrófica, A moderado textura muito argilosa
<i>Grupo Hidrológico C</i>	
ARGISSOLO VERMELHO Eutrófico típico A moderado textura média/argilosa	Podzólico Vermelho-Escuro, A moderado, textura média/argilosa
ARGISSOLO AMARELO Distrófico arênico A moderado, textura arenosa/média	Podzólico Vermelho-Amarelo Álico, Tb, abrupto, A moderado, textura arenosa/média
ARGISSOLO VERMELHO-AMARELO Distrófico típico A moderado textura média/argilosa	Podzólico Vermelho-Amarelo Distrófico, A moderado, textura média/argilosa
CAMBISSOLO HÁPLICO Tb Distrófico latossólico	Cambissolo Álico A moderado textura média
CAMBISSOLO HÁPLICO Tb Eutrófico típico A moderado textura média	Cambissolo Tb eutrófico
CAMBISSOLO HÚMICO Distrófico latossólico	Solos de Campos do Jordão
ESPODOSSOLO FERROCÁRBICO Hidromórfico típico	Podzol Hidromórfico
NEOSSOLO FLUVICO	Solos Aluviais
<i>Grupo Hidrológico D</i>	
ALISSOLO CRÔMICO Argilúvico abrupto A moderado textura média/muito argilosa	Podzólico Vermelho-Amarelo variação Piracicaba
AFLOREAMENTOS DE ROCHA	Sem similar
CAMBISSOLO HÁPLICO Tb Distrófico gleico	Cambissolo Distrófico, Tb, A moderado, substrato de sedimentos aluviais
CAMBISSOLO HÁPLICO Tb Distrófico típico	Litossolo substrato granito-gnaiss
CAMBISSOLO HÁPLICO Tb Eutrófico típico A moderado textura argilosa/média	Cambissolo Tb eutrófico A moderado, textura argilosa/média, substrato sedimentos aluviais
CHERNOSSOLO ARGILÚVICO Férrico típico textura argilosa	Brunizém Avermelhado textura argilosa
CHERNOSSOLO ARGILÚVICO Férrico típico textura argilosa	Brunizém Avermelhado textura argilosa fase pedregosa, floresta tropical subcaducifólia, relevo montanhoso
GLEISSOLO HÁPLICO Ta Distrófico típico A moderado, textura errática	Glei Húmico

Fonte: SARTORI, 2004 *apud* SARTORI; LOMBARDI NETO; GENOVEZ, 2005.

Continuação do Anexo II - Classificação hidrológica para perfis representativos dos grandes grupos do Estado de São Paulo

<i>Grupo Hidrológico D (continuação)</i>	
GLEISSOLO HÁPLICO Tb Distrófico típico, textura argilosa	Glei Pouco Húmico Tb álico, textura argilosa
GLEISSOLO SÁLICO Sódico típico	Solonchak sódico
LUVISSOLO CRÔMICO Pálico arênico A moderado textura arenosa/média	Podzólico Vermelho-Amarelo Eutrófico abrupto Ta A moderado e espesso textura arenosa/média
LUVISSOLO CRÔMICO Pálico planossólico A moderado textura arenosa/média	Podzólico Vermelho-Amarelo Eutrófico abrupto Ta A moderado e espesso textura arenosa/média moderadamente drenado
NEOSSOLO LITÓLICO Eutrófico chernossólico	Litosol - fase substrato folhelho-argilito
ORGANOSSOLO HÁPLICO Hêmico típico	Solo Orgânico álico
PLANOSSOLO HIDROMÓRFICO Eutrófico típico A proeminente textura média/argilosa	Planossolo Eutrófico Tb, A proeminente, textura média/argilosa
PLINTOSSOLO PÉTRICO Concrecionário Distrófico A moderado textura arenosa/média muito cascalhenta	Plintossolo Pétrico Distrófico Tb A moderado textura arenosa/média
SOLOS DE MANGUE	Sem similar

Fonte: SARTORI, 2004 *apud* SARTORI; LOMBARDI NETO; GENOVEZ, 2005.

Anexo III - Valores dos parâmetros CN para áreas urbanas

Descrições do uso do solo		Tipo de Solo			
		A	B	C	D
<i>Espaços Abertos (gramados, parques, clube de golfes, cemitérios)</i>					
- Matos ou gramas cobrem até 50% da área		68	79	86	89
- Matos ou gramas cobrem de 50% a 75% ou mais da área		49	69	79	84
- Matos ou gramas mais de 75% da área		39	61	74	80
<i>Áreas Impermeáveis:</i>					
- Estacionamento pavimentado, telhados, calçadas		98	98	98	98
<i>Ruas e estradas:</i>					
- Pavimentada com meio-fio e galerias pluviais		98	98	98	98
- Pavimentada com valetas		83	89	92	93
- Paralelepípedo		76	85	89	91
- Terra		72	82	87	89
<i>Distritos Urbanos:</i>					
- Comercial e de prestação de serviços (85% impermeáveis)		89	92	94	95
- Industrial (72% impermeáveis)		81	88	91	93
<i>Áreas residenciais:</i>					
Tamanho do lote (m²)	Área impermeável (%)				
< 500	65	77	85	90	92
1000	38	61	75	83	87
1300	30	57	72	81	86
2000	25	54	70	80	85
4000	20	51	68	79	84
8000	12	46	65	77	82

Fonte: NATURAL RESOURCES CONSERVATION SERVICE, 2004.

