



Universidade Federal do Rio de Janeiro
Escola Politécnica & Escola de Química
Programa de Engenharia Ambiental

Keilla Böehler Ferreira

Aplicabilidade de tipos de sistemas urbanos de esgotamento sanitário em função de
variáveis climáticas e topográficas

Rio de Janeiro
2013



UFRJ

Keilla Böehler Ferreira

Aplicabilidade de tipos de sistemas urbanos de esgotamento sanitário em função de variáveis climáticas e topográficas

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Engenharia Ambiental, Escola Politécnica & Escola de Química, Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos à obtenção do título de Mestre em Engenharia Ambiental.

Orientadores: Isaac Volschan, Marcelo Miguez

Rio de Janeiro

2013

Ferreira, Keilla.

Aplicabilidade dos tipos de sistemas urbanos de esgotamento em função das variáveis climáticas, topográficas e de ocupação do solo / Keilla Boehler Ferreira _ 2012.

f. : il. 30 cm

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica e Escola de Química, Programa de Engenharia Ambiental, Rio de Janeiro, 2012.

Orientador: Isaac Volschan e Marcelo Miguez

1. Sistemas de Esgotamento Sanitário. 2. Sistema Separador. 3. Sistema Unitário. 4. Drenagem Pluvial. I. Volschan Jr., Isaac. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Escola Politécnica e Escola de Química. III. Título.



UFRJ

Aplicabilidade de tipos de sistemas urbanos de esgotamento sanitário em função de variáveis climáticas e topográficas

Keilla Böehler Ferreira

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Engenharia Ambiental, Escola Politécnica & Escola de Química, Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos à obtenção do título de Mestre em Engenharia Ambiental.

Aprovada pela Banca:

Paulo Roberto Ferreira Carneiro, *PD* – PROURB/FAU/UFRJ

Monica Maria Pena, *D.Sc* – POLI/UFRJ

Iene Christie Figueiredo, *D.Sc* – PEA/UFRJ

Rio de Janeiro
2013

Ao meu esposo

AGRADECIMENTOS

Ao professor Isaac Volshan (orientador), pela oportunidade de dissertar sobre um tema pelo qual realmente tenho apreço, os projetos de infraestrutura urbana.

Ao professor Miguez (coorientador), pela atenção e otimismo;

A Leandro Martini, da empresa SANEGRAPH pela concessão de licença do programa computacional DRENAR, assistência, e sobretudo pela dedicação em sanar as questões levantadas;

A André Luiz Neves de Souza (esposo) pela participação, apoio e compreensão no trabalho, atuando como parceiro em drenagem e projetos em geral;

Ao Programa de Pós-graduação Stricto Sensu em Engenharia Ambiental PEA pela oportunidade de me graduar;

A secretaria do PEA pelo apoio nas questões acadêmico-administrativas;

Ao anterior e o atual gestor no trabalho pela compreensão e concessão para visitas à UFRJ;

Aos colegas em geral, por sermos um vetor no movimento técnico-científico, área de saneamento;

Aos amigos conquistados pelo apoio e pela companhia de excelentes profissionais sempre buscando algo mais.

RESUMO

FERREIRA, Keilla Böehler. **Aplicabilidade de tipos de sistemas urbanos de esgotamento sanitário em função de variáveis climáticas e topográficas**. Rio de Janeiro, 2013. Dissertação (Mestrado) – Programa de Engenharia Ambiental, Escola Politécnica e Escola de Química, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

O Brasil apresenta grande déficit de cobertura de sistemas de esgotamento sanitário urbanos. Em 2010, o índice de atendimento de coleta de esgotos é 53,5% e apenas 37,9% de tratamento de esgotos. Enquanto isso, as áreas urbanas desprovidas de sistema separador absoluto completo utilizam a rede de drenagem urbana, para escoamento dos esgotos, resultando em descargas de efluentes sem tratamento nos corpos hídricos. Devido a este déficit e restrições econômicas, soluções de engenharia alternativas têm sido propostas no Brasil para aumentar a cobertura de esgoto e/ou para proteger a qualidade da água. Sob esse contexto, este trabalho discute aspectos técnicos e econômicos relacionados com a aplicação de sistemas de esgotamento separadores e unitários em 18 cenários. Os cenários propostos apresentam diferentes configurações de topografia, intensidade pluviométrica e densidade populacional. Foram utilizados programas computacionais para projeto e dimensionamento dos sistemas. Os resultados foram analisados sob o aspecto técnico, ambiental e econômico e a partir dos critérios e parâmetros das concepções de sistemas de esgotamento, além das restrições ambientais legais. Em termos econômicos observou-se que o sistema separador apresentou-se vantajoso para todos os cenários, porém, dada a complexidade dos sistemas, a adoção de outros critérios e parâmetros pode gerar resultados diferentes.

Palavras-chave: sistemas de esgotamento; drenagem pluvial;

ABSTRACT

FERREIRA, Keilla Boehler. **Applicability of urban sewage designs depending on climatic and topographic variables**. Rio de Janeiro, 2013. Dissertation (Master) - Environmental Engineering Program, Polytechnic and Chemical School, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

Brazil shows a big deficit on urban sewage coverage. In 2010, sewage network coverage was 53,5% and sewage treatment was only 37,9%. While this, urban areas lacking a separate system uses the stormwater network for disposal of sewage, resulting in discharges of mixed effluents on water bodies without any treatment. Due this big deficit, alternatives solutions are being proposed to increase the sewage coverage and/or assure water quality. Under this context, the work discuss technical and economic aspects related to the application of separate and combined systems into 18 different scenarios. The proposed scenarios show different parameters of topography, rainfall intensity and population density. Software were used to design the systems. The results were analyzed under technical, environmental and economic aspects from the sewage system conception criteria, moreover legal environmental restrictions. In economic analysis one could observe that the separate system were advantageous for all scenarios, however due to the complexity of designs, the use of other criteria and parameters can result in different conclusions.

Kew-words: combined sewer systems; urban drainage; combined sewer systems

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1	Esquema de sistema de esgotamento unitário	7
Figura 2	Esquema do sistema de esgotamento separador absoluto.....	8
Figura 3	Municípios com e sem sistema de esgotamento e expansão dos sistemas separador absoluto e unitário.....	10
Figura 4	Comparativo projeto de coletores para terrenos com diferentes declividade	31
Figura 5	Hidrograma de bacia antes da urbanização (rural) e após a urbanização.....	33
Figura 6	Arruamento padrão.....	62
Figura 7	Perfis dos terrenos plano (perfil 1), ondulado (perfil 2) e forte ondulado (perfil 3). 65	
Figura 8	Terreno plano – curvas de nível em intervalos de 2 metros.....	66
Figura 9	Terreno plano – classes de declividades	66
Figura 10	Terreno ondulado – curvas de nível em intervalos de 2 metros.....	67
Figura 11	Terreno ondulado – classes de declividades	68
Figura 12	Terreno forte ondulado – curvas de nível em intervalos de 2 metros.....	68
Figura 13	Terreno forte ondulado – classes de declividades	69
Figura 14	Bacia de escoamento	70
Figura 15	Traçado das redes de esgoto	77
Figura 16	Traçado das bacias de contribuição para traçado urbano composto	80
Figura 17	Destaque dos coletores A, B e C, base da análise do desempenho hidráulico.	87
Figura 18	Traçado redes coletoras do SEP-ESG – destaque coletores 15 e 35 (cenário 1) 95	
Figura 19	Traçado redes coletoras do SEP-ESG – destaque alterações nos coletores 15 e 35 (cenário 3)	95
Figura 20	Pontos de deságue do Sistema SEP-DRE projetado para o cenário 11	98
Figura 21	Pontos de localização dos dispositivos de armazenamento, estação elevatória, recalque e estação de tratamento.....	116

LISTA DE TABELAS

Tabela 1	Estimativa da geração de esgotos - Rua de extensão de 100 m e lotes adjacentes	20
Tabela 2	Estimativa da geração de águas pluviais - Rua de extensão de 100 m e lotes adjacentes	21
Tabela 3	Concentração de poluentes nos efluentes e valores de referencia	35
Tabela 4	Concentração de DBO em efluentes do sistema unitário e limites da legislação	36
Tabela 5	Declividades e velocidades associadas a diâmetros de condução de vazões mistas	54
Tabela 6	Coeficientes da equação de amplificação do padrão topográfico A e B.....	63
Tabela 7	Declividades obtidas redução do padrão topográfico.....	64
Tabela 8	Declividades obtidas para ampliação do padrão topográfico	64
Tabela 9	Alteração do terreno original.....	65
Tabela 10	Parâmetros morfométricos dos terrenos.....	69
Tabela 11	Intensidades pluviométricas das regiões brasileiras	71
Tabela 12	Intensidades pluviométricas das regiões selecionadas.....	71
Tabela 13	Densidades populacionais adotadas e extensões médias de ruas (na RMSP) .	72
Tabela 14	População de projeto.....	73
Tabela 15	Configuração cenários.....	74
Tabela 16	Taxa de contribuição linear de esgotos com as diferentes densidades de ocupação	76
Tabela 17	Vazões dos projetos para cenários selecionados	92
Tabela 18	Proporção das vazões dos sistemas para o cenário 1	92
Tabela 19	Extensões de rede dos sistemas para cenários selecionados	94
Tabela 20	Número de coletores e trechos dos sistemas para cenários selecionados	97
Tabela 21	Vazão, declividade e diâmetros projetados para os cenários 1, 3 e 5.....	103
Tabela 22	Vazão, declividade e diâmetros projetados para os cenários 14, 16 e 18.....	104
Tabela 23	Diâmetros e velocidades projetados para os cenários 6 e 14	106
Tabela 24	Declividades, tensões trativas e profundidades finais projetados para os cenários 1, 7 e 13	108
Tabela 25	Quantitativos dos sistemas para cenários selecionados	112
Tabela 26	Dispositivos empregados para os sistemas e eficiência de remoção de carga orgânica - cenário 1	117
Tabela 27	Custos redes coletoras para os cenários 5 e 14	119
Tabela 28	Comparativo custos das redes coletoras dos sistemas – todos os cenários...	120
Tabela 29	Resumo dos custos dos dispositivos cenários selecionados 14 e 5.....	125
Tabela 30	Resumo dos custos dos dispositivos para todos os cenários.....	126
Tabela 31	Composição dos custos do sistema separador para os diversos cenários.....	128
Tabela 32	Composição dos custos do sistema UNrst para os diversos cenários	130

Tabela 33	Composição dos custos do sistema UNple para os diversos cenários.....	132
Tabela 34	Composição dos custos do sistema APUesg para os diversos cenários	133
Tabela 35	Classificação dos sistemas conforme análise ambiental.....	135
Tabela 36	Classificação dos sistemas conforme análise econômica.....	136
Tabela 37	Relação de custo entre o sistema SEP e o UNple	137

LISTA DE QUADROS

Quadro 1	Materiais de tubulações para redes coletoras de esgotos e utilização.....	23
Quadro 2	Configuração dos cenários	61
Quadro 3	Dispositivos de tratamento/controlado empregados para os sistemas por tipo de efluente	100
Quadro 4	Classificação dos sistemas conforme análise técnica.....	135

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação (1)	39
Equação (2)	40
Equação (3)	41
Equação (4)	46
Equação (5)	51
Equação (6)	55
Equação (7)	88

Sumário

1	Introdução.....	1
1.1	Motivação.....	3
1.2	Objetivos	3
2	Fundamentação Teórica	4
2.1	Sistemas Urbanos de Esgotamento	4
2.2	Sistemas de Esgotamento Sanitário.....	4
2.2.1	Tipos de sistemas de esgotamento	7
2.2.2	Situação do esgotamento sanitário no Brasil	9
2.3	Sistemas de Drenagem	10
2.3.1	Tipos de sistema de drenagem.....	13
2.3.2	Situação da drenagem urbana no Brasil.....	13
2.4	Interconexão entre sistemas de esgotamento sanitário e de drenagem	14
2.5	Parâmetros e Critérios Usuais de Projetos de Sistemas de Esgotamento	19
2.5.1	Vazões	19
2.5.2	Diâmetro dos Coletores	22
2.5.3	Tensão Trativa.....	24
2.5.4	Pavimentação das ruas	26
2.5.5	Extensão dos Coletores.....	27
2.5.6	Tratamento e destinação	28
2.6	Fatores que influenciam na funcionalidade dos sistemas	30
2.6.1	Influência do regime pluviométrico.....	30
2.6.2	Influência da topografia	31
2.6.3	Influência da densidade populacional.....	32
2.6.4	Legislação e Restrições ambientais.....	33
2.6.5	Parâmetros e Critérios do Sistema Separador Absoluto	39
2.6.6	Parâmetros e Critérios do Sistema Unitário	52
2.6.7	Sistema Unitário Capacidade Plena – condução de toda a vazão de águas pluviais e esgotos	56
2.6.8	Parâmetros e Critérios do Sistema de Águas Pluviais Urbanas – condução de esgotos pelo sistema de drenagem pluvial.....	57
3	Metodologia	59
3.1	Hipóteses de soluções para o esgotamento sanitário.....	59
3.2	Caracterização das áreas de estudo	61
3.2.1	Seleção de área e arruamento padrão	62
3.2.2	Amplificação do padrão topográfico.....	62
3.2.3	Caracterização dos terrenos projetados	65
3.2.4	Planta de escoamento da bacia.....	69

3.2.5	Determinação das precipitações de projeto.....	70
3.3	Determinação da população de projeto.....	71
3.4	Delineamento dos Cenários de Projeto.....	73
3.5	Projetos dos sistemas urbanos de esgotamento.....	74
3.5.1	Projeto do Sistema Separador Absoluto - Esgotamento Sanitário.....	75
3.5.2	Projeto do Sistema Separador – Drenagem Pluvial.....	79
3.5.3	Projeto do Sistema Unitário Capacidade Restrita.....	82
3.5.4	Projeto do Sistema Unitário Capacidade Plena.....	84
3.5.5	Projeto do Sistema de Águas Pluviais Urbanas conduzindo esgotos.....	85
3.6	Comparativo entre os sistemas.....	85
4	Resultados.....	89
4.1	Análise Técnica.....	90
4.1.1	Análise geométrica - Traçado das redes e dispositivos empregados.....	90
4.1.2	Desempenho hidráulico.....	100
4.1.3	Análise dos Quantitativos dos Projetos.....	109
4.2	Análise Ambiental.....	113
4.2.1	Eficiência do tratamento e Lançamento.....	113
4.3	Análise econômica.....	118
4.3.1	Custos da rede.....	118
4.3.2	Custos dos dispositivos de controle das cheias/poluição.....	121
4.3.3	Custos totais.....	127
4.3.4	Análise conjunta das soluções de esgotamento projetadas.....	134
5	Conclusão.....	138
6	Referências Bibliográficas.....	141
	Apêndice A – Projetos dos Sistemas Separadores Absolutos – Esgotamento Sanitário – Plantas.....	143
	Apêndice B – Projetos dos Sistemas Separadores Absolutos – Drenagem Pluvial – Plantas.....	153
	Apêndice C – Projetos dos Sistemas Unitários – Unitário Capacidade Restrita e Unitário Capacidade Plena – Plantas.....	160
	Apêndice D – Geometria das Redes.....	179
	Apêndice E – Desempenho Hidráulico.....	183
	Apêndice F – Quantitativos.....	188
	Apêndice G – Custos.....	193

1 Introdução

As ações de saneamento, além de obras de promoção de saúde, são serviços públicos prestados à população. O saneamento básico é entendido como o conjunto de serviços, infraestruturas e instalações operacionais de abastecimento de água potável, limpeza urbana e manejo de resíduos sólidos, esgotamento sanitário, drenagem e manejo de águas pluviais urbanas.

A partir da visão da intrínseca relação entre o abastecimento de água e a geração de esgotos, é observado um grande déficit de sistemas de esgotamento no Brasil. Embora a expansão dos sistemas públicos de abastecimento de água tenha permitido o atendimento a 92,5% da população urbana em 2010 (SNIS, 2012), e conseqüentemente, induzido a maior geração de esgotos sanitários, os mesmos investimentos, necessários à expansão dos sistemas urbanos de esgotamento sanitário, não foram promovidos, alcançando apenas 53,5% dessa população.

Das tipologias de sistemas de esgotamento existentes tem-se como básicas o sistema separador absoluto e o sistema unitário. Depreende-se no campo técnico, que o sistema separador absoluto é o mais adaptável às condições brasileiras, aspecto ratificado pelas disposições das regulamentações vigentes. Esse último é composto dos sistemas de esgotamento sanitário e de drenagem de águas pluviais.

Hoje, observa-se uma disparidade na forma como é instalado o sistema de esgotamento sanitário separador absoluto. A maioria das cidades, ao mesmo tempo que têm suas ruas pavimentadas, são dotadas de sistema de drenagem pluvial. Já a instalação dos sistemas de esgotamento é retardada por diversas justificativas.

Os sistemas de drenagem pluvial urbana abrangem cerca de 99,4% do território, sendo que 94,4% dos municípios são dotados de ruas pavimentadas, situação em que o escoamento superficial é incrementado. De acordo com a Pesquisa Nacional de Saneamento Básico de 2008 (IBGE, 2010), esses dispõem de algum sistema de drenagem de águas pluviais, sendo o total dividido em 23,5% exclusivamente superficiais e 76,5% com dispositivos subterrâneos.

Segundo o IBGE (2010), no que se refere a esgotamento sanitário, considerando a coleta, o transporte, o tratamento e o destino final, o Brasil, hoje, dispõe de cerca de

55,2% do território coberto. Sendo que a pesquisa aponta como provido os municípios com quaisquer extensões ou eficiências dos sistemas. Das comunidades abastecidas por água, potenciais geradoras de esgoto, cerca de 71% dispõem de esgotamento sanitário. Porém, apenas cerca de 27% do esgoto gerado é coletado, e apenas 19% é tratado.

Alguns aspectos importantes da abrangência do saneamento, de forma geral, são as formas de descaracterização do sistema separador absoluto. Visto que alguns municípios adotam o sistema, mas este é implantado sem o componente sistema de esgotamento sanitário. A questão deve considerar o desprovimento de sistemas de coleta ou tratamento de esgotos em regiões urbanas que apresentam ocupação consolidada, face à necessidade de se prover infraestrutura a regiões passíveis de ocupação.

Apesar da legislação vigente preconizar a distinção de esgotos sanitários e águas pluviais, sistemas separadores absolutos instalados promovem aporte de esgotos nas redes de drenagem e vice-versa. Destaca-se também o crescimento do emprego de sistemas unitários condominiais, até em bairros inteiros de municípios. Com a instituição de um marco regulatório como a Lei do Saneamento (Lei Federal 11.445, 2007), ressurge o tema como ponto crítico do desenvolvimento, da preservação do ambiente e sustentabilidade das sociedades.

É possível discutir o modelo de esgotamento sanitário adotado no âmbito do planejamento e instalação de sistemas de esgotamento sanitário, como é o caso de novos loteamentos em fase de concepção. Mas deve-se abranger os sistemas existentes, na busca de soluções coletivas urbanas eficientes de saneamento.

Em um quadro configurado por: regiões desprovidas de sistemas de esgotamento sanitário, em que o sistema de drenagem pluvial é utilizado para o afastamento dos esgotos, lançando os nos corpos hídricos; regiões desprovidas de sistemas de esgotamento, em que os sistemas de drenagem pluvial são utilizados mediante alguma regulamentação e controle; e regiões em que o sistema de esgotamento sanitário é implantado parcialmente, mas apresenta deficiências estruturais e de gestão; a busca por soluções de saneamento é imprescindível.

A discussão naturalmente se baseia nos modelos conceituais definidos como sistema separador absoluto e sistema unitário, mas considera o histórico de evolução dos sistemas de esgotamento urbano e as alternativas implementadas para o controle da poluição e promoção da condição social sadia. Assim, são propostas quatro hipóteses de solução para o esgotamento sanitário, pautadas nas questões postuladas na ampla discussão técnica estabelecida.

As soluções de esgotamento tem potencial de adequação às condições brasileiras, considerando os diferentes padrões topográficos, intensidades pluviométricas e adensamentos populacionais das regiões. Contudo, prevalece o critério do custo na escolha do tipo de sistema a ser instalado. Dessa forma, há uma perspectiva que o sistema de menor custo, desde que atenda às restrições ambientais e requisitos operacionais, seja recomendado.

1.1 Motivação

No contexto em que o país ainda apresenta enorme déficit em relação ao esgotamento sanitário das cidades, em que o modelo de sistema de esgotamento adotado atingiu um alto nível de descaracterização, é imprescindível que os investimentos necessários sejam resguardados quanto à otimização técnica e econômica das soluções de engenharia, considerando ainda outros aspectos inerentes e de natureza institucional, social e ambiental. Dessa forma deve ser averiguada a viabilidade técnica, econômica e ambiental de implantação dos diferentes tipos de sistemas urbanos de esgotamento.

Em direção à universalização do saneamento e considerando a urgência do atendimento das populações por esgotamento sanitário, acredita-se que o desenvolvimento dos estudos e soluções sobre o tema, melhor subsidiará as decisões de suprimento de esgotamento sanitário a regiões carentes desprovidas, ou com sistemas parcialmente implantados e a implantar.

1.2 Objetivos

O trabalho tem como objetivo geral avaliar técnica e economicamente diferentes soluções para o esgotamento sanitário de uma área urbana hipotética, sujeita a variações quanto a topografia, intensidade pluviométrica e adensamento populacional.

Como objetivos específicos pretende-se:

- Projetar e estimar os custos de investimento, para as quatro soluções propostas, para o esgotamento de uma área urbana hipotética, sujeitas a 18 diferentes cenários, resultantes da combinação de 3 padrões de topografia, 2 padrões de precipitação pluviométrica e 3 padrões de densidades de ocupação do território;
- Analisar componentes de natureza técnica e ambiental inerentes às quatro soluções propostas para o esgotamento da área urbana hipotética;
- Avaliar a influência exercida pelas variações da topografia, da intensidade de precipitação e da densidade populacional sobre o projeto e a estimativa de custos de investimento, para as quatro soluções de esgotamento sanitário propostas para a área urbana hipotética;

2 Fundamentação Teórica

2.1 Sistemas Urbanos de Esgotamento

A expressão esgotamento refere-se a ação de gastar até a extinção um recurso de uma fonte. Essa ação pode ser traduzida como captar, drenar e por fim esgotar. No caso do estudo dessa pesquisa, esgotar os volumes gerados pela precipitação pluviométrica e utilização doméstica ou industrial de água.

Neste trabalho, o esgotamento é definido de acordo com o efluente captado, sendo o efluente de origem doméstica e industrial, ou águas residuárias, chamado de sistema de esgotamento sanitário. Em se tratando de esgotamento de águas pluviais define-se como sistema de drenagem.

2.2 Sistemas de Esgotamento Sanitário

Os sistemas de esgotamento sanitário atuais advêm de um aprimoramento da tecnologia de afastamento das excretas de comunidades antigas. Sua evolução se deu a partir da necessidade evidenciada por epidemias no século XIV. Ao tempo que existiam drenos e galerias na Europa, era proibido o lançamento de excretas nestes. Consequentemente o material era disposto nas calçadas e carreado pelas chuvas (PEREIRA & SILVA, 2010).

Uma referência de sistema unitário de esgotamento foi o modelo francês “tout-à-l’égout”. Construído a partir de 1824, só começou a receber as excretas em 1880, constituído por grandes galerias que, além de transportarem águas servidas e

pluviais, recebiam todo o lixo urbano. Continham também sob suas abóbadas canalizações de água potável, entre outros serviços urbanos.

A Inglaterra, berço da Revolução Industrial, iniciada em meados do século XVIII, com as profundas transformações nas cidades e no campo decorrentes da ampliação da escala de produção, assistiu o conseqüente crescimento e concentração populacionais nas cidades. Houve reflexos na saúde pública, diversos surtos epidêmicos e aumento da morbimortalidade por doenças infecciosas e parasitárias, algo que trazia impactos negativos ao sistema de produção. O cólera, em 1826, se alastrou e se configurou como pandemia em toda a Europa, em 1831 resultou em 50.000 vítimas fatais. (METCALF & EDDY, 1977 *apud* NUVOLARI, 2011).

Um novo sistema de esgotos foi instalado em 1842, na Alemanha, recebendo contribuições pluviais, domésticas e eventualmente industriais. Para implantação no Rio de Janeiro, Brasil, entendeu-se que um sistema mais econômico receberia apenas as contribuições pluviais dos lotes, o conceito evoluiu ao ponto de passarem a ser implantados sistemas independentes para coleta das contribuições pluviais e águas residuárias em seguida (ALEM SOBRINHO & TSUTIYA, 1999).