Anexo IV - Correção dos valores de CN segundo a umidade antecedente do solo

CN para AMC II ²	CN correspondente:	
	AMC I ¹	AMC III ³
100	100	100
95	87	98
90	78	96
85	70	94
80	63	91
75	57	88
70	51	85
65	45	82
60	40	78
55	35	74
50	31	70
45	26	65
40	22	60
35	18	55
30	15	50
25	12	43
20	9	37
15	6	30
10	4	2
5	2	13

Fonte: SOIL CONSERVATION SERVICE, 1973.

¹ – condição em que os solos estão secos.

² – condição média.

³ – condição em que os solos se encontram saturados por chuvas antecedentes.

Anexo V – Estruturação do método Urban Drainage and Flood Control District (2002) no editor de planilha excel.

Lista dos Parâmetros

Cabeçalho	Descrição	Coluna Excel
Trecho	Número do trecho da linha	A
Pvsaída	Número do PV de saída	B
Pventrada	Número do PV de entrada	C
CotaTerrenoSaída	Cota do terreno na saída	D
ProfTopoSaída	Profundidade do topo do tubo do trecho na saída	E
CotaTerrenoEntrada	Cota do terreno na entrada	F
ProfTopoEntrada	Profundidade do topo do tubo do trecho na entrada	G
D (m)	Diâmetro do tubo do trecho	H
L (m)	Comprimento do trecho	I
n	Número de Manning	J
Qdes (m³/s)	Vazão desejada (obtida da hidrologia)	K
Cota de água na lagoa/PVsaída (m)	Cota do nível de água na saída da rede para o corpo receptor	L
Rugosidade (m/m)	Rugosidade adimensional (e)	M
f (-)	Fator de atrito	N
S (%)	Declividade do trecho	O
Qmáx (m³/s)	Vazão máxima livre	P
yn (m)	Profundidade do escoamento livre normal	Q
An (m²)	Área molhada do escoamento livre normal	R
Vn (m/s)	Velocidade normal	S
Qsaída calculada (m³/s)	Vazão livre calculada com yn	T
Vf (m/s)	Velocidade a seção plena	U
yc (m)	Profundidade do escoamento livre crítico	V
F (-)	Número de Froude	W
Ac (m²)	Área molhada do escoamento livre crítico	X

Continuação do Anexo V - Estruturação do método Urban Drainage and Flood Control District (2002) no editor de planilhas excel.

Continuação da Lista dos Parâmetros

Cabeçalho	Descrição	Coluna Excel
Qsaída crítica calculada (m³/s)	Vazão livre calculada com yc	Y
Vc (m/s)	Velocidade do escoamento livre crítico	Z
Sc (%)	Declividade equivalente para haver escoamento livre crítico	AA
p/ γ saída (mca)	carga manométrica (pressão) de saída livre ou confinada	AB
Vsaída (m/s)	Velocidade de saída	AC
Hmsaída (mca)	Altura piezométrica (pressão + cota)	AD
Esaída (mca)	Energia total na saída	AE
Regime	Regime livre, forçado, bruscamente variado (ressalto livre ou resalto afogado), gradualmente variado (mergulho ou remanso)	AF
Δx (m)	Comprimento da variação da declividade da carga piezométrica (altura de água)	AG
p/γ entrada Tentativa (mca)	Valor estimado arbitrado por tentativa para p/γ de entrada	AH
p/ γ entrada Calculado (mca)	Carga manométrica (pressão) de entrada livre ou confinada	AI
Ventrada (m/s)	Velocidade de entrada	AJ
Hmentrada (mca)	Altura piezométrica (pressão + cota)	AK
ΔE (mca)	Perda de energia	AL
Eentrada (mca)	Energia total na entrada	AM
	Energia total na entrada verificada	AN
Qsaídacorrigida (m³/s)	Vazão de saída verificada	AO

Continuação do Anexo V - Estruturação do método Urban Drainage and Flood Control District (2002) no editor de planilhas excel.

1. Algoritmo da vazão máxima livre (Q_{máx})

Qmáx			
S>0			
VERDADEIRO		FALSO	
Q(y=0,75D)>Qdes		N/A	
VERDADEIRO	FALSO		
Qmáx = Q(y=0,75D)	N/A		

Fórmula excel para vazão máxima livre:

```
=SE($O2>0;
    SE(($H2^2*(302,5/180*PI()-SEN(302,2/180*PI()))/8)^(5/3)/(302,5/360*PI()*$H2)^(2/3)
    *$O2^0,5/$J2>$K2;($H2^2*(302,5/180*PI()-SEN(302,2/180*PI()))/8)^(5/3)/(302,5/360*PI()*$H2)^(2/3)
    *$O2^0,5/$J2; "N/A");
    "N/A")
```

2. Algoritmo da carga manométrica na saída (p/γ na saída)

p/γ na saída					
Q máx livre! = N/A					
VERDADEIRO				FALSO	
F>1				Hm ₂ > z ₂ + D + Vf ² /2/g	
VERDADEIRO		FALSO		VERDADEIRO	FALSO
Hm ₂ > z ₂ + y _n + Vn ² /2/g		Hm ₂ > z ₂ + y _c + Vc ² /2/g		y = Hm ₂ - z ₂	y = D
VERDADEIRO	FALSO	VERDADEIRO	FALSO		
y = Hm ₂ - z ₂	y = y _n	y = Hm ₂ - z ₂	y = y _c		

Continuação do Anexo V - Estruturação do método Urban Drainage and Flood Control District (2002) no editor de planilhas excel.

Fórmula excel para P/γ na saída:

```
=SE(NÃO($P2="N/A");
  SE($W2>1;
    SE($L2>$D2-$E2-$H2+$Q2+$S2^2/2/9,81;
      $L2-($D2-$E2-$H2);
      $Q2);
    SE($L2>$D2-$E2-$H2+$V2+$Z2^2/2/9,81;
      $L2-($D2-$E2-$H2);
      $V2));
  SE($L2>$D2-$E2+$U2^2/2/9,81;
    $L2-($D2-$E2-$H2);
    $H2))
```

3. Algoritmo da velocidade de saída (Vsaída)

Vsaída		
Q máx livre! = N/A		
VERDADEIRO		FALSO
y>D		V=Qdes/A(D)
VERDADEIRO	FALSO	
V=Qdes/A(y)	V=Qdes/A(D)	

Fórmula excel para velocidade de saída:

```
=SE(NÃO(P2="N/A");
  SE(AB2<H2;
    K2/(H2^2*(2*ACOS(1-2*AB2/H2)-SEN(2*ACOS(1-2*AB2/H2)))/8);
    K2/Pi()/H2^2*4;
  RAIZ(2*9,81*(AK2-AD2)/(1+N2*I2/H2)))
```

Continuação do Anexo V - Estruturação do método Urban Drainage and Flood Control District (2002) no editor de planilhas excel.

4. Algoritmo do Regime de Escoamento

Regime								
Q máx livre! = N/A								
VERDADEIRO		FALSO						
y ₁ =y _c		forçado						
VERDADEIRO	FALSO							
mergulho	y ₁ <D							
	VERDADEIRO	FALSO						
	livre	H _{m1} + V ² /2/g> z ₁ +y _f +V ² /2/g+V ² /2/g						
		VERDADEIRO				FALSO		
		H _{m1} +ΔE>= Topo 2				Fc>1		
		VERDADEIRO	FALSO			VERDADEIRO	FALSO	
		forçado	Fc>1			Ressalto livre	Remanso livre	
			VERDADEIRO	FALSO				
			ressalto afogado	remanso afogado				

Fórmula excel para regime de escoamento:

```
=SE(NÃO($P2="N/A");
  SE($AB2=$V2;
    "mergulho";
    SE($AB2<$H2;
      "livre";
      SE($AD2>$D2-$E2+RAIZ(2*9,81*($AK2-$AD2)/(1+$N2*$I2/$H2))^2/2/9,81+ $U2^2/2/9,81;
        SE($AD2+$AC2^2/2/9,81*(1+$N2*$I2/$H2)>=$F2-$G2;
          "forçado";
          SE($W2>1;
            "ressalto afogado";
            "remanso afogado");
          SE($W2>1;
            "ressalto livre";
            "remanso livre"))));
  "forçado")
```

Continuação do Anexo V - Estruturação do método Urban Drainage and Flood Control District (2002) no editor de planilhas excel.

5. Algoritmo da Velocidade de Entrada (Ventrada)

Ventrada			
p/γ na saída > D e p/γ entrada> D			
VERDADEIRO	FALSO		
Ventrada = Vsaída	p/γ na saída < D e p/γ entrada > D		
	VERDADEIRO	FALSO	
	V=Vsaída*área (ysaída)/area(D)	p/γ na saída > D e p/γ entrada < D	
		VERDADEIRO	FALSO
		V=Vsaída*área (D)/área (yentrada)	V=Vsaída*área (ysaída)/área (yentrada)

Fórmula excel para velocidade de entrada:

```
=SE(E($AB2>=$H2;$AI2>=$H2);
    $AC2;
    SE(E($AB2<$H2;$AI2>=$H2);
        $AC2*$H2^2*(2*ACOS(1-2*$AB2/$H2)-SEN(2*ACOS(1-2*$AB2/$H2)))/8/PI()/ $H2^2^4;
        SE(E($AB2>=$H2;$AI2<$H2);
            $AC2*PI()* $H2^2/4/($H2^2*(2*ACOS(1-2*$AI2/$H2)-SEN(2*ACOS(1-2*$AI2/$H2)))/8);
            $AC2*$H2^2*(2*ACOS(1-2*$AB2/$H2)-SEN(2*ACOS(1-2*$AB2/$H2)))/8/
($H2^2*(2*ACOS(1-2*$AI2/$H2)-SEN(2*ACOS(1-2*$AI2/$H2)))/8))))
```

Continuação do Anexo V - Estruturação do método Urban Drainage and Flood Control District (2002) no editor de planilhas excel.

6. Algoritmo do P/γ na entrada

Regime = mergulho										
V			F							
$\Delta x \geq 0$				regime = livre						
V	F		V	F						
$y_1(i)=y_1(i-1)$	$\Delta x \leq L$		$y_1 = y_n$	regime = “ressalto livre” OU regime = “ressalto afogado”						
	V	F		V			F			
	$y_1 = y_n$ $y_1 = \frac{y_c + (y_n - y_c)}{\Delta x * L}$	$\Delta x \leq 0$			regime = “remanso livre” regime = “remanso afogado”					
		V		F		V		F		
		$y_1(i)=y_1(i-1)$		$\Delta x \leq L$		$\Delta x \leq 0$		Topo2-Fundo 1> ΔE		
				V	F	V	F		V	F
				$y_2 = y_c$	$y_2=y_1-(y_1-y_c)*\Delta x/L$	$y_2(i)=y_2(i-1)$	$\Delta x \leq L$		$y_1 = y_2+\Delta E$ - ΔZ	$y=\text{mín (Terreno}_1-z_1;H_{m0}-Z_1)$
							V	F		
							$y_2 = y_n$	$y_2=y_1-(y_1-y_c)*\Delta x/L$		

Continuação do Anexo V - Estruturação do método Urban Drainage and Flood Control District (2002) no editor de planilhas excel.