Uma alternativa encontrada foi a criação de privadas com descarga hídrica, ideia patenteada havia bastante tempo, que apesar da praticidade ao facilitarem a dispersão dos dejetos, agravaram o problema de saúde pública no Século XIX. Outras soluções foram implementadas, como o uso de fossas sépticas, que logo apresentaram implicações. Apenas em 1915, em Londres, autorizou-se o lançamento de águas residuárias nas redes pluviais existentes (ALEM SOBRINHO & TSUTIYA, 1999).

Os sistemas de esgotamento sanitário são conjuntos de dispositivos de coleta, transporte, tratamento e destinação dos efluentes sanitários, oriundos de diversas atividades. São compostos por tubulações (redes), dispositivos de bombeamento e estruturas de tratamento. Destinam-se a afastar as águas residuárias da população, prover seu tratamento e adequação aos padrões de lançamento em corpos hídricos. Uma parcela importante das águas residuárias é composta por esgotos, portanto

concentram patógenos e poluentes nocivos à saúde das pessoas e ao ambiente, necessitando de tratamento para destinação em níveis de risco aceitáveis.

Nuvolari (2011) destaca que as finalidades dos sistemas relacionam-se a três aspectos: higiênico, para controle de doenças de veiculação hídrica; social, pela eliminação de odores desagradáveis e melhoria da qualidade de vida da população; e econômico, por aumento da produtividade, em geral, sem implicações de saúde ou ambientais.

Os sistemas de esgotamento se caracterizam como soluções coletivas para afastamento das águas servidas da população. Enquanto são direcionadas ao tratamento, são isoladas do meio em tubulações fechadas, tanto pelo potencial impacto à saúde e aos ecossistemas, quanto pelo incômodo provocado pelos processos químicos e biológicos que sofrem ao longo do transporte, exalando maus odores.

De acordo com sua concepção, são normalmente adotados em zonas urbanas onde se inviabilizam soluções individuais para tratamento dos esgotos. Tais soluções demandariam espaço físico nos lotes e normalmente apresentam baixa eficiência na remoção de elementos poluentes. O tratamento normalmente é feito em unidade central, estrategicamente posicionada, cuja construção envolve altos custos, mas torna-se viável quando comparados os níveis de eficiência na depuração com as soluções individuais, como fossas sépticas.

De acordo com Além Sobrinho & Tsutiya (1999) os sistemas de esgotamento sanitário são compostos pelas redes coletoras, que recebem águas residuárias ao longo de sua extensão, e passam a conduzi-las; os interceptores que recebem o efluente das redes; sifões invertidos que realizam a transposição de obstáculos, conduzindo o fluido sob pressão; estações elevatórias, destinadas a transferir as águas residuárias de uma cota baixa a outra alta; emissários que as conduzem ao tratamento e/ou lançamento; e, por fim, a estação de tratamento destinada à depuração das águas para lançamento.

O esgotamento é realizado prioritariamente por condutos livres, sendo empregados condutos forçados em pontos críticos de escoamento. Os volumes são escoados por

um sistema de condutos e dispositivos interligados de modo a serem direcionados ao tratamento e destinação adequadas.

2.2.1 Tipos de sistemas de esgotamento

Da concepção básica dos sistemas urbanos de esgotamento sanitário destacam-se dois tipos: o sistema unitário e o sistema separador absoluto. Apesar da variabilidade encontrada em um mesmo bairro ou município, são definidos tipos padrão, associados às definições preconizadas em modelos. Essas definições se baseiam, prioritariamente, em um modelo que reúne águas residuárias e pluviais ou outro que as separa.

No sistema de esgotamento unitário, os esgotos sanitários e águas pluviais de regiões urbanas são coletados, conduzidos e tratados de forma conjunta e integrada. Nesse, um único sistema de tubulações reúne as águas residuárias, as águas de infiltração e as águas pluviais. Este sistema será denominado por sistema unitário, nessa obra.

Nos sistemas unitários, é pressuposto que as águas de chuva não possuem concentrações significativas de poluentes, e teriam um efeito positivo de diluição do esgoto sanitário. O controle desses sistemas objetiva, principalmente, a redução do risco hidráulico com o emprego de extravasores de cheia, que despejam nos corpos hídricos as águas que excedem a capacidade de condução do sistema. O risco ambiental e o seu controle está, portanto, associado ao grau mínimo de diluição do esgoto sanitário para o qual é considerado aceitável iniciar o despejo das águas mistas (ARTINA, et al., 1997).

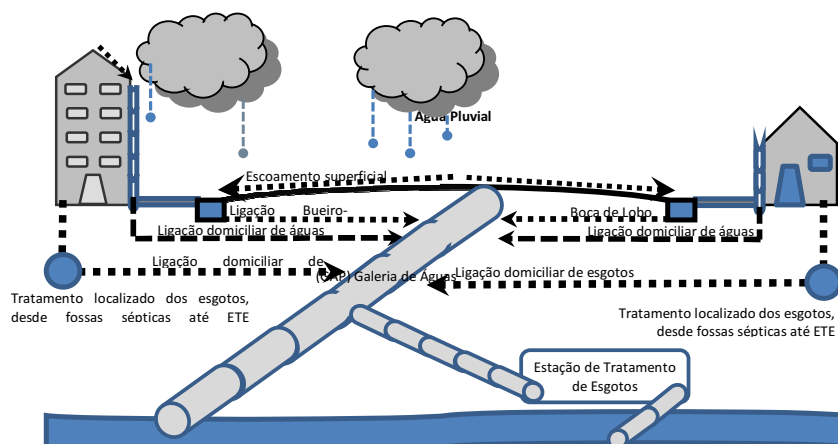


Figura 1 Esquema de sistema de esgotamento unitário

Fonte: Notas de Aula da disciplina Poluição e Qualidade das Águas - PEA/UFRJ

No sistema de esgotamento separador absoluto, esgotos sanitários e águas pluviais são coletados por sistemas independentes. Um conjunto de tubulações conduz exclusivamente esgotos sanitários e as águas de infiltração, sendo necessária a instalação de sistemas de drenagem pluvial para condução das águas pluviais em paralelo. Este sistema será denominado sistema separador absoluto, nessa obra.

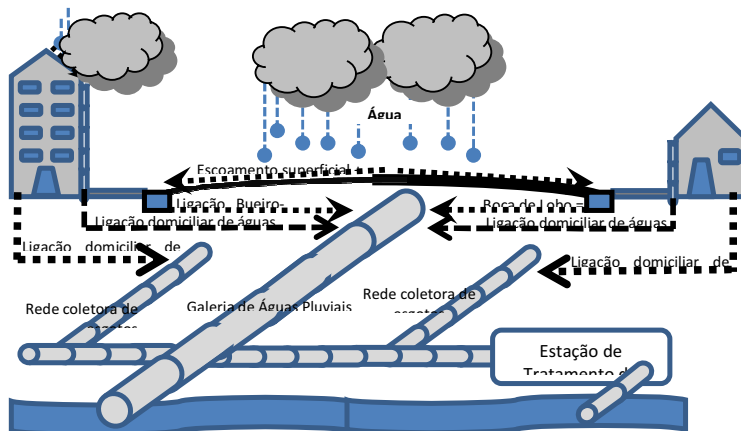


Figura 2 Esquema do sistema de esgotamento separador absoluto

Fonte: Notas de Aula da disciplina Poluição e Qualidade das Águas - PEA/UFRJ

Ainda é possível citar o denominado sistema separador parcial, que conduz, além das águas residuárias, as águas pluviais provenientes de telhados e pátios e águas de infiltração para um único sistema de condutos. De acordo com diversos autores, este sistema não é mais significativamente empregado nos dias atuais.

Para projeção de um sistema de esgotamento para uma determinada região são desenvolvidos estudos de concepção. Estes são baseados em levantamento de informações sobre demografia, localização e infraestrutura existentes, entre outros, necessárias ao dimensionamento de sistemas adequados às características do local. Com base nesses estudos é possível adotar a opção mais eficiente à coleta e destinação dos efluentes gerados.

Segundo a literatura corrente, a adoção dos diferentes tipos de sistemas, separador absoluto ou unitário está relacionada, principalmente, ao regime pluviométrico da região de projeto. Sistemas unitários são empregados em regiões de clima temperado, que possuem regime pluviométrico caracterizado por chuvas de baixa intensidade, grande frequência e longa duração. Regiões de clima tropical, que

apresentam regimes pluviométricos marcados por chuvas de grande intensidade e curta duração, são usualmente atendidas por sistemas do tipo separador absoluto.

Uma justificativa para a adoção de sistemas separadores absolutos, em regiões tropicais, é o fato de que eventuais sistemas unitários, possuindo grandes seções de escoamento, para atendimento aos elevados e pouco recorrentes picos pluviométricos, seriam hidráulicamente subutilizados na maior parte do tempo. No entanto, ressalta-se que, se vistos sob esse aspecto, o mesmo acontece com os sistemas de drenagem.

O sistema unitário é o mais antigo e apresenta bom desempenho nos países situados em regiões de clima temperado, onde é mais empregado. Tsutiya (2009) cita que a área de abrangência em países como Espanha chega a 96%, França e Holanda até 75%, Inglaterra a 70%, além Alemanha e Itália a 67% e 60%, respectivamente. O regime pluviométrico dessas regiões proporciona um volume constante a ser escoado.

2.2.2 Situação do esgotamento sanitário no Brasil

No Brasil é tradicionalmente adotada a implementação de sistemas separadores absolutos. Isso decorre da adoção desse sistema como ideal ou mais eficiente nas condições climatológicas brasileiras. Essa prática é ratificada pela regulamentação vigente, a NBR 9648 de 1986, que dispõe sobre as condições exigíveis no estudo de concepção de sistemas de esgoto sanitário do tipo separador. A norma descreve o sistema como um conjunto de condutos, instalações e equipamentos destinados a coletar, transportar, condicionar e encaminhar somente esgoto sanitário a uma disposição final conveniente, de modo contínuo e higienicamente seguro (ABNT, 1986).

A Pesquisa Nacional do Saneamento Básico (PNSB), realizada em 2008 (IBGE, 2010) revela que 55,2% dos municípios brasileiros possuem algum sistema de esgotamento sanitário, com crescimento de 2,9% de 2000 para 2008. A pesquisa considera, nesse total, municípios que tenham rede coletora até em um distrito ou parte dele. A Figura 3 explicita esses dados.

Do total de 5.564 municípios brasileiros (2008), 977 eram dotados de rede coletora do tipo unitária ou mista e 2.625 de rede do tipo separadora (condomínial ou

convencional). Os municípios podem apresentar mais de um tipo de rede coletora. Apesar da menor representação da rede unitária, esta apresentou maior crescimento, o que representa maior adesão de municípios ao sistema. Enquanto a rede separadora cresceu 1,6% de 2000 para 2008, a rede unitária cresceu 3,8% no mesmo intervalo.

Ainda é possível melhor explicitar esses números, em termos de extensão de rede coletora, de um total de 6.378.995 km de rede instalada no território brasileiro 93% são do tipo separador e apenas 7% unitário ou misto.

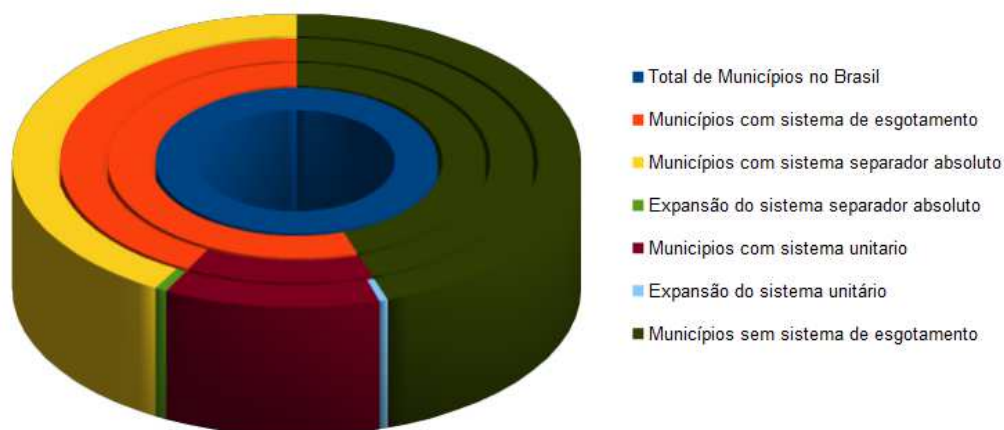


Figura 3 Municípios com e sem sistema de esgotamento e expansão dos sistemas separador absoluto e unitário

Fonte: Elaborado com dados da PNSB, IBGE, 2010.

2.3 *Sistemas de Drenagem*

Com a necessidade das pessoas se protegerem de chuvas intensas e a percepção de que as águas de banhados e zonas alagadiças tinham influência na mortalidade de pessoas e animais surgiu a prática de esgotar as águas pluviais das cidades. Portanto a organização da drenagem surgiu do movimento higienista, em seguida ocorreu a materialização e integração ao espaço urbano (SILVEIRA, 2000)

No século XIX, com as epidemias de doenças vinculadas ao saneamento, impulsionou-se a implementação de estruturas de drenagem nas principais capitais européias. No Brasil, Silveira (2000) comenta que os problemas do sistema unitário

existente e a atuação do engenheiro sanitaria Saturnino Brito (1864-1929), consolidaram a drenagem pluvial em um sistema separado dos esgotos.

A drenagem pluvial urbana é composta por dois sistemas distintos e integrados, o de macrodrenagem e microdrenagem. O sistema de macrodrenagem é constituído, em geral, por canais de maiores dimensões, projetados para cheias cujo período de retorno, ou seja, intervalo de ocorrência de chuvas intensas, deve estar próximo de 25 anos. Brasil (2012), dispõe que para obras de controle de inundação, como é o caso dos reservatórios de amortecimento de cheias; o nível de proteção aceitável corresponde às cheias de período de retorno de 25 anos.

A microdrenagem é composta pelos pavimentos das ruas, guias e sarjetas, bocas de lobo, galerias de águas pluviais e canais de pequenas dimensões. Esse sistema é dimensionado para o escoamento de águas pluviais cuja ocorrência tem período de retorno variando entre 2 e 10 anos (CETESB, 1986).

Apesar do caráter complementar dos dois sistemas e da importância da macrodrenagem ter se acentuado com o crescimento das cidades e das ocupações não planejadas, neste trabalho os objetivos se limitam a aplicação da microdrenagem e sua interface com o esgotamento sanitário. Assim, por simplicidade, o sistema de microdrenagem é citado como sistema de drenagem ao longo deste texto.

Os sistemas de drenagem são conjuntos de elementos de captura e condução do escoamento superficial, que se estendem até um ou mais pontos de deságue. Têm a função de escoar os volumes precipitados sobre as bacias, em seus diferentes graus de impermeabilização, eliminando praticamente as inundações e interferências entre escoamentos e o tráfego de pedestres e veículos e danos às propriedades.

A drenagem urbana, conforme Champs (2009), pode ser considerada um melhoramento da drenagem natural, tem funcionamento descontínuo dependente das precipitações, escoar água e sólidos no sistema.

Os sistemas de drenagem, basicamente, abrangem os dispositivos de condução e coleta do escoamento superficial, originado pela incidência de chuvas, principalmente em áreas urbanas com determinado nível de impermeabilização dos

solos, e estruturas de condução da vazão resultante subsuperficialmente para um ponto de lançamento.

Os sistemas têm importância fundamental no planejamento das cidades, pois o controle das águas de chuva se destina a evitar efeitos adversos que essas podem representar à saúde, segurança e bem-estar das populações. As chuvas de ocorrência regular podem causar danos e inconveniências às edificações e transeuntes, devido ao movimento natural do escoamento sobre a bacia. Dessa forma, esse potencial torna-se mais representativo quando se tratam de chuvas intensas.

A captura da água é feita pela interceptação superficial, posterior encaminhamento e reunião em condutos subterrâneos. O transporte se dá através de condutos a superfície livre, instalados sob extensão das ruas, onde o escoamento superficial não seria possível, sem afetar o tráfego nas zonas urbanas, com possíveis alagamentos pela impossibilidade de infiltração.

A água precipitada que incide sobre as vias públicas e lotes é direcionada às sarjetas e captada por meio de bocas-de-lobo instaladas em seu percurso. As bocas de lobo possuem dispositivos de passagem e tubulações que direcionam a água a condutos maiores para descarga em cursos d'água naturais, no oceano, em lagos ou, no caso de solos bastante permeáveis, esparramadas sobre o terreno por onde infiltram no solo.

Um conceito difundido no passado era que o percurso da água conduzida pelo sistema de drenagem devia reproduzir o percurso natural ao máximo possível e, de preferência, com menor trajetória entre a origem e seu destino. O destino seria, a qualquer oportunidade, um curso d'água natural, aproveitando-se do fato de, teoricamente, não haver riscos sanitários ao ambiente relacionados às águas de pluviais escoadas. Assim, os deságues tornam-se uma situação vantajosa.

Com a expansão da urbanização e conseqüente aumento dos escoamentos superficiais, a partir dos anos 60, passou-se a se questionar a drenagem urbana tradicional, que preconizava retirar rapidamente as águas acumuladas de áreas importantes, mas, com isso, transferia o problema das cheias para outras áreas ou para um tempo futuro (POMPEO, 2000).

Há cerca de 40 anos, o planejamento das planícies de inundação foi contemplado na abordagem da drenagem e do problema das cheias. Foram introduzidas as medidas compensatórias, no intuito de diminuir os volumes de águas pluviais escoadas. Estas atuam sobre os processos hidrológicos, com diferentes concepções de obras hidráulicas, buscando resgatar características de retenção e infiltração

2.3.1 Tipos de sistema de drenagem

A drenagem de determinada região pode ser feita superficialmente ou de forma enterrada. A drenagem superficial é baseada nos princípios do escoamento superficial natural, que é gerado pelas precipitações e pressupõe a condução da vazão pela superfície desde que o escoamento não atrapalhe ou impeça o tráfego de pessoas ou veículos.

Isso se deve ao fato de a drenagem superficial ser menos complexa e envolver menos custos que a drenagem enterrada. Dessa forma a medida que o escoamento se acumula ao longo de seu percurso sobre o relevo e implica o tráfego são projetados dispositivos de captura e condução dos volumes até o deságue.

A drenagem superficial é mais empregada em regiões declivosas onde a água escoar com velocidade suficiente para ser conduzida sem atrapalhar a circulação pelas ruas. Em regiões planas, os sistemas de macrodrenagem têm significativa importância para evitar inundações. Caracterizadas por pequenas declividades nas ruas, os sistemas subterrâneos de drenagem são mais empregados nestas áreas por oferecerem a diminuição do risco de alagamentos.

2.3.2 Situação da drenagem urbana no Brasil

A abrangência dos sistemas de drenagem pluvial chega a 99,4% dos municípios brasileiros. 23,5% utilizam sistema de drenagem exclusivamente superficial e 76,5% são dotados de sistema subterrâneo de drenagem. A Pesquisa Nacional de Saneamento Básico (PNSB), considera o município como dotado de sistema de drenagem pluvial mesmo quando esse existe em apenas um distrito ou parte dele, e não registra a extensão da rede (IBGE, 2010).

Através de um parâmetro que dá ideia do nível de urbanização, a pavimentação, é possível visualizar desse quadro no Brasil. Do total de municípios brasileiros, 94,4%

possuem ruas pavimentadas, desses apenas 76,5% possuem sistema subterrâneo de drenagem IBGE (2012).

Nas diretrizes federais para projetos de obras e serviços de pavimentação dispostas por BRASIL (2011), é requisito a existência prévia de redes públicas de abastecimento de água, esgotamento sanitário (em regiões pouco adensadas admite-se solução individual), e galerias de águas pluviais ou solução apropriada de drenagem.

A PNSB registra ainda que, dentre os municípios que possuem ruas pavimentadas, observa-se variadas porcentagens de cobertura de sistemas de drenagem pluvial subterrâneos, sendo que 21% sistemas em quase a totalidade das ruas pavimentadas (75 a 100%), situação onde se encontram principalmente as grandes cidades. A maioria dos municípios (64%) não chega a 50% de ruas pavimentadas dotadas de drenagem subterrânea (IBGE, 2010).

Com os investimentos em pavimentação vinculados a infraestrutura urbana de saneamento, o critério econômico de ordem da implantação da infraestrutura das cidades é ratificado e a perspectiva de reversão do quadro de déficit de infraestrutura é grande.

2.4 Interconexão entre sistemas de esgotamento sanitário e de drenagem

A situação dos sistemas de esgotamento implantados evidencia sua descaracterização. Em vistorias nos sistemas separadores absolutos, implantados nas cidades brasileiras, facilmente serão encontradas despejos de águas pluviais nas tubulações de esgoto sanitário, situação característica do sistema unitário. Da mesma forma, é possível encontrar nas estruturas de drenagem pluvial, integrantes do sistema separador absoluto, despejos de esgotos sanitários.

Pedrelli (2000) descreveu uma campanha de visitas a edificações em Balneário do Camboriú – SC. Em 1798 vistorias efetivadas, evidenciou cerca de 8,2% de ligações de águas pluviais à rede de esgotos, cerca de 1,9% de ligações clandestinas de esgoto às redes pluviais, e em torno de 23,7% de ligações potencialmente clandestinas por não terem seu destino identificável pela campanha.

A autora relata que, na ocorrência de chuvas, o aporte de águas pluviais na rede coletora de esgotos causa transbordamento destas através dos Poços de Visita (PV's), localizados nas ruas e passeios, além de extravasar a capacidade de estações elevatórias. O problema se agrava com a obstrução da rede por areia e gordura aderidas às paredes das tubulações, consequência de outras irregularidades identificadas. Pereira et al. (2003) em levantamento em Verde – GO, identificou, em 6355 edificações vistoriadas, um valor em torno de 10,9% das ligações de águas pluviais conectadas ao sistema de esgotamento e 0,8% de ligações clandestinas de esgotos em redes de drenagem pluvial. O trabalho cita a existência de 16.395 metros de redes clandestinas de esgoto sanitário no município que conduzem resíduos líquidos diretamente aos córregos.

No caso da rede de esgotos clandestina identificada por Pereira (et al., 2003), considerando sua extensão, pode-se deduzir o correspondente a cerca de 1366 residências em situação de lançamento de esgotos em redes pluviais ou diretamente nos córregos. Sendo assim, se os dados das redes clandestinas fossem incorporados na campanha realizada, o percentual de ligações clandestinas de esgoto em rede de drenagem pluvial (considerando córregos como elemento da drenagem natural), encontrado pelo autor, totalizaria cerca de 22%.

Contudo, os resultados encontrados pelos autores, Pedrelli (2000) e Pereira (et al., 2003), representam uma pequena amostra do quadro configurado pela interconexão dos sistemas de esgotamento sanitário e drenagem pluvial. De forma grosseira, pode-se inferir que os resultados para o contexto nacional seriam de consideráveis maiores proporções, uma vez que grande parte dos municípios não possui os dois sistemas instalados. Além disso, há limitações para a determinação da real situação.

A problemática, em si, não reside no fato do sistema ser do tipo separador absoluto ou unitário, ambos dispõem de controles demandados pela sua natureza e sua concepção. Todavia, a descaracterização de um sistema implantado é o que mantém em alta a discussão, sendo essa em torno das falhas na implantação ou na gestão das estruturas.

Dentre as formas de descaracterização típicas está a que consiste basicamente no sistema separador absoluto instalado e instalações hidráulico-sanitárias domiciliares

ligadas clandestinamente às galerias de águas pluviais (GAP). Além de ligações, executadas pelas próprias concessionárias, das redes de esgotos nas redes pluviais. Apesar de se poder observar que, no período de estiagem (tempo seco), a GAP serve somente para escoamento de esgotos sanitários, em geral, essas funcionam como extravasores permitem o lançamento de esgotos nos corpos d'água. Sem os controles mínimos, esse tipo de interconexão torna o sistema separador absoluto ineficiente.

Outra situação típica é o sistema separador absoluto instalado, em funcionamento mesmo com a inexistência de dispositivos de elevação e tratamento como estações elevatórias de esgotos (EEE), coletores troncos e interceptores e/ou a própria Estação de Tratamento de Esgotos (ETE). Mesmo dispondo de tubulações independentes para águas pluviais e esgotos sanitários. Neste caso, a rede coletora de esgotos por não estar integrada a uma ETE, lança os esgotos de forma difusa e sem qualquer tratamento diretamente nos corpos d'água, consistindo em um tipo de Sistema Separador Absoluto “Incompleto”.

Observa-se, em algumas localidades, a existência do sistema completo de drenagem pluvial e inexistência do sistema de esgotamento sanitário. Em muitos casos, esses sistemas apenas podem ser entendidos como sistemas separadores quando se tem o histórico ou projeto da data da instalação. Em geral, assemelham-se a sistemas unitários desprovidos de controles. Essa suposta forma “gradual” de implantação do sistema separador absoluto configura outras situações típicas no Brasil.