Fórmula excel para P/γ na entrada:

```
=SE($AF2="mergulho";
    SE($AG2<=0;
        $AH2;
        SE($AG2<=$I2;
            $Q2;
            $V2+($Q2-$V2)/$AG2*$I2));
    SE($AF2="livre";
        $Q2;
        SE(OU($AF2="ressalto livre";$AF2="ressalto afogado");
            SE($AG2<=0;
                $AH2;
                SE($AG2<=$I2;
                    $V2;
                    $AB2-($AB2-$V2)/$AG2*$I2));
            SE(OU($AF2="remanso livre";$AF2="remanso afogado");
                SE($AG2<=0;
                    $AH2;
                    SE($AG2<=$I2;
                        $Q2;
                        $AB2-($AB2-$V2)/$AG2*$I2));
                SE($F2-$D2+$E2+$H2>=$AB2+($K2/PI()/ $H2^2/2/9,81*(1+$N2*$I2/$H2);
                    $AB2+($K2/PI()/ $H2^2*4)^2/2/9,81*(1+$N2*$I2/$H2)-(($F2-$G2)-($D2-$E2));
                MÍNIMO($H2+$G2;$H2+$G2-($F2-$AK3))))))
```

Anexo VI – Resultados do teste de conexão pluvial

ID	Entrada	Saída	Resultado
1	PV ginásio	PV BB	não
2	PV ginásio	Q33-AP-22	não
3	PV ginásio	Q33-AP-26	não
4	PV ginásio	Q33-AP-27	não
5	PV ginásio	Q15-AP-11	não
6	PV BB	Q33-AP-22	não
7	PV BB	Q33-AP-26	não
8	PV BB	Q33-AP-27	não
9	Q34-AP-22	Q33-AP-22	não
10	Q34-AP-22	Q33-AP-23	não
11	Q34-AP-22	Q33-AP-26	sim
12	Q34-AP-22	Q33-AP-27	não
13	Q16-AP-05	Q33-AP-22	não
14	Q16-AP-05	Q33-AP-23	não
15	Q16-AP-05	Q33-AP-26	sim
16	Q16-AP-05	Q33-AP-27	não
17	Q15-AP-11	Q33-AP-22	não
18	Q15-AP-11	Q33-AP-23	não
19	Q15-AP-11	Q33-AP-26	não
20	Q15-AP-11	Q33-AP-27	não
21	Q15-AP-12	Q33-AP-22	não
22	Q15-AP-12	Q33-AP-23	não
23	Q15-AP-12	Q33-AP-26	não
24	Q15-AP-12	Q33-AP-27	não
25	Q15-AP-13	Q33-AP-22	não
26	Q15-AP-13	Q33-AP-23	sim
27	Q15-AP-13	Q33-AP-26	não
28	Q15-AP-13	Q33-AP-27	não

Anexo VII – Relatório produzido pelo SWMM para a “Rede Quadra 52”

EPA STORM WATER MANAGEMENT MODEL - VERSION 5.0 (Build 5.0.022)
Tradução para Português(Brasil) - LENHS UFPA - 2011
Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento

NOTA: O Resumo estatístico mostrado neste relatório é baseado
em resultados encontrados a cada passo de tempo de processamento,
não apenas para resultados para cada passo de tempo do relatório.

Opções de Análise

Unidades de Vazão..... CMS
Processos Modelados:
Chuva/Vazão SIM
Degelo da Neve NÃO
Águas Subterrâneas NÃO
Propagação de Fluxo ... SIM
Permitir Alagamento ... SIM
Qualidade da Água NÃO
Método de Infiltração CURVE NUMBER
Modelo de Propagação de Fluxo ... STEADY
Data de Início JUN-19-2014 00:00:00
Data Final JUN-19-2014 23:59:00
Dias Antecedentes sem Chuva 0.0
Passo de Tempo do Relatório 00:15:00
Passo de Tempo do Período Chuvoso 00:05:00
Passo de Tempo do Período Seco ... 01:00:00
Passo de Tempo de Propagação de Fluxo ... 60.00 sec

*****	Volume	Altura
Balanco Hidrico	hectare*m	mm
*****	-----	-----
Precipitação Total	0.975	19.958
Perdas por Evaporação	0.000	0.000
Perdas por Infiltração	0.713	14.585
Escoamento Superficial	0.287	5.880
Armazenamento Superficial Final	0.013	0.257
Erro de Continuidade (%)	-3.825	

*****	Volume	Volume
Continuidade da Propagação de Fluxo	hectare*m	10^6 L
*****	-----	-----
Afluência Período de Tempo Seco	0.000	0.000
Afluência Período Chuvoso	0.287	2.873
Afluência Águas Subterrâneas	0.000	0.000
Afluência RDII	0.000	0.000
Afluência Externa	0.000	0.000
Efluência Externa	0.167	1.674
Efluência Interna	0.120	1.199
Perdas por Armazenamento	0.000	0.000
Volume Inicial Armazenado	0.000	0.000
Volume Final Armazenado	0.000	0.000
Erro de Continuidade (%)	0.000	

Índices da Maior Instabilidade de Fluxo

Todos os trechos são estáveis.