Uma situação se dá pela existência das redes de drenagem pluvial e inexistência de redes de esgotos, em que as GAPs recebem esgotos tratados. Baseados na legislação que admite a interligação de esgotos na rede pluvial, desde que previamente tratados, muitos municípios atribuem aos residentes o encargo de implantação de soluções individuais. São implantadas soluções como fossas sépticas até ETEs compactas. Entretanto, os resultados operacionais destas unidades de tratamento localizado de esgotos são, em geral, ineficientes (devido a fatores relacionados a manutenção), fazendo com que a GAP acabe recebendo esgotos praticamente em estado bruto.

Outra situação, configurada pela existência das redes de drenagem pluvial e inexistência de redes de esgotos, em que as GAPs são utilizadas para afastamento dos esgotos da população. Isso provoca o lançamento contínuo de cargas poluidoras difusas nos corpos hídricos. No sentido de prolongar a utilização “temporária” das GAPs para condução de esgotos são implementadas soluções de engenharia, de forma a reduzir o impacto sobre as bacias hidrográficas urbanas, como as captações no período de estiagem (captações em tempo seco); ou para induzir a recuperação ambiental, como o tratamento de rios.

O arranjos “temporários” descritos, de utilização das GAPs enquanto não é implantado o sistema de esgotamento sanitário do tipo Separador Absoluto, são difundidos em todo país, inclusive coloquialmente recebem a denominação, por administradores e técnicos, de “Sistema Misto”.

Um movimento recente no Brasil, é no sentido dos investimentos em esgotamento sanitário preconizarem a implantação do sistema separador absoluto em etapas graduais. Nos locais em que já se dispõe de sistema de drenagem instalado anteriormente, é investido em EEEs e ETEs, e realizadas as ligações ou derivações para possibilitar controle do lançamento dos esgotos no período de estiagem, tempo seco. Posteriormente são instaladas as redes coletoras de esgotos.

Esse último pode ser entendido como uma migração de um “Sistema Misto” para o Sistema Separador Absoluto. As “Captações em tempo seco”, estruturas hidráulicas capazes de derivar as vazões de os esgotos sanitários conduzidas na GAP, e transferi-las para as unidades do sistema separador absoluto implantadas, são de grande importância nesse tipo de “arranjo”, não “solução”.

O quadro de descaracterização dos sistemas configurado é decorrente de diversos fatores, como o fato de a maioria das concessionárias de esgoto atribuir a responsabilidade e expensas das ligações domiciliares às redes ao requerente (população); às etapas de projetos não concluídos que induzem a ligações provisórias; a falta de um cadastro constando os sistemas existentes e os planos de escoamento, dentre outras.

Para Champs (2009), a ocorrência da conexão entre as redes de águas pluviais e de esgotos e a real dificuldade em se separar esses efluentes cria uma ambiguidade na

gestão destes sistemas, uma vez que, na prática, tem-se um modelo parcial para estes efluentes, porém, gerido por dois entes situados em esferas institucionais distintas.

Tucci (2009) comenta que, em função de uma gestão deficiente e desintegrada, não são observadas as interfaces entre esgoto sanitário e drenagem urbana, destacando as principais inter-relações como sendo: (i) quando o sistema é misto, o processo de transporte é o mesmo, com comportamento diverso nos períodos sem e com chuva e a gestão deve ser integrada; (ii) quando o sistema é separador, existem interferências de gestão e construtivas devido a ligação de esgoto sanitário na rede de drenagem e águas pluviais no sistema de esgoto, gerando ineficiências de funcionamento.

No caso do sistema separador, a situação indica a necessidade de programas de recuperação dos sistemas para funcionamento nos moldes projetados ou a implementação de soluções que possibilitem o escoamento dos volumes gerados, sem maiores prejuízos econômicos ou ambientais.

Champs (2009) sugere uma avaliação do desempenho e eficácia do modelo “separador absoluto”, pois, “na prática”, os escoamentos de esgotos sanitários e de águas pluviais apresentam extensa conexão. Ele constata que a vigência do modelo tradicional inibe a adoção de métodos de gestão integrada, de tratamento de esgotos na fonte e tratamento de águas pluviais, sobretudo, de águas das primeiras chuvas. Mas alerta para a oportunidade se realizar essa análise, a partir da regulamentação da Lei 11.445/2007 (lei que estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico), inclusive comparativamente, com modelos alternativos do tipo “misto” ou parcialmente unitário.

Tucci (2009) ainda enfatiza que a gestão integrada é interdisciplinar e inter-setorial, além de ser uma condição necessária para alcançar o desenvolvimento urbano sustentável. Esta gestão é desenvolvida através do Plano de Saneamento Básico, onde devem ser equacionadas as interfaces dos sistemas urbanos de saneamento.

Diante do déficit de atendimento por sistemas públicos de esgotamento sanitário no país, considerando a maior abrangência do sistema de drenagem pluvial e o cenário

de descaracterização do sistema separador absoluto, é consequente propor um modelo alternativo como sugerido por Champs (2009).

Da mesma forma, em direção à universalização do saneamento e considerando a urgência do atendimento das populações por esgotamento sanitário, Guimarães & Souza (2004) propõem a implantação de sistemas unitários em pequenas regiões. Nesse caso, considera-se a gradualidade para o alcance de uma solução ideal como a separação dos esgotos. Na mesma questão, está incluída a utilização de estruturas de drenagem pluvial para afastamento dos esgotos.

Considerando ainda que um sistema de esgotamento sanitário possa ser constituído por diferentes arranjos, envolvendo uma ou mais bacias de esgotamento, tem-se que o delineamento de soluções de engenharia efetivas para o esgotamento sanitário das cidades passa pela avaliação do regime de chuvas, topografia da área de projeto e geometria do sistema de esgotamento.

Estruturas de captação em tempo seco e medidas complementares, como o emprego de unidades de tratamento de rios, podem ainda contribuir no sentido do controle da poluição por esgotos sanitários. Para determinação da melhor tecnologia de saneamento para uma região é importante avaliar as variáveis do local em conjunto com os parâmetros dos tipos de sistemas de esgotamento conhecidos.

2.5 Parâmetros e Critérios Usuais de Projetos de Sistemas de Esgotamento

Neste tópico procura-se abranger os parâmetros e critérios empregados nos projetos dos sistemas de esgotamento sanitário e sistemas de drenagem pluvial, nas concepções separadora absoluta e unitária. Pressupõe-se que os elementos apresentados tenham potencial influência sobre o funcionamento e os custos dos sistemas, esses são: as vazões; o diâmetro dos coletores; a tensão trativa; a pavimentação das ruas; a extensão dos coletores; por fim, o tratamento e destinação dos efluentes.

2.5.1 Vazões

2.5.1.1 Sistema separador - Esgotos sanitários

De acordo com Tsutyia e Sobrinho (1999) é dada a denominação de esgoto sanitário ao conjunto de líquidos residuários composto de esgoto doméstico, águas de

infiltração e resíduos líquidos industriais. O esgoto doméstico é o despejo resultante da utilização doméstica da água, as infiltrações podem ser originadas do subsolo ou provir do encaminhamento indevido das águas pluviais pela rede, conhecidas como contribuições parasitárias.

A quantificação das vazões de projeto é feita a partir da população atendida, a contribuição por habitante, e o coeficiente de retorno esgoto/água, ou seja, quanto da água consumida retorna como esgoto para o sistema de coleta, além dos coeficientes de variação de vazão ao longo do dia.

Para se estimar a ordem de grandeza da geração de esgotos, construiu-se um cenário hipotético em uma rua de extensão de 100 m, adotando-se as regulamentações de parcelamento de solos urbanos. A Tabela 1 apresenta considerações e resultados. Observa-se que a ordem é de cerca de 0,57 L/s.

Tabela 1 Estimativa da geração de esgotos - Rua de extensão de 100 m e lotes adjacentes

Característica	Descrição
Área de controle	300 m ²
Rua	Extensão 100m Largura 7m
Lotes	25 m Profundidade x 12 m Frente x 15 m Lateral (esquina)
Habitantes por domicílio	3,3 habitantes
Distribuição de domicílios*	87,5% casas; 12,1% apartamentos
Total de domicílios	47 domicílios
População	310 pessoas
Consumo de água per capita	200 L/hab.dia
Coeficiente de retorno	80% água/esgoto
Estimativa vazão de esgotos	0,57 L/s

* Distribuição de domicílios - IBGE, Pesquisa Nacional por Amostra de Domicílios (2009).

As águas pluviais decorrem da precipitação sobre o território das bacias hidrográficas. Neste estudo, o foco são áreas urbanas, onde as vias e grande parte dos lotes são potenciais formadores de deflúvio superficial. A medida que aumentam as superfícies impermeabilizadas, a capacidade de infiltração e retenção de água da bacia diminui, aumentando o volume escoado superficialmente.

A água escoada entra em contato com uma gama de poluentes como poeiras, óleo e compostos tóxicos depositados nos pátios e vias. Aspecto mais crítico quando se encontram instalações cujo risco de contaminação das águas pluviais é inerente as suas atividades como usinas de reciclagem, serviços de abastecimento, manutenção e lavagem de veículos, depósitos de substâncias químicas e hospitais.

As vazões dos sistemas de drenagem caracterizam-se por sua variabilidade, uma vez que estas reúnem o volume drenado durante e após uma precipitação, comportando as chuvas intensas previstas no estudo hidrológico para dimensionamento. O aporte de águas advém do deflúvio captado, de águas de infiltração oriundas do subsolo, e ligações inadequadas de esgotos sanitários conhecidas como clandestinas, sendo estas últimas de muito pequeno valor, quando comparados à primeira.

Para estimativa da ordem de grandeza das vazões de águas pluviais, retornamos à suposição da rua com extensão de 100 metros e lotes adjacentes de 300 metros quadrados, para esta área estima-se uma precipitação de 140,27 mm/h de intensidade, como a de São Paulo/Congonhas-SP, para o tempo de recorrência de 10 anos com, no mínimo, 10 minutos de duração, valor considerado como característico de clima tropical neste trabalho. A Tabela 2 apresenta os dados utilizados na estimativa de vazão de águas pluviais geradas pela precipitação

Tabela 2 Estimativa da geração de águas pluviais - Rua de extensão de 100 m e lotes adjacentes

Característica	Descrição
Área de controle	300 m ²
Rua	Extensão 100m; Largura 7m
Lotes	Profundidade 25 m; Frente 12 m; Lateral 15 m (esquina)
Área total	5.139 m ²
Distribuição de domicílios*	87,5% casas; 12,1% apartamentos
Intensidade de precipitação	140,27 mm/h
Característica da área	Residencial
Característica da via	Pavimentação asfáltica
Coeficiente run-off	0,8
Estimativa vazão de aguas pluviais	159 L/s

* Distribuição de domicílios - IBGE, Pesquisa Nacional por Amostra de Domicílios (2009).

Na comparação da vazão de esgotos (0,57 L/s) e aguas pluviais (159 L/s) gerados no exemplo, a proporção é da vazão de águas pluviais ser 279 vezes a vazão de esgotos.

Tsutyia (2009) fez esta comparação considerando as vazões produzidas em 1 hectare (ha), obteve para esgoto sanitário o valor máximo de 1 L/s, enquanto que, a vazão de águas pluviais corresponde a cerca de 200 L/s, de modo que, a vazão pluvial produzida por 1 ha equivale a contribuição de esgotos de uma população de cerca de 55.000 habitantes.

As vazões dos sistemas unitários, sendo o consórcio de águas pluviais e esgotos sanitários, possuem pico correspondentes ao volume drenado durante e após uma precipitação, somadas a vazão média de esgotos. Visto que, precipitações normalmente não tem frequência diária, a maior parte do tempo a vazão escoada pelo sistema corresponde a esgotos, conhecida como vazão de “tempo seco”.

Bernardes et al. (2004) apresentam referência da ordem de grandeza das vazões de esgotos, sendo de 10^1 a 10^2 , as vazões de águas pluviais da ordem de 10^3 a 10^5 e acrescenta as vazões dos esgotos combinados (considerando os sistemas misto e unitário) da ordem de 10^2 a 10^4 .

Uma proporção baseada nos comparativos das vazões esgotadas pelos sistemas resulta que a vazão do separador absoluto é relativamente a mesma que a do sistema unitário, apenas conduzida em tubulações segregadas. Quando se compara a parcela de águas pluviais em relação a parcela de esgotos, esta alcança valores de cerca de 200 vezes maior, assim como a proporção das vazões do sistema unitário com relação aos esgotos deve alcançar valores cerca de 201 vezes maiores.

2.5.2 Diâmetro dos Coletores

Os coletores de esgotos, conforme a NBR 9649 (ABNT, 1986) são tubulações que recebem contribuição de esgoto de coletores prediais em qualquer ponto ao longo de seu comprimento. Podem ser constituídas de diversos materiais, desde que estes atendam requisitos como resistência à cargas externas, ao ataque químico e à abrasão, disponibilidade e custos comparativamente vantajosos.

Em geral, utilizam-se tubulações cerâmicas, de concreto e plástico, além de ferro fundido e aço, normalmente para trechos pressurizados. O Quadro 1 apresenta os materiais das tubulações normalmente empregadas em redes coletoras de esgotos, com a indicação para sua utilização de acordo com Alem Sobrinho & Tsutiya (1999).

Quadro 1 Materiais de tubulações para redes coletoras de esgotos e utilização

Material	Tipo	Características	Utilização
Concreto	Armado	Alta resistência mecânica. Resistência à corrosão. Vantagem econômica.	Coletores de esgoto, funcionamento em escoamento livre, diâmetro a partir de 400mm
	Simples	Resistência à corrosão. Vantagem econômica	
Cerâmico		Alta resistência a meios ácidos e à corrosão. Frágil. Vantagem econômica	Esgotamento em escoamento livre, com diâmetros entre 100 a 375 mm
Plástico	Poli cloreto de vinila (PVC)	Alta resistência à corrosão, completamente estanques	Esgotamento, escoamento livre ou forçado, com diâmetros entre 100 a 350, e 400 mm
	Polietileno de alta densidade (PEAD)	Alta resistência à impactos, flexibilidade, baixa rugosidade e alta resistência à corrosão	Emissários de esgoto. Diâmetros de 100 a 400 mm
	Poliéster Armado com fios de vidro	Alta resistência a elevadas temperaturas e ao ataque de produtos químicos	Linhas de recalque com diâmetros entre 100 e 2500 mm
Ferro fundido	Dúctil	Suportam cargas extremamente altas. Sensíveis à corrosão por esgotos ou solo	Linhas de recalque, travessias aéreas, passagem sob rios. Diâmetros de 100 a 300 mm
Aço		Leves, absoluta estanqueidade, flexibilidade e resistência a ruptura e a choques	Linhas sob esforços elevados, travessias subaquáticas e de vãos aéreos. Diâmetros acima de 600 mm

A NBR 9649 (ABNT, 1986), indica como diâmetro mínimo a ser utilizado em redes coletoras de esgoto sanitário o diâmetro nominal (DN) de 100 mm. No entanto, na prática, diversos projetos de esgotamento partem do diâmetro de 150 mm, devido aos problemas frequentes de entupimento e transtornos na ocasião de instalação do diâmetro menor.

Normalmente, as galerias de drenagem pluvial são confeccionadas em concreto armado, em tubos com classe correspondente às cargas solicitantes, critério definido pelas instruções técnicas para projetos de drenagem urbana dos municípios, como Limeira-SP (2007), Belo Horizonte-MG (2004), por exemplo.

De acordo com Wilken (1978), As galerias de seção circular devem ter o diâmetro mínimo de 500 mm, enquanto tubos de conexão entre bocas de lobo e as galerias de 300 mm. Em caso da galeria conduzir a vazão de uma única boca-de-lobo pode-

se prever o diâmetro mínimo de 300 mm para o trecho. Especificamente para galerias ramais, o diâmetro mínimo é de 500 mm, para troncos, galerias que recebem vários ramais, o diâmetro mínimo é de 1200 mm. A Rio Águas define o diâmetro de 400 mm como mínimo para galerias de águas pluviais.

Tsutyia (2009) compara o diâmetro mínimo de um coletor de esgoto do sistema separador absoluto, 150 mm, com o de uma galeria de águas pluviais, 500 mm. O custo de implantação do diâmetro de 150 mm é cerca de 2,5 vezes menor que o custo de implantação do diâmetro de 500 mm.

Guimarães & Souza (2004) recomendam para pequenos sistemas unitários a utilização de condutos de seção circular, com diâmetro a partir de 400 mm. Mas destacam que à jusante com a progressão para seções maiores pode haver necessidade de se construir calhas no interior das tubulações para obtenção de laminas mais altas no tempo seco.

Da mesma forma que Tsutyia (2009), comparando o diâmetro mínimo de um coletor do sistema separador absoluto, 150 mm, com o de um pequeno sistema unitário, 400 mm, o custo de implantação do diâmetro de 150 mm é cerca de 2,1 vezes menor que o custo de implantação do diâmetro de 400 mm.

Porém, ressalta-se que o comparativo deve contemplar a solução separadora integral, o custo do diâmetro mínimo de um condutor para o sistema unitário deve ser comparado à soma dos custos dos diâmetros mínimos de condutores do sistema separador, parcela de esgotos e águas pluviais. Sendo assim, o custo das tubulações do sistema separador seria 1,19 vezes maior que as do sistema unitário, contrapondo os resultados anteriores.

2.5.3 Tensão Trativa

Dentre os constituintes do esgoto sanitário, destacam-se os sólidos orgânicos e inorgânicos. Por apresentarem densidade maior que a da água, devido ao efeito da gravidade, essas partículas tendem a se depositar no interior das tubulações. Para evitar os depósitos, é considerado no dimensionamento hidráulico a tensão mínima necessária para início do movimento das partículas. Essa tensão mínima é denominada tensão trativa.

A tensão trativa é definida como uma tensão tangencial exercida sobre parede da tubulação pelo líquido em escoamento, ou seja, é a componente tangencial do peso do líquido sobre a unidade de área da parede do coletor e que atua sobre o material sedimentado, promovendo seu arraste (ALEM SOBRINHO & TSUTIYA, 1999).

A NBR 9649 (ABNT, 1986), projeto de redes coletores de esgoto, dispõe que cada trecho deve ser verificado pelo critério de tensão trativa média de valor mínimo 1,0 Pa no dimensionamento. No caso de tubulações de PVC, a NBR 14485 (ABNT, 2000) estabelece o critério da tensão trativa média 0,6 Pa, calculada para a vazão inicial (Q_i), com o valor corresponde ao coeficiente de Manning $n = 0,010$ adotado para o material.

A CETESB (1986) destaca que nos projetos hidráulicos de drenagem é necessário se analisar cuidadosamente as condições de escoamento com cargas reduzidas, as quais podem propiciar a ocorrência de assoreamento de galerias pluviais. A preocupação nos redireciona para a questão da tensão trativa, ou tensão de arraste de sólidos. No entanto, esse geralmente não é critério específico do dimensionamento das redes de drenagem.

No dimensionamento de redes de drenagem, são preconizadas as velocidades mínimas e máximas atingidas pelos fluidos na rede. Tucci, et al. (1995) sugere como critério em projetos a velocidade mínima de 0,6 m/s e máxima de 5,0 m/s. A variação da velocidade decorrente do acompanhamento dos movimentos do relevo do terreno pela tubulação se traduz em variações da declividade dos trechos do sistema.

Uma tubulação que escoar águas pluviais a 0,6 m/s de velocidade, considerando sua implantação em diâmetro de 500 mm a uma declividade mínima de 0,45% ou 0,0045 m/m, proporcionará uma tensão trativa mínima de 0,3 Pa.

Tsutyia (2009) novamente compara a tensão trativa mínima para autolimpeza dos coletores de esgotos: no sistema separador absoluto esta varia de 1,0 a 1,5 Pascal (Pa); enquanto que, para o sistema unitário, a tensão trativa mínima varia de 3,0 a 4,0 Pa. O aumento da tensão trativa em uma tubulação reflete nos custos de implantação da rede coletora, uma vez que para garantir maiores valores ocorre o aprofundamento da rede coletora.

No entanto, a tensão trativa mínima para escoamento dos esgotos sanitários (estiagem) ou efluentes mistos (período de chuvas) do sistema unitário não justifica um valor maior que para os esgotos do sistema separador. Na ocasião das chuvas a tensão trativa não é um parâmetro preocupante em virtude da vazão escoada, no período seco o efluente é equivalente ao do sistema separador, podendo assumir valores recomendados para escoamento dos esgotos.

Artina et al. (1997), considera que uma rede de esgoto do tipo unitário deve ser projetada para que o preenchimento da tubulação seja de 70% na vazão máxima de projeto e para todos os diâmetros. Também devem ser calculadas as declividades mínimas dos condutos para: (i) garantir uma tensão trativa de 2 Pa com a vazão sanitária média anual de pico e as declividades mínimas (ii) necessárias para alcançar uma tensão tangencial de 3 Pa com uma vazão mista de 10% daquela de completo preenchimento do conduto.

2.5.4 Pavimentação das ruas

O modelo de sistemas separadores absolutos apresenta uma maior versatilidade na ordem de implantação de seus componentes. A componente drenagem, normalmente, é implantada previamente à pavimentação, requisito observável em licitações de obras de urbanização. Já a componente esgotamento sanitário, com viabilidade de implantação da rede coletora de esgotos muitas vezes associada ao adensamento da população, fica sujeita implementação de soluções alternativas individuais, portanto implantados posteriormente.

Na ordem inversa, em uma região que seja priorizada a instalação do sistema coletor de esgotos, o sistema separador seria empregável mesmo com a mínima cobertura de pavimentação. Apenas para recobrimento mínimo da tubulação em ruas de terra é recomendado 1,1 m, recobrimento maior que o recomendado em vias pavimentadas 0,9 m. Portanto deve-se prever o aprofundamento de pelo menos 0,2 m na rede para proteção contra cargas excessivas.

O aprofundamento da rede influencia os custos da rede coletora incrementando elementos que respondem por 60%, do custo total da rede, de acordo com Nuvolari (2011), como escoramento, reaterro e escavação.

As ruas são parte integrante do sistema de drenagem pluvial, sendo sua pavimentação indispensável e influente sobre o escoamento superficial. Não apenas a pavimentação, mas hoje as instruções técnicas de obras para os municípios integram o próprio projeto geométrico das vias à drenagem pluvial, dispondo por exemplo sobre a declividade das vias.

O sistema unitário, sempre assemelhado à componente de drenagem pluvial do sistema separador, também preconiza a pavimentação das ruas. Tsutyia (2009) comenta que o sistema unitário não funciona bem em vias públicas não pavimentadas, o que não acontece na rede de esgotos do sistema separador absoluto

Destaca-se que, o sistema unitário implantado em local desprovido de ruas pavimentadas apresentará deficiências associadas à drenagem, mas conduzirá os esgotos. Nesse mesmo local, um sistema separador instalado não contemplará a drenagem, se resumindo a um sistema de esgotamento.

2.5.5 Extensão dos Coletores

Para estimativa da extensão média da rede coletora de esgotos sanitários em uma determinada bacia esgotada pode-se considerar a necessidade de cobertura integral. Apenas uma pequena porção das vias não é dotada de rede em função da posição dos órgãos acessórios no início dos coletores.

Não há recomendação na literatura técnica sobre a posição do primeiro órgão acessório, mas para uma melhor aproximação pode ser considerar que o primeiro coletor deve ser acessível para ligações da primeira edificação de uma rua, ou seja começar pelo menos nos primeiros 12 m. Assim em um rua de 100 m a cobertura da rede seria de 88%, como para qualquer bacia de esgotamento.

Uma abordagem grosseira sobre a extensão dos coletores leva a observar que o sistema separador absoluto tem potencial demandar a instalação de o dobro da extensão de coletores de que necessita o sistema unitário de esgotamento. Obviamente, isto ocorre por este sistema conduzir em tubulações distintas o que o sistema unitário esgota em rede única. Entretanto, da extensão de coletores da drenagem pluvial do sistema separador subtraem-se os trechos que o escoamento é conduzido superficialmente.

Tsutyia (2009) dá uma ideia geral da cobertura das galerias de águas pluviais no sistema separador absoluto, estas são executadas em cerca de 50% das ruas pavimentadas, enquanto no sistema unitário, as galerias deverão ser implantadas em todas as ruas.

No entanto, observa-se que o escoamento das águas pluviais ao longo de uma rua, se dá, em parte, superficialmente. Apenas a partir da locação da primeira boca de lobo, passam a existir galerias. Assim, nos trechos iniciais das ruas do sistema unitário o escoamento em condutos fechados e enterrados é apenas de esgotos, o que implica no emprego de diâmetros menores.