Resumo do Passo de Tempo de Propagação

Passo de Tempo Mínimo : 60.00 seg
Passo de Tempo Médio : 60.00 seg
Passo de Tempo Máximo : 60.00 seg
Porcentagem em Regime Permanente : 0.00
Média de Iterações por Passo : 1.00

Continuação do Anexo VII - Relatório produzido pelo SWWM para a “Rede Quadra 52”

Síntese do Escoamento Superficial por Sub-bacia

Sub-bacia	Precip Total mm	Aflu Total mm	Evap Total mm	Infil Total mm	Runoff Total mm	Runoff Total 10^6 L	Pico Runoff CMS	Coef Runoff
BC30	19.96	0.00	0.00	16.47	3.82	0.13	0.36	0.191
BC31	19.96	0.00	0.00	15.87	4.47	1.44	4.18	0.224
BC32	19.96	0.00	0.00	14.62	5.53	0.05	0.14	0.277
BC33	19.96	0.00	0.00	11.49	9.32	0.43	1.17	0.467
BC34a	19.96	0.00	0.00	11.75	8.94	0.10	0.29	0.448
BC36	19.96	0.00	0.00	11.18	9.60	0.31	0.91	0.481
BC37	19.96	0.00	0.00	9.84	11.09	0.18	0.51	0.556
BC38	19.96	0.00	0.00	8.80	12.27	0.24	0.70	0.615

Síntese da Profundidade de Água dos Nós

Nó	Tipo	Prof. Média Metros	Prof. Máxima Metros	Piez. Máxima Metros	Instante Max Ocorrência dia h:min
Q25AP144	JUNCTION	0.00	0.20	654.72	0 00:10
Q44AP13	JUNCTION	0.01	0.60	616.21	0 00:07
Q43AP03	JUNCTION	0.01	0.60	611.02	0 00:07
Q43AP12	JUNCTION	0.01	0.60	604.78	0 00:07
Q27AP01	JUNCTION	0.01	0.80	602.88	0 00:07
Q38AP07	JUNCTION	0.01	0.60	595.35	0 00:07
Q38AP112	JUNCTION	0.01	1.20	594.72	0 00:10
Q35AP16	JUNCTION	0.01	0.80	585.13	0 00:10
Q35AP50	JUNCTION	0.01	0.73	579.72	0 00:10
FQ52	OUTFALL	0.01	0.45	575.45	0 00:10

Síntese do Fluxo de Entrada nos Nós

Nó	Tipo	Fluxo Máximo Lateral CMS	Fluxo Máximo Total CMS	Instante da Max Ocorr. dia h:min	Volume Lateral 10^6 L	Volume Total 10^6 L
Q25AP144	JUNCTION	0.362	0.362	0 00:10	0.127	0.127
Q44AP13	JUNCTION	4.180	4.542	0 00:10	1.437	1.564
Q43AP03	JUNCTION	0.145	1.362	0 00:10	0.045	0.837
Q43AP12	JUNCTION	1.171	2.410	0 00:10	0.434	1.240
Q27AP01	JUNCTION	0.000	2.410	0 00:10	0.000	1.240
Q38AP07	JUNCTION	0.291	1.469	0 00:10	0.098	0.953
Q38AP112	JUNCTION	0.914	2.383	0 00:10	0.314	1.267
Q35AP16	JUNCTION	0.508	2.704	0 00:10	0.176	1.432
Q35AP50	JUNCTION	0.697	3.400	0 00:10	0.242	1.674
FQ52	OUTFALL	0.000	3.400	0 00:10	0.000	1.674

Síntese da Sobrecarga no Nó

Sobrecarga ocorre quando a água ultrapassa a geratriz superior do conduto mais alto.

Nó	Tipo	Horas Sobrecarga	Altura Max. Acima Crista Metros	Prof. Min. Abaixo Borda Metros
Q44AP13	JUNCTION	0.15	0.000	0.000
Q43AP03	JUNCTION	0.15	0.000	0.000
Q27AP01	JUNCTION	0.15	0.000	0.000

Continuação do Anexo VII - Relatório produzido pelo SWMM para a "Rede Quadra 52"

Q38AP112 JUNCTION 0.03 0.000 0.000

Síntese da Inundação no Nó

Inundação se refere a toda água que transborda um nó, alagando ou não.

Nó	Horas Inundação	Vazão Maxima CMS	Instante Max Ocorrência dia h:min	Volume Total Inundado 10^6 L	Volume Máximo Alagado 1000 m3
Q44AP13	0.15	2.910	0 00:11	0.771	0.000
Q43AP03	0.15	0.109	0 00:11	0.032	0.000
Q27AP01	0.15	1.130	0 00:11	0.385	0.000
Q38AP112	0.03	0.094	0 00:10	0.011	0.000

Síntese da Capacidade de Efluência do Exutório

Nó exutório	Freq. %	Fluxo Med. CMS	Fluxo Max. CMS	Volume Total 10^6 L
FQ52	33.96	0.057	3.400	1.674
Sistema	33.96	0.057	3.400	1.674