Alcança ênfase o detalhe: no caso do sistema separador, os trechos iniciais, contemplam apenas uma rede, a de esgotos, até o ponto em que é locada a primeira boca de lobo. Em seguida passam a existir duas redes, a de drenagem e a de esgotos, enquanto no sistema unitário é contemplada apenas uma rede equivalente em proporções à rede de drenagem pluvial.

2.5.6 Tratamento e destinação

O tratamento de efluentes, por definição, consiste em uma sequência de processos físicos, químicos e biológicos destinados a adequar a concentração de elementos indesejáveis ou nocivos nos efluentes aos valores máximos permitidos pela legislação ambiental vigente. A configuração dos sistemas de tratamento corresponde à eficiência de remoção de poluentes exigida.

Quanto ao tratamento dos efluentes, os sistemas separadores absolutos e sistemas unitários trazem concepções desenvolvidas em diversos estudos ao longo do tempo. No Brasil, são empregadas tecnologias como filtro biológico, reatores anaeróbios, valos de oxidação, lodos ativados, lagoas de estabilização, além de tratamentos em nível primário como fossas sépticas, wetlands (aplicação no solo, plantas aquáticas), entre outros (IBGE, 2010).

Decompondo novamente o sistema separador tem-se para a drenagem pluvial o conceito econômico de deságue em quaisquer possíveis pontos ao longo do percurso de condução das águas, pressupondo que estas não demandam tratamento.

Isso é devido ao fato de, hoje, as águas pluviais não serem consideradas passíveis de tratamento, no âmbito regulatório. No entanto, alguns autores destacam sua necessidade, por conterem águas drenadas das vias e pátios e chegarem alcançar concentração de poluentes semelhante a encontrada nos esgotos. Ocorre que tais concentrações são encontradas apenas nos primeiros momentos da chuva, o montante gerado é denominado “first flush”.

O tratamento dos efluentes do sistema unitário esbarra na impossibilidade de se projetar sistemas de tratamento de esgotos com eficiências satisfatórias para as vazões de tempo seco e vazões de tempo chuvoso. Tsutyia (2009) ressalta que nenhum sistema de tratamento de esgoto pode funcionar adequadamente com uma variação de 1 para 100.

Bernardes & Soares (2004) demonstram que unidades de tratamento de esgotos podem ser completamente desestabilizadas pelo aporte de esgotos combinados (esgoto e águas pluviais), levando o tratamento a eficiências próximas de zero. Isso se deve tanto pela sobrecarga hidráulica quanto pela variação da qualidade dos afluentes às estações de tratamento.

Dessa forma, para os sistemas unitários, é adotada uma concepção versátil de tratamento: o tratamento dos efluentes gerados em tempo seco e em tempo chuvoso separadamente. Guimarães et al. (2004) propõe o tratamento dos efluente de tempo seco em sistemas fossa filtro ou lagoas de estabilização e de tempo chuvoso em tanques de sedimentação.

Sobre os tanques, Tsutyia (2009), questiona o fato de os países em geral que utilizam o sistema limitarem a vazão afluyente às estações de tratamento de esgoto ao valor entre 2 a 10 vezes a vazão de período seco, devido ao custo elevado desses tanques, e vazão que excede esse limite é extravasada para os corpos de água, sem tratamento.

Guimarães et al. (2004) justifica que o volume empregado no dimensionamento dos tanques não seria o utilizado nos cálculos das canalizações, ou seja, o associado à chuva de projeto, mas sim, o de chuvas máximas anuais, pois suportaria cheias de maior frequência e menor volume.

2.6 Fatores que influenciam na funcionalidade dos sistemas

Alguns fatores são primordiais na escolha e projeto de sistema de esgotamento. Estes fatores são físicos e/ou associados a legislação ambiental, podem eleger certa solução de engenharia em detrimento de outras, ou até mesmo, inviabilizar a utilização de um tipo de sistema. O regime pluviométrico, topografia e densidade populacional são exemplos de variáveis fundamentais no projeto de um sistema de esgotamento.

Devem-se considerar também restrições ambientais ou diretrizes locais, principalmente, com relação a destinação dos esgotos sanitários e alagamento de ruas.

2.6.1 Influência do regime pluviométrico

O regime pluviométrico de um local influencia diretamente o dimensionamento das estruturas de drenagem, uma vez que se parte de uma precipitação referente a um certo intervalo de recorrência para cálculo das vazões. As vazões a esgotar são diretamente proporcionais a intensidade de precipitação. Portanto, maiores intensidades de chuvas demandam estruturas de drenagem maiores e, conseqüentemente, maior custo de implantação.

A relação da pluviosidade com a geração de esgotamento sanitário é indireta. Maiores intensidades pluviométricas são associadas a maior disponibilidade hídrica. Comprovadamente, em regiões que tem maior disponibilidade hídrica, o consumo de água é maior; conseqüentemente, a geração de esgotos é maior.

Tsutyia e Bueno (1999), apresentaram comparação de totais pluviométricos entre as capitais europeias e cidades brasileiras, resultando que as intensidades no Brasil são mais que o dobro das europeias. Os autores enfatizam que o fato torna inviável o tratamento de vazões correspondentes a períodos chuvosos.

Cabe lembrar que a diluição dos esgotos pela chuva tem um papel importante na atenuação do impacto da poluição nos corpos hídricos, podendo alcançar inclusive, níveis aceitáveis. Outro ponto é que nos sistemas que preconizam a mistura de esgotos sanitários e águas pluviais seria possível otimizar os limites de vazão tratada pelas estações e o limite para iniciar o extravasamento de vazões excedentes em projeto.

2.6.2 Influência da topografia

A hidráulica dos coletores de esgotos e das galerias de águas pluviais preconiza o escoamento livre, no qual a declividade dos condutos é o principal parâmetro que rege o atendimento aos critérios usuais de projeto. Neste sentido, a topografia das bacias de esgotamento sanitário exerce importante influência sobre a otimização hidráulica das soluções de engenharia.

Regiões planas podem aumentar volumes e custos de escavação, pois os sistemas de esgotamento obedecem a declividades mínimas para o escoamento. Terrenos declivosos podem exigir soluções de engenharia mais complexas, dada a maior probabilidade de pontos baixos no arruamento, mas em geral tem a declividade como favorável ao escoamento.

A Figura 4 ilustra a influência da topografia nas profundidades de um coletor de esgotos projetado para atender a uma tensão trativa de 1 Pa, ambos com a mesma vazão, diâmetro e material. O coletor “A” possui declividade média de 0,016 m/m e o coletor B possui declividade de 0,0045 m/m, em média.

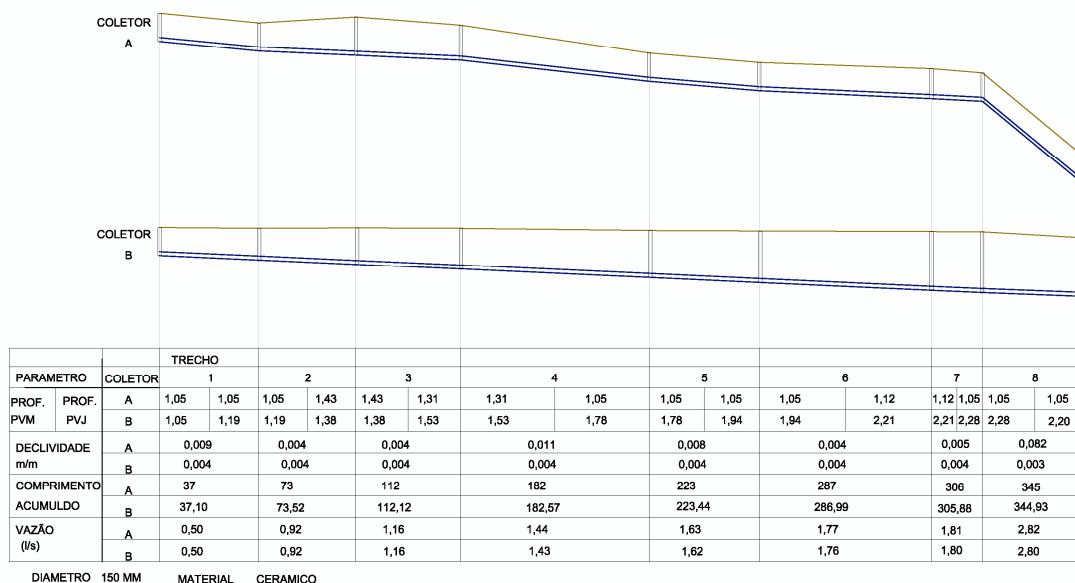


Figura 4 Comparativo projeto de coletores para terrenos com diferentes declividade

A Figura 4 permite comparar a evolução das profundidades dos coletores ao longo de sua extensão. O coletor B, projetado para o terreno plano, alcança pelos menos 1,15 m de profundidade a mais que o coletor A, no último poço de visita. A

profundidade média do coletor A é 1,13 m enquanto a do coletor B é 1,72 m, diferença potencialmente impactante nos custos.

A topografia influencia da mesma forma a drenagem, sendo ainda mais notável a diferença entre sistemas projetados para terrenos planos e declivosos, pois, quanto mais íngremes são os trechos de ruas maior será a velocidade do escoamento e menor o potencial de provocar alagamentos. Portanto os terrenos declivosos possibilitam a drenagem superficial e retardam a necessidade de implantação das redes de drenagem.

2.6.3 Influência da densidade populacional

A densidade populacional influencia diretamente as vazões de esgoto sanitário gerado, pois estas são calculadas pelo volume de esgotos gerado per capita (q), multiplicado pelo contingente total (p). O resultado tem a participação dos dois parâmetros (q e p), que devem representar algo bem próximo das variadas realidades locais.

O consumo de água per capita e, conseqüentemente, a taxa de geração de esgotos variam com diversos fatores. Além da disponibilidade de água local, a classe econômica da população reflete no consumo, sendo maior o consumo per capita quanto maior o poder aquisitivo. Em cidades maiores, ao mesmo tempo em que o aumento da densidade populacional muda o perfil da economia local, há melhor estrutura de abastecimento de água e, aumenta o consumo per capita de água e, conseqüentemente, de esgoto pode aumentar.

Uma intensa impermeabilização é um quadro comum das áreas urbanas ocupadas por população de baixa renda. Com baixo poder aquisitivo, esse contingente não tem condições de adquirir imóveis em locais regulares e planejados. Nesse contexto, o crescimento urbano tem sido caracterizado pela expansão irregular da periferia, não atenta à regulamentação urbana relacionada ao Plano Diretor e às normas específicas de loteamentos. Em algumas cidades brasileiras os domicílios concentrados em áreas subnormais (irregulares ou informais) chegam a 88,6%. Do ano de 2000 a 2010 a população lotada nessas áreas aumentaram 27,56% enquanto a população da cidade nesse período cresceu 7,9% (IBGE, 2000; 2010).

No caso da drenagem de águas pluviais a densidade populacional também influencia as vazões de chuva, pois uma maior densidade populacional, normalmente, representa uma maior impermeabilização do solo e, conseqüente aumento no deflúvio de chuva escoada (run-off).

Sobre o manejo de águas pluviais urbanas, Tucci (2009) afirma que há aumento das vazões máximas e da sua frequência em função do aumento da capacidade de escoamento através de condutos e canais e impermeabilização das superfícies, como pode ser visto na Figura 5.

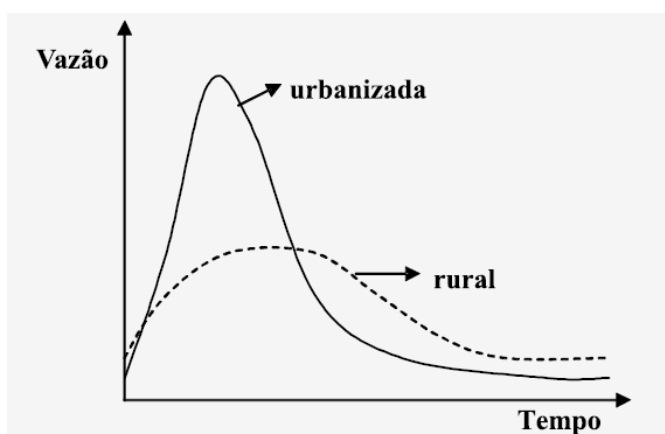


Figura 5 Hidrograma de bacia antes da urbanização (rural) e após a urbanização

Fonte: Extraído de Tucci, 2009.

2.6.4 Legislação e Restrições ambientais

A Lei do Saneamento, nº 11.445, de 5 de janeiro de 2007, ao estabelecer as diretrizes nacionais para o tema, dispõe que os princípios dos serviços públicos de saneamento conterão abastecimento de água, esgotamento sanitário, limpeza urbana e manejo dos resíduos sólidos, além de disponibilidade, em todas as áreas urbanas, de serviços de drenagem e de manejo das águas pluviais adequados à saúde pública e à segurança da vida e do patrimônio. Os serviços serão prestados em consonância com as diretrizes de eficiência e sustentabilidade econômica e da utilização de tecnologias apropriadas, considerando a capacidade de pagamento dos usuários e a adoção de soluções graduais e progressivas.

Outra diretriz importante versa sobre a integração das infra-estruturas e serviços com a gestão eficiente dos recursos hídricos, que revela uma preocupação com as

interfaces do saneamento e recursos hídricos podendo experiências relacionadas ao saneamento implicarem na não garantia de recursos hídricos seguros.

A Lei do Saneamento dispõe que os recursos hídricos não integram os serviços públicos de saneamento básico e que sua utilização para esse fim, inclusive para disposição ou diluição de esgotos e outros resíduos líquidos, é sujeita a outorga de direito de uso, nos termos da Lei no 9.433, de 8 de janeiro de 1997, de seus regulamentos e das legislações estaduais.

O Conselho Nacional de Recursos Hídricos (CNRH), órgão colegiado que compõe o Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos, em sua resolução 16 de 8 de maio de 2001 Art. 15, dispõe que a outorga para o lançamento de efluentes será dada em quantidade de água necessária para a diluição da carga poluente, com base nos padrões de qualidade da água correspondentes à classe de enquadramento do respectivo corpo receptor e/ou em critérios específicos definidos no correspondente plano de recursos hídricos ou pelos órgãos competentes.

A resolução 357 de 2005 do CONAMA, órgão consultivo e deliberativo do Sistema Nacional do Meio Ambiente, estabelece os valores máximos permitidos de poluentes para as possíveis classes de enquadramento dos corpos hídricos quando do lançamento de efluentes. As classes são relacionadas aos usos previstos para as águas e a exigência de qualidade para isto.

A resolução do CNRH nº 91, de 5 de novembro de 2008, que dispõe sobre os procedimentos para o enquadramento dos corpos de água, estabelece que caberá ao poder público definir a classe correspondente a ser adotada, para determinado corpo de água, em função dos usos preponderantes mais restritivos existentes. Entretanto, de maneira provisória, até que a autoridade outorgante tenha informações necessárias à definição da classe correspondente, poderá ser adotada, para as águas doces superficiais, a classe 2.

O Tabela 3 apresenta concentrações de poluentes comumente encontradas nos efluentes urbanos e o padrão de lançamento para lançamento em um corpo hídrico de águas doces enquadrado como classe 2, os valores máximos permitidos dos efluentes para a classe são dados pelas resoluções CONAMA, 357 de 2005.

Tabela 3 Concentração de poluentes nos efluentes e valores de referencia

Parâmetro	Tipo de Efluente			VR
	Escoamento superficial	Esgoto sanitário	Esgoto combinado	Águas Doces classe 2
DB05 (mg O ₂ /L)	8-30	200-500	40-225	5
DQO (mg O ₂ /L)	40-73	400-800	150-530	-
Coliformes.totais (NMP/100mL)	104-107	106-109	106-107	2500
Coliformes.fecais (NMP/100mL)	103-106	105-108	105-106	2000
Amônia (mg N/L)	0,5-1,5	20-40	3,0-12,0	1,0*
Nitrato (mg N/L)	0,48-0,91	0-2,0	-	10,0
Fósforo total (mg P/L)	0,67-1,66	4-15	1,2-10,0	0,1**
Chumbo (microg Pb/L)	30-210	-	140-600	0,01
Zinco (microg Zn/L)	135-490	-	100-1.070	0,18

Fósforo total * - ambiente lótico e tributários de ambientes intermediários). Nitrogênio amoniacal total

** - para $8,0 < \text{pH} \leq 8,5$. VMP – Valor Máximo Permitido.

Fonte: Adaptado de Bernardes et al. 2004, Conama 357 de 2005.

Na hipótese de lançamento de escoamento superficial, ou seja águas pluviais urbanas, considerando as concentrações de poluentes da Tabela 3, verifica-se um potencial poluidor baixo com possibilidade de lançamento sem tratamento prévio, como acontece na prática. Quanto aos esgotos sanitários, verifica-se que é necessário tratamento, uma vez que a maioria dos parâmetros excede o valor máximo permitido para lançamento. Para o esgoto combinado, originário dos sistemas unitários, da mesma forma é necessário tratamento, para adequação aos valores máximos permitidos para lançamento.

Nos Estados Unidos, a Agencia de Proteção Ambiental determina que seja implementado um Plano de Controle das águas vertidas aos corpos hídricos oriundas dos sistemas unitários (LTCP – CSO Control Policy Long Term Control Plan – Combined Sewer Overflow, 1994). O Plano determina o limite máximo de quatro eventos anuais de lançamento de esgotos combinados, ou seja extravasamento. Na Holanda, esse limite é estipulado em uma vez ao ano. Isto se aplica a sistemas unitários existentes, uma vez que novos sistemas devem ser separadores absolutos nesses países.

Ellis (1985 apud ARTINA, 1997) obteve, em campanhas de pesquisa realizadas nos Estados Unidos, na Europa e na Austrália, concentrações média por evento (CME) de alguns parâmetros nos efluentes de cheia dos sistemas unitários e as compara

com as concentrações limite para lançamento em corpos hídricos superficiais após um tratamento de depuração, de acordo com a legislação italiana (Decreto Legislativo 152/1999). Esses resultados são mostrados na Tabela 4, acrescidos dos valores referentes a legislação brasileira, Resolução CONAMA 430/2011, cujo limite é de 120 mg O₂/L de demanda bioquímica, além de referências de outros países.

Tabela 4 Concentração de DBO em efluentes do sistema unitário e limites da legislação

Referencia		Concentração DBO ₅ (mg O ₂ /L)
Efluentes	Esgoto combinado*	40-225
	Esgoto combinado – CME*	43-95
Legislação	Brasil: Resolução CONAMA 430/2011	120
	E.U.A: EPA 40 Code for Federal Regulation	65
	Europa: Deliberação nº 91/271/CEE	25
	Itália: Decreto Legislativo italiano 152/1999	25

*Conforme Bernardes et al. (2004)

** Concentração média por evento (CME) de alguns poluentes (Ellis, 1985, apud Artina, 1997)

O tratamento empregado nas situações deve alcançar uma eficiência tal que se obtenha valores compatíveis com a classe do corpo hídrico receptor do efluente. Na hipótese mostrada na Tabela 3 para os efluentes pluviais do sistema separador não seria necessário o tratamento, mas os esgotos sanitários demandariam uma eficiência de tratamento de até 99%. Para os efluentes do sistema unitário seria necessário um tratamento com eficiência 97,7%, no mínimo, em termos de DBO.

Importante considerar que ambos devem caminhar ao mesmo passo, a estrutura de tratamento implantada no país e os parâmetros de qualidade dos corpos hídricos ou receptores. Pode se dizer que os níveis mínimos de eficiência, admitidos a priori, devem corresponder às tecnologias em uso corrente no País. No caso da remoção de carga orgânica, estes variam de 30 a 85%.

O tratamento e a destinação adequada dos despejos, do ponto de vista sanitário, buscam fundamentalmente evitar riscos à saúde da população. Dessa forma, desde que se tenham sistemas de abastecimento de água, entre outros controles sanitários, é possível conviver com sistemas de tratamento de esgotos que ofereçam eficiências menores, como acontece atualmente.

Como exemplo, existem as regulamentações para controle de efluentes de origem sanitária e industrial do Estado do Rio de Janeiro, a DZ-205, DZ-215 e NT 202. Na vigência destas normas, são aceitáveis níveis de remoção de DBO da ordem de 80

a 30%, correspondendo a cargas brutas maiores que 5 kg de DBO/dia e menores que 80 kg de DBO por dia respectivamente.

O Decreto nº 7.217, de 21 de junho de 2010, que regulamenta a Lei do saneamento, em seu capítulo V rege sobre o licenciamento ambiental de unidades de tratamento de esgoto sanitário e de efluentes gerados nos processos de tratamento de água, prevê que serão consideradas etapas de eficiência, a fim de alcançar progressivamente os padrões definidos pela legislação ambiental e os das classes dos corpos hídricos receptores.

Nesses termos, as etapas de eficiência representam a evolução dos parâmetros de qualidade de efluentes, a fim de se alcançar, progressivamente, por meio do aperfeiçoamento dos sistemas e processos de tratamento, o atendimento às classes dos corpos hídricos.

Outra questão regulamentada pelos órgãos ambientais é a possibilidade de lançamento de efluentes pelo potencial de diluição. O preconizado é que seja possível despejar o efluente, na medida em que a diluição provocada pela vazão do corpo receptor proporciona uma carga poluidora aceitável. Essa ferramenta de gestão dos recursos hídricos que favorece o desenvolvimento econômico, enquanto permite o lançamento a níveis menores de eficiência de tratamento. Mas, o aparecimento de novos empreendimentos e suas contribuições, uma vez alcançado o limite da capacidade de autodepuração do corpo hídrico, implicará na não concessão de demais outorgas.

Outro assunto tratado pela Lei do Saneamento foi a alteração do disposto na Lei de parcelamento de solo no 6.766, de 19 de dezembro de 1979, que discrimina a infraestrutura necessária para implantação de loteamentos como equipamentos urbanos de escoamento das águas pluviais, iluminação pública, esgotamento sanitário, abastecimento de água potável, energia elétrica pública e domiciliar e vias de circulação. A alteração traz uma terminologia mais abrangente para os esgotos sanitários, antes definidos apenas como redes. Também deixa de especificar que as vias de circulação providas poderiam ser pavimentadas ou não. A manifestação inclui mais responsabilidade ao empreendedor ao implantar um loteamento.

Por sua vez, seu decreto regulamentador, nº 7.217 de 2010, ao dispor sobre os Serviços Públicos de Esgotamento Sanitário, estabelece que a legislação e as normas de regulação poderão prever penalidades em face de lançamentos de águas pluviais ou de esgotos não compatíveis com a rede de esgotamento sanitário. A disposição ratifica, consolida e/ou reafirma a utilização do sistema de esgotamento separador absoluto no território nacional.

Ao versar sobre o manejo de águas pluviais urbanas, a Lei do Saneamento prevê que este seja realizado dentro do Plano de Saneamento Básico, com o chamado Plano de Águas Pluviais, onde são contempladas as inundações urbanas de forma integrada. A política do Plano trata dos princípios e objetivos de controle das águas pluviais, estratégias de desenvolvimento do Plano, definição de cenários de desenvolvimento urbano e riscos de inundações (Tucci, 2009).

As medidas são estruturais, como obras, e não-estruturais. As medidas não-estruturais atuam na prevenção e na gestão da drenagem. Como instrumento de controle, a legislação prevê a cobrança pelos serviços de drenagem, mas, de acordo com Tucci (2009), apenas uma cidade brasileira cobra pelos serviços. Esta cobrança deve estar relacionada com a área impermeável, que pode produzir cerca de cinco vezes mais escoamento que uma área permeável.

O plano de águas pluviais urbanas, como os outros componentes no Plano de Saneamento Básico, deve atender aos condicionantes estabelecidos pelo Plano da Bacia Hidrográfica. Esta convergência se dá na definição do enquadramento dos corpos hídricos, onde são estabelecidas as metas para qualidade da água.

No campo técnico, a regulamentação dos sistemas e estruturas de drenagem urbana é deficitária. Não são encontradas normas com orientação técnica para a projetos de drenagem urbana, inclusive no acervo da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). Ao longo do tempo, o poder público municipal foi obrigado a regulamentar o tema em decorrência da necessidade de prover as cidades dos sistemas.

Considerando o esgotamento sanitário e a drenagem pluvial serviços prestados no âmbito do saneamento básico, a potencial utilização dos recursos hídricos para depuração de poluentes e as ferramentas de gestão aplicáveis, supõe-se que é

possível incluir os sistemas unitários nos planos diretores municipais. Contudo, não são vistas manifestações nesse sentido.

2.6.5 Parâmetros e Critérios do Sistema Separador Absoluto

2.6.5.1 Projeto do Sistema separador - Esgotamento Sanitário

As vazões consideradas nos projetos de sistemas de esgotamento sanitário são as previstas em dois momentos, no início do plano, em que as vazões correspondem à população a ser atendida na ocasião de implantação do sistema; e outro no fim do plano, em que as vazões corresponderão a população a ser atendida no futuro, no qual se atingirá o horizonte do projeto, denominado final de plano.

De acordo com a Norma ABNT NBR 9.649:1986 - Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário, a vazão de início de plano é calculada através vazão média doméstica da população de início de plano multiplicada pelo coeficiente da hora de maior consumo ($K_2 = 1,5$) e acrescida da vazão de infiltração. As vazões de projeto são obtidas através a Equação 1, como segue.

A contribuição de esgotos per capita tem valores comuns entre 100 e 200 L/hab.dia, sendo que pode se observar que quanto mais alta é a classe econômica, maior o consumo. A porção da água utilizada que retorna em forma de esgotos, representada pelo coeficiente de retorno de água/esgoto (C), comumente adota o valor de 80%.

$$Q_i = \frac{(P \cdot q \cdot C) \cdot K_2}{86400} + I \quad \text{Equação (1)}$$

Onde:

Q_i	-	Vazão inicial de esgotos (L/s)
P	-	População atendida (hab)
q	-	Consumo de água per capita (L/hab x dia)
C	-	Coeficiente de retorno água/esgoto (0,8)
K_2	-	Coeficiente relativo à hora de maior consumo (1,5)
I	-	Contribuição de infiltração

Para o final de plano a vazão é dada pela população de saturação estimada na data definida para o fim de plano, multiplicada pelo coeficiente do dia de maior consumo

(K1 - 1,2) e pelo coeficiente da hora de maior consumo (K2 - 1,5), somada a vazão de infiltração. As vazões de projeto são obtidas com a Equação 2.

$$Q_f = \frac{(P \cdot q \cdot C) \cdot K_1 \cdot K_2}{86400} + I \quad \text{Equação (2)}$$

Em que:

Qf	-	Vazão final de esgotos (l/s)
P	-	População atendida (hab)
q	-	Consumo de água per capita (l/hab x dia)
C	-	Coeficiente de retorno água/esgoto (0,8)
K1	-	Coeficiente relativo ao dia de maior consumo (1,2)
K2	-	Coeficiente relativo à hora de maior consumo (1,5)
I	-	Contribuição de infiltração

Em um sistema de esgotamento sanitário normalmente são previstos despejos de origem industrial. O procedimento se faz necessário devido a existência de regiões urbanas onde a ocupação do solo é diversificada e não se encontram apenas residências ou indústrias. Para determinação das vazões de origem industrial a serem lançadas nas redes é necessário um levantamento da existência de indústrias no local.

Outra contribuição para as vazões são as infiltrações, águas subterrâneas originadas no subsolo quando o sistema de coleta entra em contato com o lençol freático, são determinadas por diversos autores de forma empírica. O volume infiltrado pode variar de acordo com o tipo de solo, profundidade e material da rede, bem como com a situação da rede em relação ao lençol freático.

Bruno et al. (1983, apud TSUTIYA & SOBRINHO, 2000), em medições em redes localizadas acima e abaixo do lençol, encontraram valores de 0,02 a 0,1 L/s.km, enquanto Sursan (1959, apud TSUTIYA & SOBRINHO, 2000) relatou valores na faixa de 0,2 a 0,4 L/s.km encontrados em medições. Em projetos básicos, de posse de dados levantados em campo pode-se ter uma estimativa da porção da rede sujeita a infiltrações. Em geral, é adotada uma taxa constante de infiltração. Alguns projetistas adotam valores da ordem de 0,03 L/s.km, mas este torna-se um critério

adotado quando não se tem medições. No mesmo sentido, a NBR 9649 (1986) indica a adoção de valores entre 0,05 e 1,0 L/s.km.

Apesar de não existir um diagnóstico preciso da situação das redes instaladas no país, sabe-se que sempre existem vazões parasitárias à rede de esgotos, ou seja, águas pluviais encaminhadas acidental ou clandestinamente. Especificamente para as vazões parasitárias, não há um valor determinado a se considerar, mas a NBR 9649 (1986), ao indicar a infiltração a se considerar nos projetos de redes, abrange uma parcela de águas pluviais.

Considerar as ligações individuais no projeto de redes coletoras de esgotos torna-se um procedimento dispendioso visto que não são concomitantes e regulares. Para facilitar a estimativa das vazões admitidas na rede em um projeto utiliza-se uma vazão aplicada ao longo da extensão da rede coletora. Dessa forma obtém-se uma taxa de aplicação ou admissão dos esgotos na rede, a taxa pode ser prevista através da Equação 3, na qual se obtém a contribuição linear para uma área esgotada de ocupação homogênea.

$$T_x = \frac{Q - \sum Q_c}{L}$$

Equação (3)

Em que:

- T_x - Taxa de contribuição linear para área de ocupação homogênea (L/s.km)
- Q - Vazão de esgotos a coletar (L/s)
- Q_c - Contribuições singulares ou concentradas (L/s)
- L - Comprimento da rede coletora (m)

2.6.5.1.1 Dados Geométricos – traçado das redes

Sobre o arruamento desenhado, com informações sobre altimetria do local, são desenhadas as redes coletoras de esgotos. O traçado segue o alinhamento das ruas e a declividade do terreno.

O traçado das redes coletoras podem ser do tipo perpendicular, compostas por coletores tronco independentes, perpendiculares ao curso d'água; tipo leque, em que os coletores tronco correm pelo fundo dos vales e recebem coletores

secundários formando um leque; tipo radial, em que a cidade é dividida em setores independentes, os esgotos são reunidos em pontos baixos e recalçado por elevatórias (SOBRINHO & TSUTIYA, 1999).

2.6.5.1.2 Parâmetros e critérios

O diâmetro mínimo empregado atualmente para as redes coletoras é de 150 mm, conforme justificado no item 2.5.2 deste trabalho. Os interceptores e emissários os partem diâmetros mínimos de 200 mm, em geral. O diâmetro das instalações de recalque variam conforme o dimensionamento.

As recomendações técnicas apontam para a utilização de tubos cerâmicos ou plásticos para os diâmetros de 150 mm a 400 mm. Acima deste último é recomendada a utilização de tubos de concreto, pela resistência a pressões ocasionadas pelo solo e tráfego. Apesar da grande difusão da utilização de tubulações plásticas, é possível observar uma quantidade significativa de redes em cerâmica antigas implantadas.

O coeficiente de Manning na utilizado equação geral para dimensionamento de condutos livres é um fator que diz respeito a rugosidade da tubulação, representa a perda de carga no escoamento devido ao atrito. Para tubos de concreto emprega-se o valor do coeficiente de 0,013, o mesmo é empregado para manilhas cerâmicas. Para materiais plásticos, como PVC, como previsto na ABNT NBR 7367 de 1988, pode se empregar o valor de 0,010, por ser um material de superfície mais lisa.

Há relatos na literatura que materiais contidos nos esgotos como lodo, gordura e graxa aderem a todos os materiais dos tubos, mesmo plásticos. Neste caso, por mais que os plásticos apresentem paredes lisas, servem como filtro biológico para o esgoto, permitindo a aderência dos materiais inorgânicos aumentando o seu coeficiente de rugosidade. Além das dobras, aberturas, juntas, ligações, poços de visita, trincas devido à exposição ao sol ou à forma de armazenagem e a pressão para a manutenção dos tubos, que como acidentes na tubulação, também afetam o coeficiente.

A ASCE (1982, apud ABTC, 2004), sobre projeto e construção de redes de esgoto por gravidade, especificamente sobre os materiais dos tubos e os seus respectivos coeficientes de rugosidade, dispõe que, geralmente, o coeficiente de Manning para

uma determinada rede de esgoto, depois de um certo tempo em operação, se aproximará de uma constante.

Essa constante não é mais função do material do tubo, mas sim representa o atrito causado pela formação de limo nas paredes do tubo, ficando na ordem de 0,013. Ainda dispõe que deve ser considerado o maior coeficiente de atrito no dimensionamento dos condutos, considerando as interferências dos efluentes. Finalmente que por causa da natureza empírica de cada fórmula, um projeto conservador torna-se prudente (ASCE, 1982 apud ABTC, 2004).

O recobrimento mínimo das tubulações a serem assentadas nas ruas é 0,90 m. A profundidade máxima para coletores e interceptores a serem implantados com valas escavadas a céu aberto, tem valor de referência de 4 m, a partir dessa profundidade, ocorrerão implicações para as ligações prediais.

As redes coletoras de esgoto são projetadas para funcionar como condutos livres, casos em que o escoamento decorre da declividade. Para o ideal funcionamento da rede coletora, as tubulações devem conduzir os esgotos a um limite de vazão máxima ou mínima. Esses limites, traduzidos para a geometria da seção da tubulação, resultam em um valor de lâmina líquida máxima e uma lâmina mínima.

No início do projeto podem-se prever redes que atenderão regiões pouco povoadas com perspectiva de adensamento futuro, conseqüentemente trechos poderão não receber vazões inicialmente. Contudo, preconiza-se uma vazão mínima de dimensionamento de 1,5 L/s, que corresponde à vazão gerada por uma descarga de vaso sanitário. Dessa forma, na condição de início de plano não se determina uma lamina mínima, a rede deve atender ao critério de tensão trativa de arraste de sólidos mínima. Na condição projetada para fim de plano, devem conduzir uma lâmina d'água máxima, essa lamina, conforme a NBR 9649 (1986), será de 75%.

Para redes coletoras de esgotos a declividade mínima admissível, determinada a partir da vazão inicial e coeficiente de Manning igual a 0,013, é aquela necessária para garantir tensão trativa média de 1,0 Pa. Para interceptores, a declividade mínima admissível, determinada a partir dos mesmos parâmetros é aquela necessária para garantir tensão trativa média de 1,5 Pa.

O controle de remanso é aplicável sempre que há desnível entre a tubulação de chegada e saída do poço de visita.

No escoamento por gravidade, a topografia do terreno pode impor velocidades de escoamento elevadas, condição que intensifica o efeito de abrasão provocada pelo impacto das partículas sólidas transportados pelo fluido na superfície interna da canalização. Para redes de esgoto, a NBR 9649 condiciona a declividade admissível para a tubulação ao valor para o qual a velocidade final de escoamento não ultrapasse os 5 m/s.

Conforme as recomendações técnicas para projetos de redes coletoras de esgotos devem ser previstos poços de visita nas mudanças na direção dos coletores, nas mudanças declividade, no diâmetro e no material dos trechos, ou mesmo descontinuidade vertical. A distância entre poços de visita é dada pelo alcance dos dispositivos de limpeza, normalmente 100 m.

No início de redes, onde não é prevista a implantação de um novo trecho de montante, normalmente são empregados os dispositivos Tubos de Inspeção e Limpeza (TIL). Apesar da possibilidade de implantação de Terminais de Limpeza (TL), conhecidas como Ponta Seca, na prática, esses não são preferência por acarretarem complicações em ocasiões de manutenção, como visto na literatura.

2.6.5.2 Projeto do Sistema Separador – Drenagem Pluvial

2.6.5.2.1 Vazões de águas pluviais

Dentre os métodos de cálculo do deflúvio a escoar em um projeto de drenagem o mais utilizado é o método racional. Devido a simplificação dos diversos fatores, e respectivas incertezas que interferem na formação do deflúvio, este é empregado para pequenas bacias. O método é difundido no Brasil e no mundo e expresso por uma equação de fácil aplicação.

A duração da precipitação de projeto é definido em função das características e riscos do projeto. Em geral, assume-se a duração de 10 min para redes curtas. Com maiores durações de chuva a intensidade tende a diminuir, portanto entende-se este como o intervalo que produz maior vazão comparado a diferentes durações (WILKEN, 1978).

O tempo de concentração define-se como o tempo que leva uma gota d'água teórica para ir do ponto mais afastado da bacia até o ponto de concentração. Em um sistema de condutos, como os de drenagem, o tempo de concentração é a soma do tempo de entrada e do tempo de percurso no conduto até o ponto de concentração.

Como valor mínimo adotado nos cálculos do Método Racional, tem-se que o tempo de duração da chuva, tende a assumir o mesmo Tempo de Concentração (TUCCI, 1995). Para a chuva crítica da bacia hidrográfica em estudo, será adotada duração igual ao tempo de concentração da bacia, sendo mínimo de 10 minutos.

A intensidade de precipitação representa outra variável importante nos projetos de drenagem. No entanto, para caracterização das chuvas de uma região são necessários longos períodos de aquisição de dados. Seu conhecimento é necessário pois grande parte dos modelos hidrológicos empregados em drenagem utilizam esses dados para transformação de chuva em vazão.

Normalmente, as precipitações máximas de projeto são caracterizadas por relações intensidade-duração-frequência, obtidas de séries de chuvas intensas representativas do local de interesse. De acordo com Tucci (1995), o trabalho mais significativo nesse campo que contempla essas relações foi elaborado por Pfafstetter (1982), para 98 postos pluviométricos brasileiros.

A escolha do período de retorno está associada a uma precipitação de projeto adotada, sua frequência e o risco desta ser superada. Outro fator a ser considerado é que ao se aumentar o tempo de retorno para diminuir o risco da tormenta ser superada na vida útil da obra, se onera o sistema projetado. De acordo com a CETESB (1985) e Wilken (1978) os projetos de microdrenagem concentram-se em períodos de retorno entre 2 a 10 anos.

Para áreas pouco densas e residenciais, utilizam-se dois anos e, para áreas comerciais, onde podem ocorrer maiores perdas, é recomendado escolher até dez anos. Tucci (1995) ressalta que, principalmente nas grandes cidades, devido ao aumento da complexidade e impermeabilização, as cheias se agravam e esse critério deve ser analisado com cuidado.

O coeficiente de escoamento, ou run-off, é um parâmetro utilizado no método racional, ele representa a capacidade de geração de deflúvio da superfície com relação ao tipo de solo e sua ocupação. A atribuição deste valor é delicada, pois reflete a porcentagem de impermeabilidade de uma área, algo variável e dispendioso de se especificar, normalmente são utilizados valores convencionados.

As bacias de escoamento, ou área responsáveis pela geração de deflúvio, são delimitadas pelos divisores topográficos formados pelas regiões elevadas da bacia, o escoamento é orientado para os canais de drenagem desta.

No intuito de tornar o método racional mais representativo foram considerados fatores que dependem do recobrimento da bacia, permeabilidade do solo, tempo de concentração, entre outros, representados pelo coeficiente de deflúvio; e a defase entre o início da chuva e início da contribuição superficial, como o coeficiente de distribuição. Esse passou a ser chamado de método racional modificado, indicado para áreas com galeria e bacias naturais com limite até 500 hectares.

O método racional presume que a máxima vazão para uma bacia contribuinte ocorre quando toda a bacia está contribuindo, e que esta vazão é igual a uma fração da precipitação média (WILKEN, 1978). A equação do método racional modificado é descrita como segue na Equação 4.

$$Q = 2,78 \cdot C_E \cdot C_D \cdot I \cdot A$$

Equação (4)

Em que:

- Q - Vazão que deflui sobre a superfície do solo (m³/s)
- C_E - Coeficiente de deflúvio
- C_D - Coeficiente de distribuição
- I - Intensidade média da chuva (m/s)
- A - Área da bacia receptora da chuva (m²)

2.6.5.2.2 Dados Geométricos - Traçado das redes

Para execução do traçado pode ser utilizados vários programas computacionais, os mais empregados são os que apresentam boa interface gráfica e possibilitam o trabalho, dentro de um espaço cartesiano, nos eixos x, y e z. Para otimização do trabalho é importante que o programa seja integrado com o aplicativo em que se realizarão os cálculos hidráulicos.

Para distribuições das vazões de projeto captadas, a bacia de drenagem é dividida em áreas de contribuição, essas são traçadas pelo método conhecido como método do telhado, aplicável em áreas urbanas com quadras definidas pelo arruamento. Assim, as vazões geradas são calculadas para o dimensionamento de elementos do sistema de drenagem para captação. Sequencialmente a precipitação que cai sobre o pavimento é escoada pelas sarjetas, captada pelas bocas de lobo e conduzida pelas galerias.

2.6.5.2.3 Parâmetros e critérios

De acordo com os padrões de projetos de arruamento, as vias podem ser classificadas em rodovias, vias expressas, entre outras, com larguras ou caixas de ruas variáveis. A caixa da rua admitida no projeto foi de 7 a 10 m, o arruamento é constituído por duas vias principais classificadas como avenidas e as demais vias secundárias. Em geral, para vias desse padrão as faixas de rolamento são de 3,5 a 5 metros de largura.

A declividade transversal da via, ou seja, ortogonal ao eixo principal, encontra um limite máximo nos requisitos de tráfego. A diferença de nível entre as linhas da via (meios-fios e eixo), principalmente em regiões declivosas pode formar uma rampa transversal, transpondo as vazões de uma sarjeta a outra oposta na rua. É comum encontrar declividades transversais das vias entre 2 a 4%. A CETESB (1985) sugere como declividade mínima 1%.

Esse valor é importante para o limite de inundação da via, a CETESB (1986) sugere que seja um quarto da largura. A FCTH (CDREN) cita a adoção de 3,00 ou 3,50 m. A RIO AGUAS (Rio de Janeiro, 2010) permite o escoamento superficial desde que a

faixa inundável das sarjetas não ultrapasse 0,80m nas vias principais e 1,00 nas vias secundárias.

Para as ruas, é adotado um valor para o coeficiente de Manning (n), normalmente em 0,016, o valor considera o escoamento nas ruas, refere-se à parcela que escoar sobre o pavimento, não sobre a sarjeta, pois é usual para pavimentos asfálticos. Os valores para sarjetas lisas podem ficar em torno de 0,013.

As sarjetas são os dispositivos iniciais na condução das vazões geradas pelas precipitações sobre o arruamento e lotes, essas são traçadas com orientação do arruamento padrão. A priori, a extensão dos trechos de sarjetas é determinada pelo próprio comprimento da rua havendo sempre uma boca-de-lobo ao término de cada trecho, mas há de se estimar a capacidade de suporte das sarjetas.

Sempre que a capacidade de escoamento da sarjeta é excedida, é prevista a instalação de dispositivos de captação da água, bocas-de-lobo. O volume é transposto da superfície para o subsolo onde continua o escoamento. De acordo com a Rio Águas (Rio de Janeiro, 2012), o primeiro deverá ser locado a partir do divisor de águas até a seção da sarjeta onde a faixa de alagamento atinge o limite estabelecido para cada tipo de via.

A largura da sarjeta adotada pode advir do valor preconizado pelas normas locais de onde será implantado o projeto. A CETESB (1986) sugere para projetos de ruas uma sarjeta padrão, construída incorporada à guia com 15 cm de profundidade e 60 cm de largura. A altura da sarjeta é um valor previamente definido no projeto em função da altura padronizada das guias, ou meios-fios. Em geral, adota-se 0,15 m.

Quanto à largura, considera-se que o tráfego pode atingir as sarjetas o que exige que a profundidade das depressões seja compatível com a velocidade dos veículos, dessa forma, uma largura admissível a quaisquer vias, a partir de uma velocidade de 60 km/h, seria 0,30 m.

De acordo com a CETESB (1986) a declividade longitudinal das sarjetas não é determinada pelo projeto de drenagem, e sim dependente da inclinação das ruas, decorre que declividades suaves limitam a capacidade admissível das sarjetas. A

declividade longitudinal mínima para proporcionar uma drenagem adequada é de 0,4%.

O escoamento nas sarjetas também sofre resistência. Essa força depende do material de revestimento da superfície de escoamento dado pelo coeficiente de Manning. Em geral, para sarjetas de concreto ou asfalto com bom acabamento adota-se valores de 0,012 a 0,014.

Outros pontos críticos para posicionamento de bocas-de-lobo são os pontos baixos dos greides das ruas onde a água se concentra e tende a se acumular. No entanto, a capacidade de engolimento das bocas de lobo varia com sua posição relativa ao escoamento. Conforme a FCTH (2001) em geral, adota-se para as bocas de lobo instaladas em ruas com declives maiores que 1% valores entre 40 e 45 l/s. Para bocas de lobo instaladas em ruas planas (< 1%), adotam-se valores entre 60 e 65 l/s.

Existem diversos tipos de bocas de lobo, com grade, sem grade, com e sem abertura na guia. Cada uma corresponde a uma capacidade de engolimento de água e podem ser escolhidas e definidas como padrão para os projetos de drenagem de uma região.

Os tubos de ligação conectam as bocas de lobo aos poços de visita que encaminham o volume captado para as galerias de drenagem. A CETESB (1986) destaca que deve-se ter cuidado ao dimensionar estes condutos, pois mesmo que as galerias e bocas-de-lobo sejam bem dimensionadas o funcionamento pode ser implicado pela insuficiência na sua capacidade. Normalmente são empregados com diâmetros de 0,3 a 0,4 m.

Os poços de Visita são dispositivos do sistema de drenagem que permitem mudança de direção, de declividade, mudança de diâmetro e inspeção e limpeza das canalizações.

As caixas de ligação são utilizadas quando se faz necessária a locação de bocas-de-lobo intermediárias ou para evitar-se a chegada, em um mesmo poço de visita, de mais de quatro tubulações. Sua função é similar à do poço de visita, dele diferenciam-se por não serem visitáveis.

As galerias são condutos que recebem as contribuições de águas captadas pelas bocas-de-lobo. Elas podem ser fechadas ou abertas como canais. Uma discussão no meio técnico envolve a escolha da porcentagem da seção da tubulação que pode ser preenchida, ou seja a lâmina máxima.

A Lâmina Máxima é representada pela Relação y/D , sendo y a altura do líquido no na tubulação e D é o respectivo diâmetro, a relação a ser admitida no dimensionamento da tubulação é especificada em critérios de dimensionamento das concessionárias ou órgãos gestores de drenagem urbana. Em geral, varia entre 0,75 e 0,95. Entretanto, segundo a CETESB (1986) relações acima de 82% inserem carga no escoamento, transformam-no em escoamento sob pressão.

No caso de serem empregados condutos fechados, em geral, a condição de operação em regime livre não é econômica. Como conduto livre, embora a capacidade de descarga seja maior, qualquer obstrução, junção ou irregularidade provocaria uma mudança de regime passando o conduto a funcionar em carga. Além de, na ocasião de uma chuva excepcional, apesar de dimensionados para escoar em regime uniforme, passariam a trabalhar em carga, exigindo verificação do dimensionamento para esses casos (CETESB, 1986). Tucci (1995) recomenda que o cálculo do funcionamento seja feito para a seção plena, devido a sua facilidade, e a verificação da folga (y/D) seja feita quando da aproximação do cálculo para a seção comercial.

O diâmetro mínimo recomendado para projeto de galerias de águas pluviais é discutido no item 2.5.2 deste trabalho. Em termos construtivos é recomendado um recobrimento mínimo das tubulações enterradas, isto é, altura de terreno mínima a ser considerada sobre a tubulação ou camada de envoltória da tubulação. Este valor é, geralmente, admitido igual à 1,00 m em função de cálculos genéricos de carga de aterro e tráfego, mas pode ser alterado em função de critérios especiais. Nas obras de drenagem, é comum a implantação das redes com recobrimento variável, conforme recomendado pela RIO ÁGUAS-RJ, através da Equação 5.

$$REC = \frac{D}{2} + 0,4m$$

Equação (5)

Em que:

REC - Recobrimento da tubulação
D - Diâmetro da tubulação

Com o incremento da vazão conduzida pelas redes ao longo do percurso, ocorre seu aprofundamento, parâmetro que demanda um limite máximo, em função do aumento do custo das obras e complexidade das escavações. A profundidade máxima é definida em função de limitações construtivas, como equipamentos necessários e limites de escoramento de valas. A FCTH (2001) indica que em geral, admite-se o valor 6 m para a profundidade máxima de vala.

A velocidade mínima admitida para escoamento nas tubulações de drenagem é definida a fim de se manter condições mínimas de limpeza e evitar assoreamento nas galerias. O valor mínimo geralmente aceito varia entre 0,35 m/s a 0,50 m/s. É admitido um valor de velocidade máxima em função das características do material da tubulação. Para tubos de concreto, utiliza-se o valor 5 m/s. Para tubos plásticos, pode se admitir valores mais altos, de até 7 m/s;

A priori, a declividade das galerias de águas pluviais deve ser estabelecida de forma a garantir recobrimento mínimo da tubulação. A declividade final deverá ser definida considerando a capacidade de descarga necessária, problemas de assooreamento e outros parâmetros de projeto. Contudo, é importante a mínima declividade para garantir a velocidade mínima (CETESB, 1986).

Com os limites de velocidade na rede e a tensão trativa mínima dedutível, que deve ser atendida para arraste dos sólidos depositados no fundo das galerias pode ser determinada a declividade mínima para as tubulações. Contudo, há uma declividade mínima possível de ser executada nas obras usuais, em função da tecnologia e dos equipamentos disponíveis. Em geral, adota-se 0,5%.