Síntese do Fluxo dos Trechos

Trecho	Tipo	Fluxo Maximo CMS	Inst. da Max Ocorrência dia h:min	Veloc Máxima m/seg	Fluxo Max/ Cheio	Prof. Max/ Prof.
13-144	CONDUIT	0.362	0 00:10	4.27	0.25	0.34
03-13	CONDUIT	1.218	0 00:07	4.72	1.00	1.00
12-03	CONDUIT	1.239	0 00:07	4.82	1.00	1.00
01-12	CONDUIT	2.410	0 00:10	4.75	0.51	0.50
01-07	CONDUIT	1.178	0 00:07	4.75	1.00	1.00
07-112	CONDUIT	1.469	0 00:10	4.38	0.24	0.34
16-112	CONDUIT	2.196	0 00:10	4.98	1.00	1.00
16-50	CONDUIT	2.704	0 00:10	4.41	0.88	0.73
50-FQ52	CONDUIT	3.400	0 00:10	10.04	0.41	0.45

Síntese da Sobrecarga nos Condutos

Condutos	Ambas Extrem.	Horas (cheio) Montante	Jusante	Horas Fluxo Acima Normal	Horas Capacid. Limitada
03-13	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13
12-03	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13
01-12	0.01	0.01	0.01	0.02	0.01
01-07	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13
16-112	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02

Início da Análise: Wed Jul 30 16:57:11 2014
Término da Análise: Wed Jul 30 16:57:11 2014
Tempo total decorrido: < 1 seg

Anexo VIII – Relatório produzido pelo SWMM para a “Rede Central 1” e “Rede Central - Trecho Final”

EPA STORM WATER MANAGEMENT MODEL - VERSION 5.0 (Build 5.0.022)
 Tradução para Português(Brasil) - LENHS UFPA - 2011
 Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento

 NOTA: O Resumo estatístico mostrado neste relatório é baseado
 em resultados encontrados a cada passo de tempo de processamento,
 não apenas para resultados para cada passo de tempo do relatório.

Opções de Análise

Unidades de Vazão..... CMS

Processos Modelados:

Chuva/Vazão SIM

Degelo da Neve NÃO

Águas Subterrâneas NÃO

Propagação de Fluxo SIM

Permitir Alagamento ... NÃO

Qualidade da Água NÃO

Método de Infiltração CURVE NUMBER

Modelo de Propagação de Fluxo ... STEADY

Data de Início MAY-03-2014 00:00:00

Data Final MAY-03-2014 06:00:00

Dias Antecedentes sem Chuva 0.0

Passo de Tempo do Relatório 00:15:00

Passo de Tempo do Período Chuvoso 00:05:00

Passo de Tempo do Período Seco ...01:00:00

Passo de Tempo de Propagação de Fluxo ... 30.00 sec

*****	Volume	Altura
Balanco Hídrico	hectare*m	mm
*****	-----	-----
Precipitação Total	0.232	14.318
Perdas por Evaporação	0.000	0.000
Perdas por Infiltração	0.073	4.496
Escoamento Superficial	0.175	10.808
Armazenamento Superficial Final	0.001	0.088
Erro de Continuidade (%)	-7.501	

*****	Volume	Volume
Continuidade da Propagação de Fluxo	hectare*m	10^6 L
*****	-----	-----
Afluência Período de Tempo Seco	0.000	0.000
Afluência Período Chuvoso	0.175	1.749
Afluência Águas Subterrâneas	0.000	0.000
Afluência RDII	0.000	0.000
Afluência Externa	0.000	0.000
Efluência Externa	0.082	0.824
Efluência Interna	0.093	0.925
Perdas por Armazenamento	0.000	0.000
Volume Inicial Armazenado	0.000	0.000
Volume Final Armazenado	0.000	0.000
Erro de Continuidade (%)	0.000	

 Índices da Maior Instabilidade de Fluxo

 Todos os trechos são estáveis.

 Resumo do Passo de Tempo de Propagação

Passo de Tempo Mínimo	:	30.00 seg
Passo de Tempo Médio	:	30.00 seg
Passo de Tempo Máximo	:	30.00 seg
Porcentagem em Regime Permanente	:	0.00
Média de Iterações por Passo	:	1.00

Continuação do Anexo VIII – Relatório produzido pelo SWMM para a “Rede Central 1” e
“Rede Central - Trecho Final”

Síntese do Escoamento Superficial por Sub-bacia

Sub-bacia	Precip Total mm	Aflu Total mm	Evap Total mm	Infil Total mm	Runoff Total mm	Runoff Total 10^6 L	Pico Runoff CMS	Coef Runoff
BC11.1	19.92	0.00	0.00	0.00	20.57	0.00	0.00	1.033
BC11	19.92	0.00	0.00	3.88	16.38	0.09	0.08	0.822
BC11.4	19.92	0.00	0.00	0.67	21.03	0.03	0.08	1.056
BC11.3	19.92	0.00	0.00	5.40	15.51	0.01	0.01	0.779
BC12	19.92	0.00	0.00	5.38	16.40	0.16	0.46	0.823
BC13	19.92	0.00	0.00	9.65	10.92	0.01	0.02	0.548
BC14	19.92	0.00	0.00	5.93	15.65	0.16	0.49	0.786
BC15	19.92	0.00	0.00	4.05	17.82	0.80	1.85	0.895
BC16	19.92	0.00	0.00	5.91	15.40	0.01	0.04	0.773
BC17	19.92	0.00	0.00	2.39	19.01	0.00	0.01	0.954
BC18	19.92	0.00	0.00	0.16	20.04	0.00	0.01	1.006
BC19	19.92	0.00	0.00	0.52	19.60	0.00	0.00	0.984
BC20	19.92	0.00	0.00	1.60	19.26	0.04	0.13	0.967
BC21	19.92	0.00	0.00	3.88	18.19	0.02	0.06	0.913
BC22	19.92	0.00	0.00	6.86	14.54	0.07	0.22	0.730
BC25	19.92	0.00	0.00	6.04	15.41	0.07	0.22	0.773
BC25.1	19.92	0.00	0.00	16.89	3.22	0.00	0.00	0.162
BC26	19.92	0.00	0.00	17.60	2.41	0.00	0.00	0.121
BC27	19.92	0.00	0.00	8.63	12.05	0.03	0.10	0.605
BC28	19.92	0.00	0.00	14.63	5.52	0.04	0.13	0.277
BC67	5.93	0.00	0.00	2.77	3.43	0.02	0.06	0.578
BC69	5.93	0.00	0.00	2.97	3.06	0.18	0.30	0.516