2.6.6 Parâmetros e Critérios do Sistema Unitário

2.6.6.1 Sistema Unitário Capacidade Restrita

2.6.6.1.1 Vazões de projeto

As vazões do sistema de esgotamento unitário reúnem as contribuições de esgoto sanitário e o volume gerado na ocorrência de precipitações. De acordo com Artina et al. (1997), o projeto dos coletores dos sistemas unitários consideram a vazão de chuvas frequentes, pois essas prevalecem em relação a chuvas máximas de projeto. Cita que o critério varia de região para região, mas, sem recorrer a estudos específicos, as taxas de fluxo são compatíveis com uma diluição de 2,5 a 5 vezes dos esgotos, assim o tratamento recebe águas de chuva na proporção de 1,5 a 4 vezes a vazão de esgotos. As tubulações da rede de esgotamento são dimensionadas segundo vazões da ordem de 4 vezes a vazão de pico dos esgotos (ARTINA et al., 1997).

Visto que as vazões de águas pluviais alcançam valores em torno de 200 vezes maiores que as vazões de esgotos, é sabido que, com a implantação desse sistema, ocorrerão transbordamentos mediante as chuvas. Outras técnicas de controle das vazões serão lançadas, no sentido de tornar o sistema uma alternativa apreciável na escolha de um sistema de esgotamento sanitário.

A capacidade dos coletores, do tratamento e dos dispositivos de controle do extravasamento decorre de um estudo hidrológico para o local de projeto. O volume disponibilizado pelo sistema unitário, isto é, extravasado, pode ser acumulado em tanques de concreto, áreas de várzeas ou mesmo em extensões das tubulações. Ainda, no dimensionamento dos dispositivos de controle deve ser determinado o limite de diluição a partir do qual o volume é vertido.

Neste caso, as técnicas de controle de vazões na fonte, conceituadas em projetos de sistemas de drenagem compensatórios, podem garantir que a vazão gerada pela precipitação sobre lotes impermeabilizados representem menores aportes ao sistema de esgotamento, que por sua vez, tem capacidade restrita. Os micro reservatórios individuais, poços de infiltração, ou outros dispositivos de armazenamento, são exemplos desse tipo de controle.

2.6.6.1.2 Dados Geométricos - Traçado das redes

O traçado das redes obedece os mesmos pressupostos do sistema separador. Para coleta dos esgotos, são necessárias redes coletoras de esgotos auxiliares, laterais à rede de drenagem pluvial, as redes recebem as ligações prediais e se conectam aos poços de visita do sistema unitário.

2.6.6.1.3 Parâmetros e critérios

Conforme disposto por Guimarães & Souza (2004) o diâmetro mínimo do sistema unitário não deve ser inferior a 400 mm. Para as redes coletoras de esgotos auxiliares, preconiza-se o diâmetro mínimo de 150 mm. As galerias unitárias normalmente são executadas em concreto. Os critérios de recobrimento mínimo das redes do sistema unitário, que utiliza tubulação de concreto, podem ser os mesmos das redes do sistema de drenagem pluvial.

Para o escoamento de esgotos combinados Guimarães & Souza (2004) sugerem adoção de lamina água/diâmetro de 0,1 a 0,9. É recomendada a adoção de velocidades mínimas de 0,5 a 0,7 m/s e máximas de 5 m/s. No caso das vazões mínimas, a declividade da tubulação deve garantir o arraste de sólidos que tendem a se depositar.

Para os esgotos sanitários, é utilizado o critério da tensão trativa. O critério preconiza ser necessária uma tensão de arraste de 1 Pa. Esse critério promove o arraste de sólidos de 0,2 mm a 1 mm de diâmetro. Artina et al. (1997) cita que os sólidos dessas dimensões são oriundos de estradas, encostas, entre outros. Os sólidos de esgotos são constituídos, em geral de partículas mais finas, e possuem dimensões da ordem de 0,02 mm.

Nuvolari (2011) cita que a tensão trativa varia com a vazão e o diâmetro e que para diâmetros menores, o valor de 1 Pa é superestimado. Ao contrário, para diâmetros maiores, o valor torna se subestimado. Para Artina et al. (1997) em termos de vazões mistas, esgotos sanitários e águas pluviais, tubulações conduzindo uma vazão mínima que corresponde a 10% do preenchimento do duto, $0,1$ de y/d , é necessária uma tensão trativa de 3 Pa.

Artina et al. (1997) definem, ainda, que a declividade i_1 a ser aplicada aos condutos de diferentes diâmetros para garantir uma tensão trativa no fundo de 2 Pa, com a vazão sanitária de pico média anual e a velocidade V_1 associada. A declividade i_2 , a ser aplicada a condutos de diferentes diâmetros, para garantir uma tensão trativa no fundo de 3 Pa, com uma vazão mista de 10% daquela de completo preenchimento do canal e a velocidade V_2 associada. A Tabela 5 ilustra as combinações.

Tabela 5 Declividades e velocidades associadas a diâmetros de condução de vazões mistas

Diâmetro (mm)	Declividade i_1 (Trativa 2 Pa)	Velocidade V_1 (m/s)	Declividade i_2 (Trativa 3 Pa)	Velocidade V_2 (m/s)
300	0,012	0,51	0,0080	0,71
400	0,009	0,54	0,0060	0,74
500	0,007	0,55	0,0048	0,78
600	0,006	0,57	0,0040	0,80
700	0,005	0,58	0,0034	0,82
800	0,004	0,59	0,0030	0,84
1000	0,0035	0,62	0,0024	0,87
1200	0,0030	0,64	0,0020	0,90
1500	0,0024	0,67	0,0016	0,93

Fonte: Extraído de Artina et al. (1997)

Os sistemas unitários possuem instalações equivalentes ao sistema de drenagem pluvial como bocas-de-lobo, tubos de ligação, poços de inspeção e limpeza e os poços de visita. Adicionalmente, são instalados dispositivos de extravasamento das vazões não comportadas pelo sistema na ocasião de chuvas intensas.

Os extravasores são dispositivos especiais que têm a finalidade de dividir a vazão de esgotos combinados a montante, de uma estação de tratamento de esgotos. A vazão é dividida em uma parcela que prossegue para jusante no mesmo sistema de canalização, denominada vazão derivada, e uma parcela vazão desviada para um receptor diferente.

Entre os elementos a serem considerados estão obviamente o custo e o tamanho do equipamento. Para o dimensionamento dos extravasores são consideradas uma vazão máxima de entrada na ETE e uma vazão mínima de chuva abaixo da qual não é permitido extravasamento nos corpos receptores.

Artina et al. (1997) cita que, por questões construtivas, os extravasores podem ser empregados apenas quando a vazão de ativação for suficientemente elevada, pelo menos algumas centenas de litros por segundo (L/s), e portanto, devem estar a serviço de uma população mínima da ordem de 100.000 habitantes.

Os sistemas unitários são dotados de estruturas de regularização das vazões a escoar, para diminuição das enchentes. Os tanques de detenção comportam as águas de chuva e esgotos sanitários e adicionalmente sedimentam e retém sólidos transportados pelo sistema (GUIMARÃES & SOUZA, 2004).

Para dimensionamento dos tanques de detenção é necessária a análise do hidrograma de entrada, para a chuva de projeto e para o tempo de concentração da bacia contribuinte e obtenção do hidrograma de descarga, como indicado por Guimarães & Souza, (2004).

Os tanques de sedimentação, para tempo chuvoso tem objetivo de diminuir a poluição nos corpos receptores. Diferente dos tanques de detenção, que funcionam para picos de chuva, os tanques de sedimentação funcionam para uma série de pequenos eventos de precipitação. No entanto, em geral, são dimensionados com base em um único evento de chuva, podendo ser otimizados considerando valores estatísticos de precipitação (GUIMARÃES & SOUZA, 2004).

Os reservatórios de controle de cheias podem ter seu dimensionamento estimado através da Equação 6.

$$V = Q \cdot t_c$$

Equação (6)

Em que:

V	-	Volume do reservatório (m ³)
Q _i	-	Vazão calculada pelo método racional modificado (m ³ /s)
t _c	-	Tempo de concentração da bacia (s)

Gehling & Benetti (2005) destacam para manejo dos esgotos de redes combinadas as seguintes opções com relação ao tratamento: (i) não submeter os efluentes a tratamento; (ii) tratamento da vazão de esgotos sanitários e da chuva, em primeira lavagem (first flush); (iii) tratamento parcial ou total dos esgotos combinados e (iv) tratamento do fluxo de base de córregos que recebem esgotos sanitários.

A opção de dispensar o tratamento não é vista como algo adequado, uma vez que causa poluição nos cursos d'água. O tratamento dos esgotos e da água de primeira

lavagem pode ser relativamente eficiente por depurar os volumes com maior concentração de poluentes. Os processos de tratamento empregados são os normalmente projetados para depuração dos esgotos domésticos e, em cada junção entre galerias de águas pluviais e interceptor, são projetadas estruturas de desvio do excesso de águas pluviais.

O tratamento total ou parcial dos esgotos combinados, reinsere questões como sobrecarga hidráulica e desestabilização das estações de tratamento de esgotos, pela variabilidade qualitativa dos efluentes. Portanto, deve considerar as vazões de tempo seco e vazões de tempo chuvoso na ocasião do tratamento. O tratamento seria baseado em processos físicos, biológicos e químicos conhecidos.

O tratamento do fluxo de base de córregos que recebem esgotos sanitários consiste em uma captação em tempo seco. Em alguns casos, mantendo o mínimo de vazão para suportar o ecossistema aquático. É uma alternativa emergencial, para despoluição de corpos receptores com intensa carga de esgotos.

2.6.7 Sistema Unitário Capacidade Plena – condução de toda a vazão de águas pluviais e esgotos

O sistema unitário deve conduzir os efluentes da região esgotada através de um sistema de tubulação único, no entanto, deve atender os requisitos aplicáveis ao sistema de esgotamento sanitário e ao de drenagem pluvial, como afastar as águas residuárias e não permitir que o escoamento das águas pluviais impeça ou cause transtornos à população residente. Nesse sentido, um sistema unitário dimensionado com vazão limitada de 2,5 a 4 vezes a vazão dos esgotos, conforme citado por Artina et al. (1997), não atende aos requisitos da drenagem pluvial urbana.

O questionamento da capacidade do sistema unitário com vazão limitada remonta outros critérios, como o dimensionamento do sistema de drenagem pluvial do sistema separador, que abrange a vazão da chuva máxima e o fato de que, reduzir a capacidade do sistema de drenagem pluvial e imputar as vazões de esgotos e de águas pluviais, trará outros ônus, ao se tentar atingir o ideal de ordem para o espaço urbano. Assim, é plausível uma tentativa de dimensionar um sistema unitário a partir da vazão da chuva máxima somada a vazão de esgotos sanitários, ou seja, à vazão plena.

O sistema unitário dimensionado a vazão plena, ou a capacidade plena possuiria o mesmo delineamento do sistema unitário inicialmente recomendado pela literatura, mas as galerias disporiam de maior capacidade hidráulica. Da mesma forma órgãos acessórios e singularidades das redes seguem as recomendações dos demais projetos de esgotamento. Os critérios e parâmetros como velocidade crítica, declividade mínima, lamina líquida máxima (y/D), tensão trativa mínima, distância entre singularidades, recobrimento mínimo, entre outros adotados também não seriam influenciados para o sistema unitário a capacidade plena.

Na mesma linha do sistema unitário capacidade restrita, o sistema unitário capacidade plena teria os dispositivos de tratamento de efluentes dimensionados para as vazões mais frequentes, isto é, vazões de 2,5 a 4 vezes a vazão de esgotos. Para o controle da poluição para os sistema unitários podem ser empregados tanques para sedimentação do poluentes. O volume em excesso gerado pela chuva é armazenado por um determinado período de detenção que permite a remoção parcial de sólidos. Os reservatórios de sedimentação ou de retenção propiciam certo nível de depuração dos efluentes mistos possibilitando seu lançamento no curso hídrico.

2.6.8 Parâmetros e Critérios do Sistema de Águas Pluviais Urbanas – condução de esgotos pelo sistema de drenagem pluvial

Em muitas comunidades, existem galerias pluviais, sem a existência simultânea de rede de esgotos sanitários. Nestes casos, é prática comum exigir-se a instalação de fossas sépticas associadas as edificações, com subsequente encaminhamento dos efluentes para a rede pluvial. É bastante usual que não haja manutenção e limpeza das fossas; conseqüentemente, elas tornam-se inoperantes com o passar do tempo. A consequência deste processo é o descarte de esgotos praticamente in natura nas galerias de águas pluviais.

A condução de esgotos pelas galerias do Sistema de Águas Pluviais Urbanas decorre dessa situação. Supõe-se que em uma determinada região exista uma rede de drenagem instalada, mas não rede coletora de esgotos. O poder público exige a instalação de fossas para as edificações mas não procede a fiscalização da limpeza destas. Os serviços públicos de limpeza de fossas são insuficientes e atendem uma minoria. Dessa forma, praticamente não há manutenção das fossas, o esgoto

efluente passa a ter características similares ao afluente e praticamente todo o esgoto gerado é despejado na rede de drenagem de águas pluviais.

Por se tratar de uma Sistema de Águas Pluviais Urbanas, ou como anteriormente referido, um Sistema de Drenagem Pluvial, esse é desprovido de dispositivos de tratamento de esgotos. Considerando que há o prévio tratamento dos esgotos para o lançamento no Sistema de Drenagem Pluvial, as vazões escoadas tanto no período de estiagem quanto no período de chuvas são vertidas para nos corpos hídricos.

Ao adotar a premissa de gradualidade na implantação do Sistema Separador, o Sistema de Drenagem Pluvial ganha preferência na primeira etapa. A preferência se dá por uma lógica simples que avalia a capacidade de suportar todas as vazões geradas no espaço urbano, desde que lançadas alternativas tecnológicas de controle da poluição a medida que o Sistema de Esgotamento Sanitário é implantado.

Nesse sentido, pode se pensar em estruturas de armazenamento e sedimentação. Mas sobretudo, o Sistema de Aguas Pluviais Urbanas reserva-se a condição de alternativa de gestão dos efluentes e não solução de esgotamento, nesse caso não é expansivo ao ponto de planejar dispositivos que retornem os efluentes mistos reservados em tanques na ocasião das chuvas para o sistema de esgotamento e para o tratamento. Os dispositivos de recalque e de tratamento seriam dimensionados para a própria vazão de esgotos e não de efluentes mistos.

Assim, visando o lançamento de efluentes mistos direcionados as estruturas de armazenamento, pode-se pensar em Tanques de Infiltração como um acessório. Essas estruturas de armazenamento se apresentam vantajosas e satisfatórias em alguns aspectos, como menor investimento se comparado as demais estruturas, porém a disposição do efluente é feita no solo com o mínimo de depuração, além de possuir vida útil limitada. Esse último fator é considerado apenas como limitante à utilização do dispositivo para o fim proposto (recepção de efluentes mistos), por período indiscriminado.

3 Metodologia

3.1 Hipóteses de soluções para o esgotamento sanitário

Com base no exposto no tópico, “Interconexão entre sistemas de esgotamento sanitário e de drenagem”, foram propostas quatro hipóteses de solução para o esgotamento sanitário, como segue:

a) como solução definitiva, o emprego do Sistema Separador Absoluto, convencional, como usualmente preconizado para a realidade brasileira – doravante denominada “Sistema Separador Absoluto”;

- O emprego do Sistema Unitário, segundo duas diferentes condições:

b) como situação possível, uma primeira, em que a capacidade hidráulica do Sistema Unitário seria definida pelo aporte de vazão pluvial limitada a 4 vezes a vazão de esgotos sanitários, sendo este valor justificado pelas recomendações da literatura de limitação de 4 a 7 vezes a vazão dos esgotos. Volumes que excedam essa capacidade, decorrentes de chuvas intensas, seriam extravasados para os corpos hídricos;

c) como solução definitiva, uma segunda, em que a capacidade hidráulica do Sistema Unitário seria definida pelo aporte da vazão pluvial estimada por uma determinada intensidade de precipitação em um tempo de recorrência definido.

d) por fim, como situação temporária, enquanto não implantado o sistema de esgotamento sanitário do tipo Separador Absoluto, o uso do sistema de drenagem de águas pluviais urbanas e suas GAPs, para condução dos esgotos. Este trata-se do arranjo comumente denominado de Sistema Misto;

Condições de contorno baseadas em diferentes padrões de declividade de terreno, intensidade pluviométrica e adensamento populacional serviram para a formulação de diferentes cenários, visando a concepção, o dimensionamento hidráulico-sanitário, e o cotejamento técnico e econômico das hipóteses de soluções para o esgotamento, aplicados a uma área urbana hipotética.

A situação (d) trata de uma condição “temporária”, nela, complementarmente, o estudo contempla a avaliação do comprometimento hidráulico-sanitário do sistema de águas pluviais urbanas, enquanto não implantada a rede coletora de esgotos do sistema Separador Absoluto.

As condições de contorno foram definidas com base em referências diversas da literatura, combinações dessas condições foram propostas de forma que representassem as condições comuns brasileiras, denominadas cenários.

Basicamente, os sistemas foram projetados nas diferentes concepções conhecidas de sistema separador absoluto – solução (a) e sistema unitário – situação e solução (b) e (c). O Quadro 2 apresenta a configuração dos cenários.

Para facilidade da leitura do trabalho, frente a variedade de sistemas e possibilidades de discussão, a denominação das diferentes soluções será abreviada de forma a proporcionar sua identificação clara, imediata conforme segue:

- a) o “Sistema Separador Absoluto”, ou sistema de esgotamento sanitário do tipo “Separador Absoluto” foi abreviado em SEP;
- b) o “Sistema Unitário de Capacidade Restrita”, ou o sistema de esgotamento sanitário do tipo “Unitário Capacidade Restrita” teve como abreviação, a sigla UNrst;
- c) o “Sistema Unitário de Capacidade Plena” ”, ou o sistema de esgotamento sanitário do tipo “Unitário Capacidade Plena” – como abreviação, a sigla UNple;
- d) o “Sistema de Águas Pluviais Urbanas conduzindo esgotos” teve como abreviação, a sigla APUesg

A ocupação é definida pela densidade populacional, que por sua vez, define a população residente geradora de esgotos; o relevo é definido pelas diferentes topografias definidas através da amplificação ou redução de um modelo de terreno, tomado como referência; enquanto o fator climatológico pode ser representado pelo regime pluviométrico, especificamente, por uma chuva de projeto.

Quadro 2 Configuração dos cenários

Cenários		Condições de Contorno - Ordem dos Parâmetros		
Sistemas (a) (b) (c) (d)	Densidade Populacional (P)	Classificação terreno (T)	Chuva Intensidade/ Tempo de Retorno I (TR)	Simbologia
1	Baixa (1)	Plano (1)	Mínima; mínimo (1)	P1; T1; I(TR)1
2			Máxima; máximo (2)	P1; T1; I(TR)2
3		Ondulado (2)	Mínima; mínimo (1)	P1; T2; I(TR)1
4			Máxima; máximo (2)	P1; T2; I(TR)2
5		Forte ondulado (3)	Mínima; mínimo (1)	P1; T3; I(TR)1
6			Máxima; máximo (2)	P1; T3; I(TR)2
7	Média (2)	Plano (1)	Mínima; mínimo (1)	P2; T1; I(TR)1
8			Máxima; máximo (2)	P2; T1; I(TR)2
9		Ondulado (2)	Mínima; mínimo (1)	P2; T2; I(TR)1
10			Máxima; máximo (2)	P2; T2; I(TR)2
11		Forte ondulado (3)	Mínima; mínimo (1)	P2; T3; I(TR)1
12			Máxima; máximo (2)	P2; T3; I(TR)2
13	Alta (3)	Plano (1)	Mínima; mínimo (1)	P3; T1; I(TR)1
14			Máxima; máximo (2)	P3; T1; I(TR)2
15		Ondulado (2)	Mínima; mínimo (1)	P3; T2; I(TR)1
16			Máxima; máximo (2)	P3; T2; I(TR)2
17		Forte ondulado (3)	Mínima; mínimo (1)	P3; T3; I(TR)1
18			Máxima; máximo (2)	P3; T3; I(TR)2

- a) Sistema Separador Absoluto - SEP;
b) Sistema Unitário de Capacidade Restrita - UNrst;
c) Sistema Unitário de Capacidade Plena - UNple;
d) Sistema de Águas Pluviais Urbanas conduzindo esgotos - APUesg

No Quadro 2, além da configuração básica dos cenários, é apresentada uma simbologia (1), (2) e (3), utilizada na apresentação das tabelas de resultados para facilitar a associação dos elementos das condições de contorno combinados em um dado cenário, de forma que (1) corresponda ao menor valor, (2) corresponda do valor intermediário e (3) ao maior valor da condição.

3.2 Caracterização das áreas de estudo

A partir de uma topografia real foram gerados modelos de terreno que se enquadram em três classes de relevo, caracterizando diferenças topográficas consideradas significativas, com declividades acentuada, intermediária e plana. Adicionalmente, foram selecionadas regiões com regimes pluviométricos que caracterizam clima tropical, além de projetadas soluções de esgotamento urbano sobre as configurações descritas.

3.2.1 Seleção de área e arruamento padrão

O arruamento elaborado é composto de 80 quadras interligadas por vias de 7 a 10 metros de largura, com extensão total de 14.476,23 m. As ruas são classificadas, a maioria, como secundárias, existindo apenas duas avenidas. A Figura 6 ilustra a conformação das quadras e ruas da região projetada.

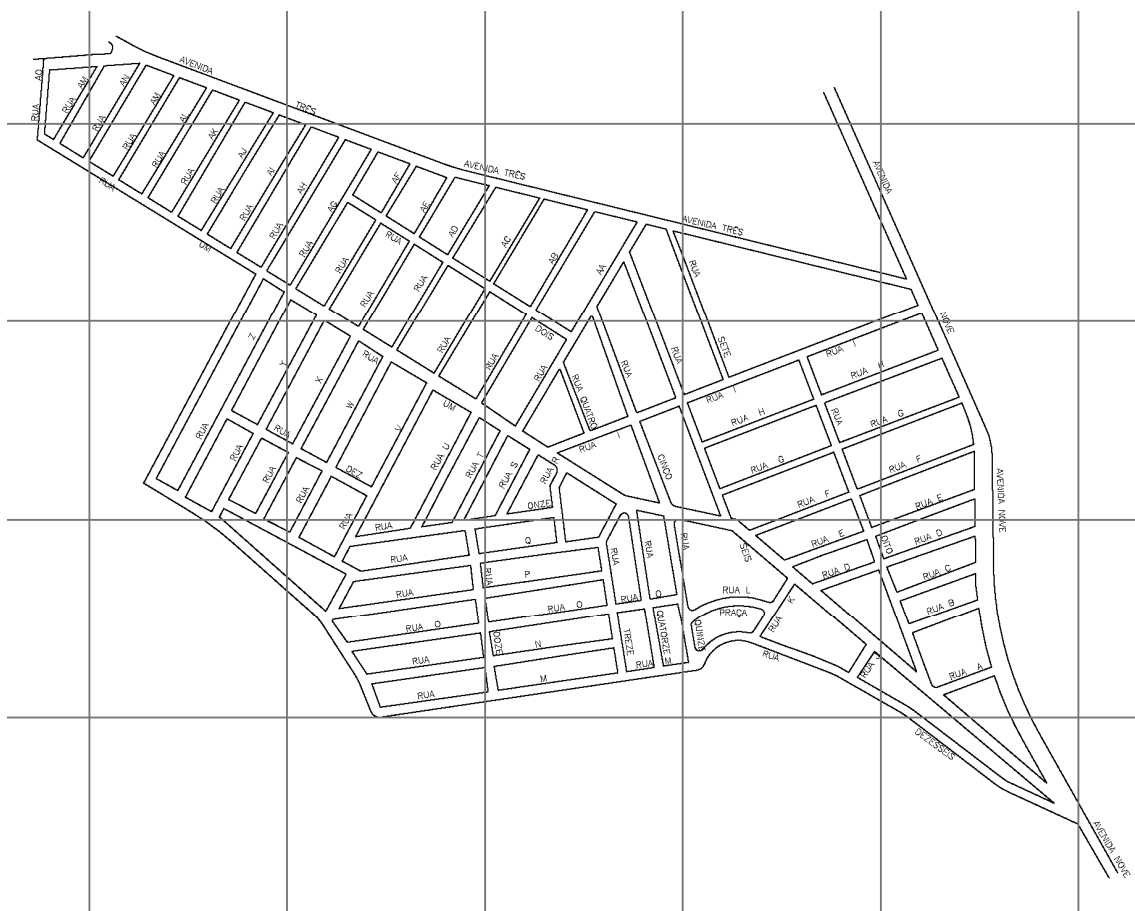


Figura 6 Arruamento padrão

Malha ao fundo dividida em quadriculas de 200 m por 200 m

3.2.2 Amplificação do padrão topográfico

Foi gerado modelo digital de superfície, baseado em curvas de nível oriundas de restituição aerofotogramétrica. Utilizou-se, originalmente, a triangulação de Delaunay, para geração de uma TIN (Triangular Irregular Net).

Foram analisadas as declividades da superfície resultante, para posterior confecção de terrenos derivados (plano e acidentado). A declividade média do terreno original é de aproximadamente 9% e não foi constatada nenhuma declividade sobre o

arruamento superior a 30%. A elevação máxima é de 885,90 m, a mínima é de 833,00 m, resultando em uma média de altitude de 853,20 m.

Os terrenos derivados são originados de uma transformação linear, do tipo: $Z_n = Z_o \times A + B$, onde Z_n é a altitude transformada do ponto, Z_o é a altitude original do ponto (topografia do terreno original), A é o coeficiente de escala e B é um “offset”, ou afastamento relativo, para adequar o novo terreno a altitude média do terreno original. Esta transformação foi aplicada a todos os pontos do terreno original, através de uma rotina desenvolvida na linguagem Autolisp.

A Tabela 6 apresenta os coeficientes encontrados em iterações de aplicação da transformação linear em busca do padrão de amplificação do terreno. O objetivo foi estudar os terrenos resultantes das aplicações e selecionar os padrões representativos de um terreno plano e outro acidentado.

Tabela 6 Coeficientes da equação de amplificação do padrão topográfico A e B

Terreno	Iteração	A	Cota Média	B
Plano	1	0,1	85,32	767,88
	2	0,2	170,64	682,56
	3	0,8	682,56	170,64
Original	Original	1	853,2	0
Acidentado	4	1,1	938,52	-85,32
	5	1,2	1023,8	-170,6
	6	1,4	1194,5	-341,3
	7	1,5	1279,8	-426,6
	8	1,8	1535,8	-682,6

Para construção do “terreno plano”, aplicou-se a transformação linear com fatores A redutores (valores abaixo de 1), para que a declividade do terreno na área de arruamento fosse próxima a declividade mínima de arraste de esgoto, $Imín$. A cada iteração foi gerado um mapa de declividades com as classes preconizadas pelo Sistema Brasileiro de Classificação de Solos - SIBCS (Embrapa, 1999). O sistema define como terrenos planos os com declividades entre 0 e 3%. Dessa forma, o terreno escolhido deveria ter as declividades do arruamento todas concentradas nessa faixa.

A Tabela 7 apresenta as declividades do terreno obtidas nas iterações, vistas na Tabela 6, para construção do terreno plano. De acordo com essa última tabela, após 3 iterações, e análise dos valores obtidos de declividades, foram selecionados os valores dos A e B, que satisfazem a hipótese proposta. Esses valores foram estabelecidos pela iteração 1. Assim, A corresponde a 0,1 e B corresponde a 767,90.

Tabela 7 Declividades obtidas redução do padrão topográfico

Iterações	1	2	3	Original
Fator A	0,1	0,2	0,8	1
Declividade mínima	0%	0%	0%	0%
Declividade máxima	2,97%	5,95%	23,79%	32,72%
Declividade média	0,86%	1,73%	6,92%	9,53%

Para construção do terreno acidentado, aplicou-se a transformação linear para que não houvesse, na área de arruamento, declividade superior a 30%. Trata-se da declividade máxima para ocupação do solo, segundo a Lei Federal nº 6.766, de 19.12.1979, que dispõe sobre o Parcelamento do Solo Urbano. A cada iteração foi gerado um mapa de declividades com as classes SIBCS (Embrapa, 1999), e um mapa de valores com duas classes, uma de valores inferiores e outra com valores superiores a 30%. Nas iterações, quando o arruamento apresentava classe de declividades superiores ao limite, o parâmetro 'A' era diminuído e o parâmetro B, recalculado, adotou-se a opção que apresentava menor área com declividade superior a 30%. Após 5 iterações, foram estabelecidos os valores dos coeficientes A e B, que satisfaziam a hipótese proposta. Estes valores são 1,4 e -341,3, respectivamente, apresentados da Tabela 8.

Tabela 8 Declividades obtidas para ampliação do padrão topográfico

Iterações	4	5	6	7	8
Fator A	1,1	1,2	1,4	1,5	1,8
Declividade mínima	0%	0%	0%	0%	0%
Declividade máxima	29,74%	35,69%	41,64%	44,61%	53,53%
Declividade média	8,66%	10,4%	12,14%	13,01%	15,63%

Para o terreno original, foi preconizada unicamente a declividade máxima de 30%, a declividade foi verificada para a totalidade do terreno e para o arruamento em destaque. Considera-se a declividade máxima atingida pelo arruamento como um

parâmetro crítico, pois, apesar de existirem regiões urbanas consolidadas, em locais mais íngremes que o limite adotado, estas, de maneira geral, são consideradas ocupações irregulares.

Em última avaliação, observou-se que o terreno original, ou primário, possuía declividade máxima superior a 30% e declividade média superior ao esperado, considerando que o terreno acidentado adotado apresenta o valor em torno de 12%. A iteração 3, do terreno plano, forneceu valores mais interessantes nesse sentido como as apresentadas na Tabela 9. Visto isso, o terreno original foi substituído pelo terreno obtido via iteração 3, classificado como ondulado pela Classificação Brasileira de Solos (Embrapa, 1999).

Tabela 9 Alteração do terreno original

Iterações	Original	3
Fator A	1	0,8
Declividade mínima	0%	0%
Declividade máxima	32,72%	23,79%
Declividade média	9,53%	6,92%

A estrutura de dados em Modelo Digital de Terreno (MDT) possibilitou o estudo das áreas para identificação dos fenômenos espaciais, como os vetores de declividade que se apresentam nas superfícies dos terrenos. Para a caracterização das áreas a serem estudadas foram elaborados mapas de declividade e perfis topográficos.

3.2.3 Caracterização dos terrenos projetados

O resultado da “Amplificação do padrão topográfico”, para as iterações 1 (fator 0,1), 3 (fator 0,8) e 6 (fator 1,4) pode ser visualizada na Figura 7, nela os terrenos estão representados por nuvens de pontos altimétricos em perfis sobrepostos. Doravante os terrenos serão referidos pela classificação pertinente, de forma que o $[0,1 \times \text{Original}]$ torne-se o terreno plano, o $[0,8 \times \text{Original}]$ torne-se o terreno ondulado e o $[1,4 \times \text{Original}]$ o terreno forte ondulado ou acidentado.

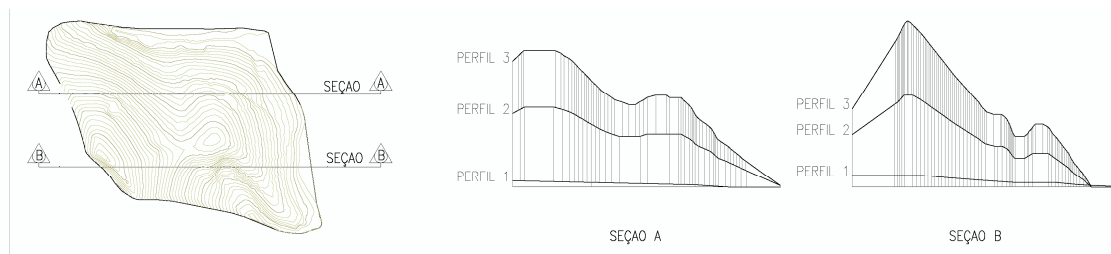


Figura 7 Perfis dos terrenos plano (perfil 1), ondulado (perfil 2) e forte ondulado (perfil 3).

No intuito de melhor ilustrar um importante componente dos cenários propostos, aprofunda-se a caracterização dos terrenos a seguir. O terreno plano, é dividido em níveis conforme mostrado na Figura 8, altitude máxima de 856,47 metros, e menor altitude de 851,16 metros. A amplitude altimétrica da área é de 5,31 metros e altitude média de 853,81 metros.

As declividades que compõem a área são de 0 a 3%, em quase 99,54% ou em quase 100% do total, e em torno de 0,46% apresentam declividades superiores a 3% (Figura 9). Há predominância de áreas planas, uma conformação de terreno que apresenta tendência a acumulação de água.



Figura 8 Terreno plano – curvas de nível em intervalos de 2 metros

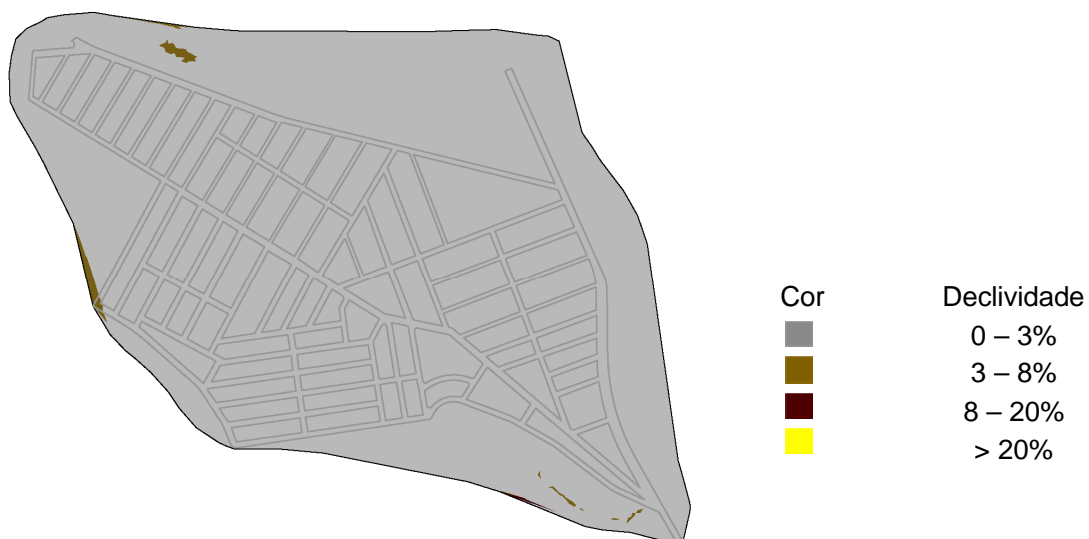


Figura 9 Terreno plano – classes de declividades

O terreno ondulado é distribuído em níveis como mostrado na Figura 10. A maior altitude apresentada no terreno é de 879,36 metros e a menor altitude é de 837,40, resultando em uma amplitude altimétrica de 41,96 metros. As altitudes do terreno podem ser divididas em classes como mostra a Figura 11. A altitude média resultante é de 858,38 metros.

Dos 69 hectares que compõem a área de abrangência do trabalho, quase 62%, apresentam declividades entre 3 e 8% (figura 11). Estas áreas de topografia suave ondulada tem predominância no terreno (marrom), seguida de 30,60% com declividades entre 8 e 20% conformando um relevo ondulado (vermelho) distribuído nos limites da área. Declives entre 0% e 3% constituem 6,53% da área. Cerca de 1% da área restante corresponde às declividades superiores a 20%.



Figura 10 Terreno ondulado – curvas de nível em intervalos de 2 metros

A partir da análise das declividades é possível identificar as tendências com relação a drenagem da bacia, o escoamento é direcionada às áreas planas (cinza) do terreno, como ilustrado na figura 11. O relevo ondulado indica que o terreno tem tendência à erosão.

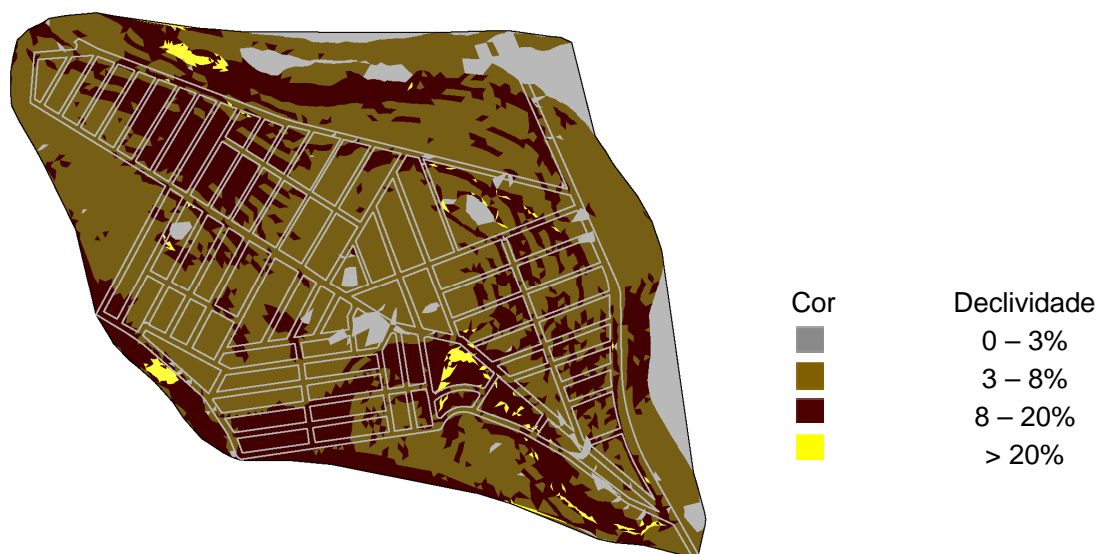


Figura 11 Terreno ondulado – classes de declividades

O terreno forte ondulado, ou acidentado, apresenta a configuração de níveis como mostrado através da figura 12. A maior altitude é de 898,98 metros e menor altitude de 824,92 metros, resultando em uma amplitude de 74,06 metros, com altitude média de 861,95 metros.

As declividades que compõem a área são de 8 a 20%, em 73,43% do total. Cerca de 14% da área apresentam declividades entre 3 e 8% (figura 13), 4,6% com declividades entre 0 e 3 %, além de 7,9% com declividades superiores a 20%. Terrenos com essa topografia tem maior susceptibilidade a sofrer erosões e deslizamento de massas.

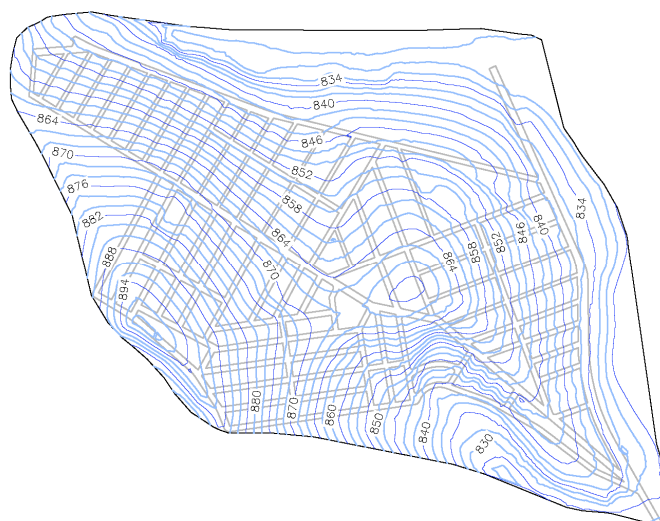


Figura 12 Terreno forte ondulado – curvas de nível em intervalos de 2 metros

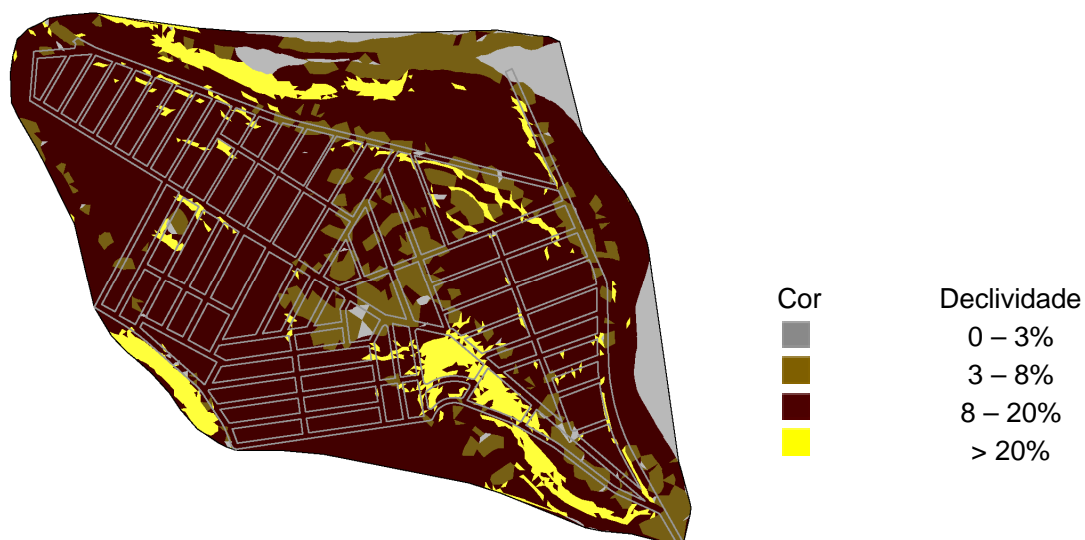


Figura 13 Terreno forte ondulado – classes de declividades

A Tabela 10 sintetiza os parâmetros de análise morfométrica.

Tabela 10 Parâmetros morfométricos dos terrenos

Terreno	Declividade predominante	Classificação	Altitude média	Amplitude altimétrica	Simbologia
0,1.Original	0 - 3%	Plano	853,815	5,31	(1)
0,8.Original	3 - 8%	Suave ondulado	858,38	41,96	(2)
1,4.Original	8 - 20%	Forte ondulado	861,95	74,06	(3)

Nos próximos tópicos os terrenos serão referidos como plano, ondulado e forte ondulado ou acidentado.

3.2.4 Planta de escoamento da bacia

A bacia de escoamento é delimitada pelos divisores topográficos, ou seja, pontos elevados no entorno de uma área drenada por uma seção de referência. A figura 14 apresenta a conformação do escoamento baseada no relevo natural, interceptado pelas ruas.

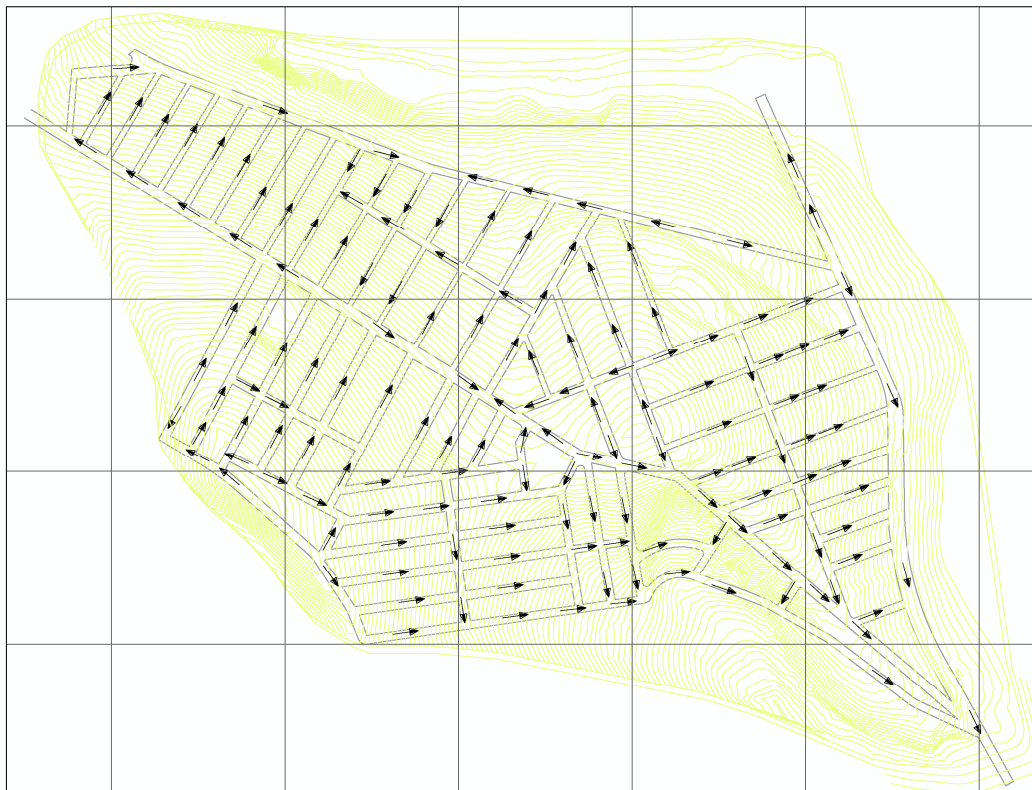


Figura 14 Bacia de escoamento

Malha ao fundo dividida em quadriculas de 200 m por 200 m

As bacias urbanas de esgotamento são, da mesma forma que as bacias hidrográficas, definidas pela direção do escoamento. Apenas constam, além da direção do escoamento preferencial, as alterações realizadas para convergência do esgoto ou outro efluente a um determinado ponto, como as estações elevatórias e de esgotos.

3.2.5 Determinação das precipitações de projeto

Os projetos de drenagem urbana, via de regra, são dimensionados para chuvas de altas intensidades, denominadas chuvas de projeto. A intensidade dessas chuvas pode ser obtida a partir de séries históricas e equações que refletem o comportamento das chuvas na região de estudo.

Para obtenção de valores de chuvas intensas foram utilizadas localidades existentes selecionadas a partir de seu regime pluviométrico. Estas podem ser consideradas como representativas do clima tropical, são elas as cidades de Itatiaia-RJ, Rio de Janeiro-RJ (bairros Bangu e Jardim Botânico), Vitória-ES, Sete Lagoas-MG, São Paulo –SP (bairro Congonhas) e Belo Horizonte – MG.

Com as equações de chuva apresentadas por Otto Pfastetter para essas regiões, e os parâmetros tempo de concentração de, no mínimo, 10 min e tempos de recorrência de 2 e 10 anos, calculou-se as intensidades pluviométricas. Obteve-se uma lista contendo chuvas de projeto representativas. A Tabela 11 apresenta os valores de intensidade de precipitação para os parâmetros descritos.

Tabela 11 Intensidades pluviométricas das regiões brasileiras

Regiões característico regime tropical	pluviométrico	Intensidade de precipitação em diferentes tempos de recorrência	
		I mm/h (2 anos)	I mm/h (10anos)
Cidade - Estado			
Itatiaia - RJ		114,07	146,95
São Paulo/Congonhas - SP		112,03	140,27
Belo Horizonte - MG		116,64	154,61
Sete Lagoas - MG		118,08	152,13
Vitória - ES		101,77	134,89
Bangu Rio de Janeiro - RJ		133,90	177,48
Jardim Botânico Rio de Janeiro - RJ		114,11	147,00

Dentre os valores das precipitações máximas de projeto destacados na Tabela 11, ainda foram selecionados aquelas de menor e maior valor. Para o tempo de recorrência de 10 anos, a precipitação máxima selecionada corresponde a 177,48 mm/h e, para o tempo de recorrência de 2 anos, a intensidade de precipitação máxima selecionada foi de 101,77 mm/h. A tabela 12 apresenta as regiões cujas características pluviométricas foram selecionadas para representação das regiões tropicais brasileiras.

Tabela 12 Intensidades pluviométricas das regiões selecionadas

Regiões característico regime tropical	pluviométrico	Intensidade de precipitação (tempos de recorrência)	de Simbologia
Cidade - Estado		I mm/h (TR)	I (TR)
Vitória - ES		101,77 (2 anos)	(1)
Bangu Rio de Janeiro - RJ		177,48 (10 anos)	(2)

3.3 Determinação da população de projeto

A população total da área de projeto é um parâmetro necessário para cálculo das vazões de esgotos afluentes aos sistemas. De acordo com Nuvolari (2011) interessa também a distribuição no espaço, considerando que a homogeneidade da ocupação pode ser determinada pelas densidades populacionais.

De acordo com as recomendações SABESP apud Azevedo Netto et al. (1998), a densidade demográfica de saturação é estimada de acordo com as características dos bairros (ocupação homogênea), em habitantes por hectare. Para bairros residenciais de luxo, com lote padrão em torno de 800m², a densidade populacional é de 100 hab/ha. Esse valor foi adotado como a ocupação menos densa neste trabalho.

Para os cenários de densidade demográfica intermediária, foi adotado o padrão de bairros residenciais de zona central com 450 habitantes por hectare. Para os cenários de maior densidade adotou-se o padrão de bairros comerciais contendo até 1000 habitantes por hectare.

A tabela 13 apresenta as recomendações da SABESP (apud Azevedo Netto et al., 1998) de extensões médias de rede coletora, correspondente às densidades de ocupação e características urbanas.