Síntese da Profundidade de Água dos Nós

Nó	Tipo	Prof. Média Metros	Prof. Máxima Metros	Piez. Máxima Metros	Instante Max Ocorrência dia h:min
Q11AP01	JUNCTION	0.00	0.04	595.80	0 00:10
Q11AP02	JUNCTION	0.00	0.04	595.51	0 00:10
Q11AP03	JUNCTION	0.02	0.16	595.42	0 00:10
Q10AP01	JUNCTION	0.02	0.16	595.20	0 00:10
Q10AP02	JUNCTION	0.03	0.24	594.77	0 00:10
Q10AP05	JUNCTION	0.03	0.41	594.11	0 00:10
Q10AP07	JUNCTION	0.03	0.41	592.78	0 00:10
Q10AP09	JUNCTION	0.03	0.60	590.96	0 00:09
Q11AP05	JUNCTION	0.04	0.60	589.63	0 00:06
Q11AP06	JUNCTION	0.04	0.60	589.29	0 00:06
Q11AP07	JUNCTION	0.07	0.60	589.15	0 00:05
Q11AP08	JUNCTION	0.07	0.60	589.14	0 00:05
Q11AP09	JUNCTION	0.03	0.20	588.24	0 00:10
Q11AP10	JUNCTION	0.06	0.60	587.45	0 00:09
Q11AP15	JUNCTION	0.06	0.60	587.41	0 00:09
Q12AP57	JUNCTION	0.04	0.35	583.43	0 00:10
Q12AP49	JUNCTION	0.05	0.56	582.63	0 00:10
Q12AP53	JUNCTION	0.05	0.56	582.39	0 00:10
Q13AP08	JUNCTION	0.05	0.59	580.19	0 00:10
Q13AP04	JUNCTION	0.05	0.59	579.71	0 00:10
Q14AP10	JUNCTION	0.04	0.54	578.67	0 00:10
Q14AP05	JUNCTION	0.05	0.80	578.22	0 00:10
Q15ES14	JUNCTION	0.05	0.80	577.78	0 00:09
Q33AP27	JUNCTION	0.05	0.80	577.04	0 00:09
Q35AP53	JUNCTION	0.06	0.47	576.12	0 00:09
Q33AP26	JUNCTION	0.06	0.47	576.46	0 00:09
OC	OUTFALL	0.03	0.26	575.26	0 00:09

Síntese do Fluxo de Entrada nos Nós

Continuação do Anexo VIII – Relatório produzido pelo SWMM para a “Rede Central 1” e
“Rede Central - Trecho Final”

Nó	Tipo	Fluxo Máximo Lateral CMS	Fluxo Máximo Total CMS	Instante da Max Ocorr. dia h:min	Volume Lateral 10^6 L	Volume Total 10^6 L
Q11AP01	JUNCTION	0.004	0.004	0 00:10	0.001	0.001
Q11AP02	JUNCTION	0.000	0.004	0 00:10	0.000	0.001
Q11AP03	JUNCTION	0.076	0.080	0 00:10	0.089	0.090
Q10AP01	JUNCTION	0.008	0.088	0 00:10	0.005	0.095
Q10AP02	JUNCTION	0.082	0.170	0 00:10	0.027	0.122
Q10AP05	JUNCTION	0.461	0.631	0 00:10	0.161	0.283
Q10AP07	JUNCTION	0.017	0.648	0 00:10	0.005	0.288
Q10AP09	JUNCTION	0.494	1.143	0 00:10	0.164	0.453
Q11AP05	JUNCTION	1.849	2.760	0 00:10	0.798	1.235
Q11AP06	JUNCTION	0.039	0.900	0 00:10	0.013	0.758
Q11AP07	JUNCTION	0.010	0.910	0 00:10	0.003	0.761
Q11AP08	JUNCTION	0.014	0.229	0 00:10	0.004	0.357
Q11AP09	JUNCTION	0.001	0.230	0 00:10	0.000	0.357
Q11AP10	JUNCTION	0.129	0.359	0 00:10	0.040	0.397
Q11AP15	JUNCTION	0.060	0.383	0 00:10	0.021	0.415
Q12AP57	JUNCTION	0.216	0.598	0 00:10	0.073	0.487
Q12AP49	JUNCTION	0.000	0.598	0 00:10	0.000	0.487
Q12AP53	JUNCTION	0.217	0.815	0 00:10	0.072	0.559
Q13AP08	JUNCTION	0.003	0.818	0 00:10	0.001	0.560
Q13AP04	JUNCTION	0.001	0.819	0 00:10	0.000	0.560
Q14AP10	JUNCTION	0.098	0.916	0 00:10	0.030	0.590
Q14AP05	JUNCTION	0.133	1.049	0 00:10	0.041	0.631
Q15ES14	JUNCTION	0.000	1.025	0 00:10	0.000	0.630
Q33AP27	JUNCTION	0.062	0.911	0 00:09	0.025	0.648
Q35AP53	JUNCTION	0.000	0.911	0 00:09	0.000	0.824
Q33AP26	JUNCTION	0.305	0.911	0 00:09	0.176	0.824
OC	OUTFALL	0.000	0.911	0 00:09	0.000	0.824

Síntese da Sobrecarga no Nó

Sobrecarga ocorre quando a água ultrapassa a geratriz superior do conduto mais alto.

Nó	Tipo	Horas Sobrecarga	Altura Max. Acima Crista Metros	Prof. Min. Abaixo Borda Metros
Q10AP09	JUNCTION	0.05	0.000	0.000
Q11AP05	JUNCTION	0.14	0.000	0.000
Q11AP06	JUNCTION	0.13	0.000	0.000
Q11AP07	JUNCTION	0.26	0.000	0.000
Q11AP08	JUNCTION	0.25	0.000	0.000
Q11AP10	JUNCTION	0.05	0.000	0.000
Q11AP15	JUNCTION	0.04	0.000	0.000
Q14AP05	JUNCTION	0.02	0.000	0.000
Q15ES14	JUNCTION	0.04	0.000	0.000

Síntese da Inundação no Nó

Inundação se refere a toda água que transborda um nó, alagando ou não.

Nó	Horas Inundação	Vazão Maxima CMS	Instante Max Ocorrência dia h:min	Volume Total Inundado 10^6 L	Volume Máximo Alagado 1000 m3
Q10AP09	0.05	0.181	0 00:10	0.015	0.000
Q11AP05	0.14	1.826	0 00:10	0.490	0.000
Q11AP07	0.26	0.694	0 00:10	0.409	0.000
Q11AP10	0.05	0.029	0 00:10	0.003	0.000
Q14AP05	0.02	0.012	0 00:10	0.001	0.000
Q15ES14	0.04	0.092	0 00:10	0.007	0.000

Síntese da Capacidade de Efluência do Exutório

Continuação do Anexo VIII – Relatório produzido pelo SWMM para a “Rede Central 1” e
“Rede Central - Trecho Final”

Nó exutório	Freq. %	Fluxo Med. CMS	Fluxo Max. CMS	Volume Total 10^6 L
OC	98.61	0.039	0.911	0.824
Sistema	98.61	0.039	0.911	0.824

Síntese do Fluxo dos Trechos

Trecho	Tipo	Fluxo Maximo CMS	Inst. da Max Ocorrência dia h:min	Veloc Máxima m/seg	Fluxo Max/ Cheio	Prof. Max/ Prof.
01-02	CONDUIT	0.004	0 00:10	0.73	0.02	0.09
02-03	CONDUIT	0.004	0 00:10	0.86	0.01	0.08
01-03	CONDUIT	0.080	0 00:10	1.73	0.33	0.40
1-2	CONDUIT	0.088	0 00:10	4.15	0.11	0.23
02-05	CONDUIT	0.170	0 00:10	2.12	0.69	0.61
05-07	CONDUIT	0.631	0 00:10	3.10	0.80	0.68
07-09	CONDUIT	0.648	0 00:10	3.64	0.68	0.60
05-09	CONDUIT	0.911	0 00:09	3.65	1.00	1.00
05-06	CONDUIT	0.862	0 00:06	3.45	1.00	1.00
06-07	CONDUIT	0.900	0 00:10	5.45	0.61	0.57
07-08	CONDUIT	0.214	0 00:05	0.86	1.00	1.00
08-09	CONDUIT	0.229	0 00:10	3.01	0.21	0.31
09-10	CONDUIT	0.230	0 00:10	2.77	0.24	0.33
10-15	CONDUIT	0.323	0 00:09	1.30	1.00	1.00
15-57	CONDUIT	0.383	0 00:10	4.36	0.26	0.35
49-57	CONDUIT	0.598	0 00:10	2.80	0.40	0.44
49-53	CONDUIT	0.598	0 00:10	1.59	0.84	0.70
08-53	CONDUIT	0.815	0 00:10	4.01	0.37	0.42
04-08	CONDUIT	0.818	0 00:10	2.05	0.90	0.74
04-10	CONDUIT	0.819	0 00:10	2.80	0.61	0.56
05-10	CONDUIT	0.916	0 00:10	2.55	0.79	0.67
05-14	CONDUIT	1.025	0 00:10	2.32	1.00	1.00
14-27	CONDUIT	0.911	0 00:09	2.07	1.00	1.00
26-27	CONDUIT	0.911	0 00:09	4.00	0.08	0.19
26-53	CONDUIT	0.911	0 00:09	1.93	0.21	0.31
53-OC	CONDUIT	0.911	0 00:09	3.44	0.02	0.11

Síntese da Sobrecarga nos Condutos

Condutos	----- Ambas Extrem.	Horas (cheio) Montante	----- Jusante	Horas Fluxo Acima Normal	Horas Capacid. Limitada
05-09	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
05-06	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13
07-08	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
10-15	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
05-14	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
14-27	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03

Início da Análise: Sun Sep 21 23:40:47 2014
Término da Análise: Sun Sep 21 23:40:47 2014
Tempo total decorrido: < 1 seg