Tabela 13 Densidades populacionais adotadas e extensões médias de ruas (na RMSP)

Tipo ocupação bairros	de dos	Características (ocupações homogêneas)	Densidade demográfica de saturação (hab/ha)	Extensão de arruamento média (m/ha)
Residencial luxo	de	Residências unifamiliares (lote padrão de 800 m ²)*	100	150
Residencial zona central	da	Edifícios de apartamentos (10 a 12 pavimentos)*	450	150
Comercial zona central	de	Edifícios de escritórios*	1.000	200

hab – habitantes; ha – hectares (1 ha = 10.000m²)

* Edificações predominantes

Recomendações SABESP - Adaptado de Azevedo Netto et al.ii, 1998

A ocupação do solo determinada pelas densidades populacionais adotadas criaram contextos diferenciados e vazões diferenciadas. No projeto do sistema de esgotamento sanitário, consideram-se as vazões de contribuição de esgotos baseadas no contingente e volume gerado per capita. No sistema de drenagem os volumes gerados pela precipitação nas áreas de projeto se diferenciam pela taxa de impermeabilização. Observa-se que, quanto maior a densidade populacional de uma região, maior tende a ser a taxa de impermeabilização impressa. No projeto dos sistemas de esgotamento unitário são consideradas ambas as vazões, portanto ambos os reflexos.

As diferentes densidades, sobrepondo uma área total de 68,76 hectares, resultaram no número total de indivíduos que habitam a região. A tabela 14 mostra o contingente obtido a partir da área de bacia de esgotamento e densidades populacionais definidas. A partir deste tópico, a referência às populações de projeto no texto utilizará baixa (1), média (2), e alta (3), conforme organizado da tabela.

Tabela 14 População de projeto

População de projeto	Densidades Demográficas de saturação hab/ha	Total habitantes	Simbologia
Baixa	100	6876	(1)
Média	450	30942	(2)
Alta	1000	68759	(3)

3.4 Delineamento dos Cenários de Projeto

Com a densidade de ocupação, modelos topográficos e dados pluviométricos definidos foi recomposta a configuração dos cenários. A Tabela 15 apresenta os dados de cenários que representam as condições de locais hipotéticos para os quais serão projetados sistemas de esgotamento.

Tabela 15 Configuração cenários

Cenário				Parâmetros	
Sistemas	População: Habitantes	Terreno: Amplitude	Chuva	Tempo de Retorno (anos)	Simbologia
(a) (b) (c) (d)			Intensidade (mm/h)		
1	6876	0,1	101,77	2	P1; T1; I (TR) 1
2	6876	0,1	177,48	10	P1; T1; I (TR) 2
3	6876	0,8	101,77	2	P1; T2; I (TR) 1
4	6876	0,8	177,48	10	P1; T2; I (TR) 2
5	6876	1,4	101,77	2	P1; T3; I (TR) 1
6	6876	1,4	177,48	10	P1; T3; I (TR) 2
7	30942	0,1	101,77	2	P2; T1; I (TR) 1
8	30942	0,1	177,48	10	P2; T1; I (TR) 2
9	30942	0,8	101,77	2	P2; T2; I (TR) 1
10	30942	0,8	177,48	10	P2; T2; I (TR) 2
11	30942	1,4	101,77	2	P2; T3; I (TR) 1
12	30942	1,4	177,48	10	P2; T3; I (TR) 2
13	68759	0,1	101,77	2	P3; T1; I (TR) 1
14	68759	0,1	177,48	10	P3; T1; I (TR) 2
15	68759	0,8	101,77	2	P3; T2; I (TR) 1
16	68759	0,8	177,48	10	P3; T2; I (TR) 2
17	68759	1,4	101,77	2	P3; T3; I (TR) 1
18	68759	1,4	177,48	10	P3; T3; I (TR) 2

Com base na tabela 15 são previstos projetos para cada cenário, um projeto de sistema separador absoluto (SEP), um sistema unitário capacidade restrita (UNrst), sistema unitário capacidade plena (UNple) e Sistema de Águas Pluviais conduzindo esgotos (APUesg), totalizando 90 projetos. Os projetos de SEP, contam com suas componentes drenagem pluvial (SEP-DRE) e esgotamento sanitário (SEP-ESG), as condições de contorno se definem-se como nos demais sistemas.

3.5 Projetos dos sistemas urbanos de esgotamento

Após concepção do sistema a implantar em uma dada região, procede-se, em geral, à elaboração dos projetos básicos e executivos. Os projetos básicos contêm a caracterização de obras e serviços, baseada em estudos técnicos preliminares, já os projetos executivos reúnem elementos necessários à execução da obra e baseiam-se nas normas técnicas pertinentes. Nessa obra, não se pretende alcançar o nível de detalhamento de quaisquer dos projetos, concentrando-se no “dimensionamento”

dos dispositivos e instalações. Os projetos foram dimensionados de acordo com as recomendações da literatura técnica especializada e normas aplicáveis.

3.5.1 Projeto do Sistema Separador Absoluto - Esgotamento Sanitário

3.5.1.1 Vazões

Para o cálculo das vazões de esgotos sanitários o início do plano e o final de plano, neste trabalho, foram considerados um momento único, devido a intenção de se elaborar um comparativo como uma fotografia em momento determinado e não ao longo do horizonte de projeto. Assim, foi empregado apenas uma população de projeto.

O Sistema Separador Absoluto - Esgotamento Sanitário (SEP-ESG) foi baseado nas determinações das Normas Técnicas da ABNT NBR 9.649:1986 - Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário. A contribuição per capita considerada partiu de um consumo de água diário de 200 litros por habitante e um coeficiente de retorno de água/esgoto (C) de 80%. O coeficiente da hora de maior consumo adotado corresponde a $K_2 = 1,5$. O coeficiente do dia de maior consumo adotado corresponde a $K_1 = 1,2$ Vazões esgoto sanitário

Para o SEP-ESG projetado não foram consideradas vazões de origem industrial lançadas nas redes. Isto é suposto em consonância com a distribuição homogênea da população que torna a área residencial. As infiltrações oriundas do contato da rede com lençol freático foram estimadas em 0,3 L/s.km, valor dentro dos limites recomendados pela NBR 9649 (1986), que indica a adoção de valores entre 0,05 e 1,0 L/s.km.

Para as vazões impressas pelas ligações clandestinas não existe valor de uso geral. Os quadros configurados são variáveis e decorrentes de falhas na gestão ou defasagem na implementação dos sistemas de esgotamento ou drenagem.

Vista a impossibilidade de se representar de maneira fidedigna a situação das ligações clandestinas nas diversas cidades brasileiras, optou-se pela projeção de dois quadros distintos, são estes a simulação do Sistema Separador Absoluto – Drenagem Pluvial (SEP-DRE) livre das contribuições clandestinas e a simulação do quadro de extrema precariedade da instalação do sistema separador onde todos os

esgotos gerados foram conectados às redes de drenagem pluvial, constituindo o Sistema de Águas Pluviais Urbanas conduzindo esgotos (APUesg).

A taxa de contribuição ou de admissão de esgotos na rede adotada neste trabalho varia com os cenários projetados, devido a variação da extensão da rede coletora, a tabela 16 apresenta a taxa de contribuição calculada pela equação 2 para os cenários de diferentes densidades populacionais.

Tabela 16 Taxa de contribuição linear de esgotos com as diferentes densidades de ocupação

População de projeto	Habitantes	Vazão a esgotar (L/s)	Extensão da rede coletora (m)	Taxa de contribuição inicial (L/s.m)	Taxa de contribuição final (L/s.m)
1	6876	19,10	12151,06	0,00157	0,00189
2	30942	85,95	12128,03	0,00708	0,00850
3	68759	191,00	12245,86	0,01560	0,01872

3.5.1.2 Dados Geométricos – traçado das redes

Para execução do traçado, foi utilizada uma versão educacional do programa computacional AutoCAD. Para dimensionamento dos dispositivos de esgotamento foi empregado o programa computacional SANCAD, produzido pela empresa SANEGRAPH. O SANCAD possibilita a interface com programas de desenho assistido por computador conhecidos como CAD (*computer aided design*), e integração entre o projeto geométrico e hidráulico das redes e dispositivos.

A Figura 15 mostra o traçado preliminar das redes coletoras de esgotos do sistema separador absoluto, também a posição definida da Estação de Tratamento de Esgotos.

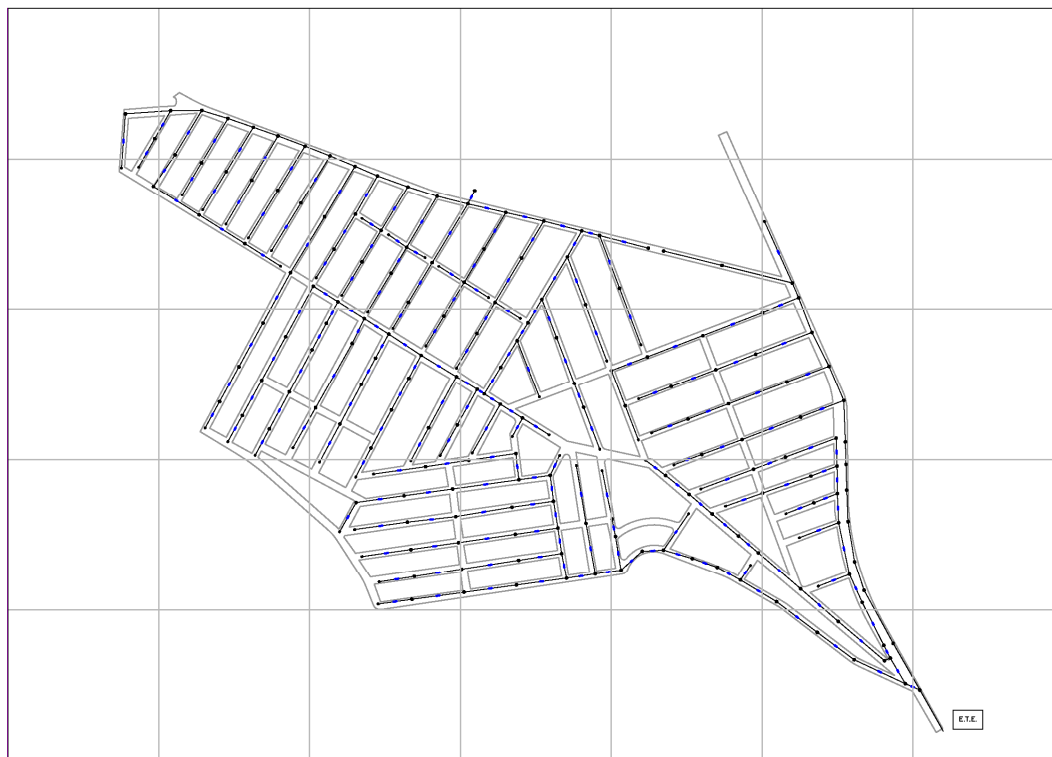


Figura 15 Traçado das redes de esgoto

A configuração da rede coletora projetada é do tipo leque, implantada no terço médio mais desfavorável da rua, dimensionada para uma população definida, e verificadas as condições de escoamento para arraste de sólidos depositados presentes nos esgotos, com ligações domiciliares individuais.

3.5.1.3 Parâmetros e critérios

O diâmetro mínimo adotado para as redes coletoras foi de 150 mm, conforme justificado no item 3.5 deste trabalho. Para interceptores e emissários os diâmetros mínimos adotados foram de 200 mm. Recalque e outras instalações tiveram os diâmetros adotados conforme dimensionamento.

O material dos tubos, para os diâmetros de 150 mm a 400 mm, é cerâmica, acima deste último foram adotados tubos de concreto, pela resistência a pressões ocasionadas pelo solo e tráfego. Respectivamente, foram empregadas as manilhas de barro vidradas e tubos de concreto. Esses materiais foram adotados com o intuito de tornar o comparativo elaborado nesse trabalho o mais próximo dos projetos existentes, cuja maioria ainda emprega as manilhas cerâmicas.

Para este dimensionamento o Coeficiente de Manning adotado corresponde a um valor único para os materiais dos tubos, sendo a adoção do valor 0,013, prática comum em dimensionamentos com caráter simplificado.

O Recobrimento mínimo das tubulações a serem assentadas nas ruas é 0,90 m. A profundidade máxima para coletores e interceptores a serem implantados com valas escavadas a céu aberto, a priori, é de 4 m, valores maiores foram admitidos quando da inviabilidade de modificação do projeto.

Na condição projetada para fim de plano, lâmina d'água máxima de preenchimento da tubulação, conforme a NBR 9649 (1986), será de 75%. Na condição de início de plano preconizou-se uma lamina mínima, a uma vazão mínima de dimensionamento de 1,5 L/s a rede deve atender aos critério de tensão trativa de arraste de sólidos mínima, que corresponde a vazão gerada por uma descarga de vaso sanitário.

Para redes coletoras de esgotos a declividade mínima admissível, determinada a partir da vazão inicial e coeficiente de Manning igual a 0,013, será aquela necessária para garantir tensão trativa média de 1,0 Pa.

O controle de remanso é aplicável sempre que há desnível entre a tubulação de chegada e saída do poço de visita. Não foram empregados percentuais de controle de remanso nas redes, pois não foram previstas situações com o desnível.

No dimensionamento das redes de esgotamento é empregado o parâmetro da velocidade crítica. Caso essa seja excedida, a maior lâmina admissível deve ser de 50% do diâmetro do coletor. As velocidades consideradas prejudiciais, em termos de abrasão à parede das tubulações, para efeito deste trabalho, são as acima de 5 m/s. Sendo valores superiores a este aceitos em casos extremos, em geral, são projetados poços de visita intermediários para redução da velocidade nesses trechos.

Foram previstos poços de visita nas mudança na direção dos coletores, nas mudanças de declividade, de diâmetro e de material dos trechos, ou mesmo descontinuidade vertical. A distância máxima entre poços de visita adotada foi 80 m nas tubulações com diâmetros menores ou iguais a 375 mm; 100 m nas tubulações

com diâmetros entre 400 e 600 mm; e 120 m nas tubulações com diâmetros maiores que 600 mm.

No início de redes, encontro de tubulações, entre outras discontinuidades na rede foram previstos poços de visita. O dispositivo foi adotado para facilidade na estimativa de custos.

3.5.2 Projeto do Sistema Separador – Drenagem Pluvial

3.5.2.1 Vazões de águas pluviais

A vazão de águas pluviais a ser escoada no Sistema Separador Absoluto - Drenagem Pluvial (SEP-DRE) foi determinada pelo método racional modificado. A intensidade de precipitação e o tempo de retorno adotados foram conforme descrito no item 3.2.5.

O tempo de duração da chuva mínimo adotado é equivalente ao tempo de concentração da bacia, estimado em 10 minutos. Isto feito, o programa computacional DRENAR de forma iterativa realizou os cálculos dos tempos de duração da chuva para cada sub-bacia delimitada.

Neste trabalho foram empregados os extremos recomendados para tempos de retorno em projetos de drenagem, 2 e 10 anos. Assim, é possível verificar o funcionamento dos sistemas de esgotamento em casos críticos.

Como medida de simplificação foi adotado os coeficiente de run-off de 0,7 que abrange áreas residenciais centrais correspondentes às densidades populacionais propostas para o cenários.

A bacia foi delimitada pelos divisores topográficos formados pelas regiões elevadas da bacia, o escoamento é orientado para os canais de drenagem desta. Dessa forma obteve-se uma área de 68,76 hectares. Pode se classificar a bacia como arredondada, caracterizada por rápida contribuição de toda a bacia para a seção de saída.

3.5.2.2 Dados Geométricos - Traçado das redes

Para execução do traçado foi utilizada uma versão educacional do programa computacional AutoCAD. Para dimensionamento dos dispositivos de drenagem foi empregado o programa computacional DRENAR, produzido pela empresa

SANEGRAPH. O DRENAR tem ampla interface com programas de desenho assistido por computador conhecidos como CAD (*computer aided design*). Dessa forma permite integração entre o projeto geométrico e hidráulico das redes e dispositivos.

As áreas de contribuição foram traçadas pelo método conhecido como método do telhado, aplicável em áreas urbanas com quadras definidas pelo arruamento. A Figura 16 ilustra os limites das bacias de contribuição, dessa forma foram traçadas para os terrenos plano, ondulado e forte ondulado.

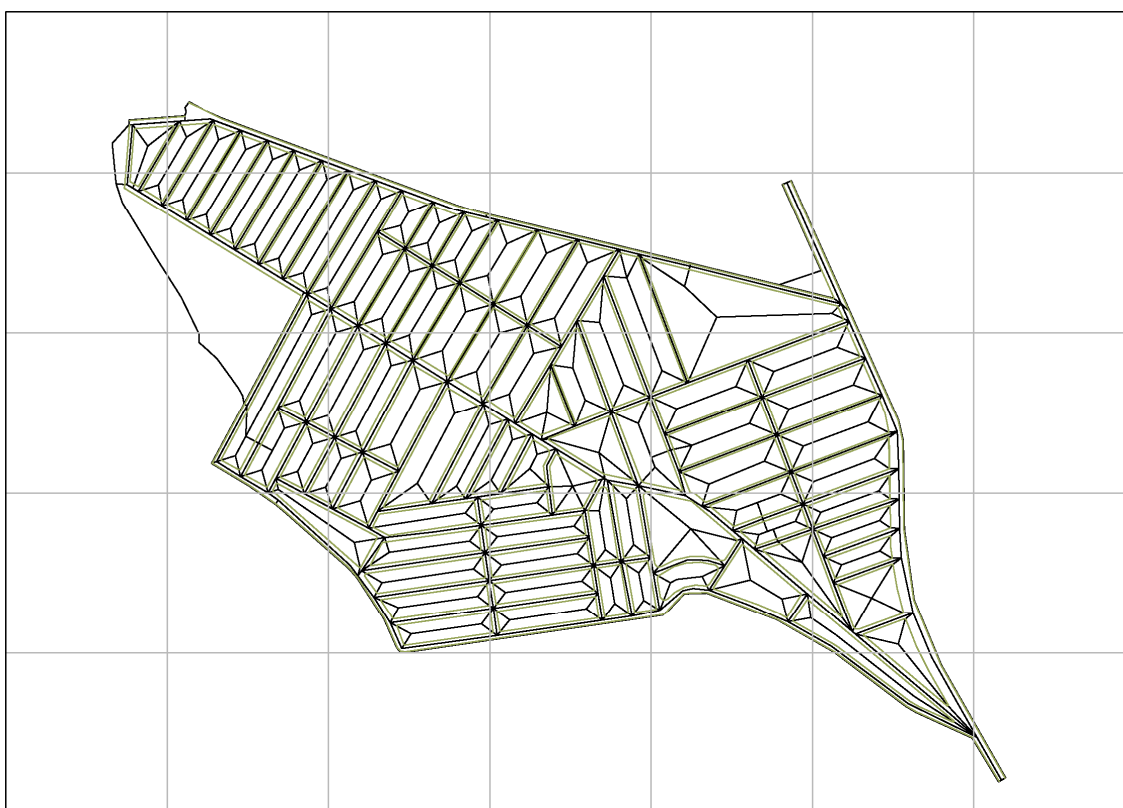


Figura 16 Traçado das bacias de contribuição para traçado urbano composto

Como dispositivo inicial na condução das vazões recém geradas, as sarjetas foram traçadas com orientação do arruamento padrão. A priori a extensão dos trechos de sarjetas eram determinados pelo próprio comprimento da rua havendo sempre uma boca-de-lobo ao término de cada trecho.

3.5.2.3 Parâmetros e critérios

A largura das vias ou largura da caixa da rua admitida no projeto foi de 7 a 10 m, o arruamento é constituído por duas vias principais classificadas como avenidas e as

demais vias secundárias. Em geral, para vias desse padrão as faixas de rolamento são de 3,5 a 5 metros de largura.

Neste trabalho foi adotada a inundação das ruas de 2 metros, aproximadamente um quarto da largura da via, preservando pouco mais de uma faixa de rolamento na ocasião de uma chuva. A declividade transversal das vias o valor de 2% adotado como padrão. Os valores do coeficiente de manning para sarjetas lisas adotado foi de 0,013, para o escoamento nas ruas, o coeficiente adotado neste trabalho é de 0,015.

A largura da sarjeta adotada foi 0,30 m, a altura da sarjeta, definida em função da altura padronizada das guias, ou meios-fios, foi de 0,15 m. A declividade longitudinal das sarjetas foi definida pela inclinação das ruas, apenas em ruas com declividades suaves, limitantes a capacidade admissível das sarjetas, foi definido o valor mínimo de 0,4%.

Sempre que a capacidade de escoamento da sarjeta foi excedida, foi prevista a instalação de dispositivos de captação da água. A partir das áreas de contribuição de deflúvio delimitadas, foi verificada a capacidade de suporte das sarjetas com auxílio do programa computacional DRENAR. À medida em que era verificado o extrapolamento da capacidade das sarjetas, a área de contribuição era redimensionada e recalculada a capacidade da sarjeta.

Neste trabalho foram empregadas bocas-de-lobo com grelha e sem abertura na guia, de 0,9 m de largura e capacidade de engolimento de 30 L/s. Em casos especiais permitiu-se adotar bocas-de-lobo sem grelha e conjugadas com máximo de duas contíguas. Os tubos de ligação não foram dimensionados, pois o programa computacional não apresenta essa funcionalidade.

Os poços de visita são dispositivos do sistema de drenagem que permitirão mudança de direção, de declividade, mudança de diâmetro e inspeção e limpeza das canalizações. As Caixas de Ligação são utilizadas quando se faz necessária a locação de bocas-de-lobo intermediárias ou para evitar-se a chegada, em um mesmo poço de visita, de mais de quatro tubulações. Sua função é similar à do poço de visita, dele diferenciam-se por não serem visitáveis.

O diâmetro mínimo recomendado para projeto de galerias de águas pluviais, é discutido no item 2.5.2 deste trabalho. Adotou-se o diâmetro de 400 mm como inicial para as redes. O recobrimento mínimo das tubulações enterradas adotado é variável, conforme recomendado pela RIO ÁGUAS-RJ.

A profundidade máxima para instalação das galerias é definida em função de limitações construtivas, como equipamentos necessários e limites de escoramento de valas. O valor de 6,00 m para a profundidade máxima de vala foi adotado.

A velocidade mínima admitida para escoamento nas tubulações de drenagem é 0,50 m/s. É admitido um valor de velocidade máxima em função das características do material da tubulação, para tubos de concreto, adotou-se 5,00 m/s. A lamina máxima de preenchimento das tubulações para o funcionamento como condutos livres é de 82%. A declividade mínima adotada é 0,5%.

3.5.3 Projeto do Sistema Unitário Capacidade Restrita

3.5.3.1 Vazões de projeto

As vazões do Sistema Unitário Capacidade Restrita (UNrst) reuniram as contribuições de esgoto sanitário, determinadas conforme item 3.5.1, e o volume gerado na ocorrência de precipitações, obedecendo as suposições adotadas no item 3.5.2. O projeto considerou a vazão de dimensionamento limitada ao valor de 4 vezes a vazão dos esgotos, em conformidade com o disposto por Artina et al. (1997).

3.5.3.2 Dados Geométricos - Traçado das redes

O traçado das redes foi baseado no esquema do item 3.5.2 (traçado da rede de drenagem pluvial do sistema separador), com as devidas extensões dos trechos para abrangência da rede de esgotos. O espaçamento máximo entre singularidades utiliza os pressupostos para a rede de drenagem. Para coleta dos esgotos são empregadas redes auxiliares, que recebem os esgotos.

3.5.3.3 Parâmetros e critérios

As galerias unitárias serão executadas em concreto (diâmetro mínimo de 400 mm), com exceção dos trechos que são previstas contribuições exclusivas de esgotos, isto é, não há interceptações (bocas-de-lobo) de vazões de águas pluviais da superfície e admissão na galeria. Esses trechos foram projetados em diâmetro e

material correspondente a condução de esgotos (manilhas de cerâmica vidradas, diâmetro mínimo de 150 mm).

Para o escoamento de esgotos combinados, a lamina máxima adotada foi 0,82, o coeficiente de rugosidade de 0,013, as velocidades mínimas de escoamento de 0,5 m/s e máximas de 5 m/s. Os critérios de recobrimento mínimo adotados partiram da recomendação para redes de esgotos, 0,9 m.

No intuito de mais se aproximar da tensão mínima de arraste de sólidos que tendem a se depositar no fundo da tubulação recomendada por Artina et al. (1997) para vazões mistas foi adotado o valor de 1,5 Pa, a escolha decorreu das opções disponíveis no programa computacional para dimensionamento.

Para dimensionamento do UNrst foi adotada uma vazão mínima de projeto indicada pela NBR 9.649 (ABNT, 1986), de 1,5 L/s, a declividade mínima para as redes de esgotos é de 0,0045 m/m, valor que proporciona a tensão trativa mínima para um coeficiente de rugosidade de 0,013.

Em geral, instalações equivalentes as do SEP-DRE foram dimensionadas, como bocas-de-lobo, tubos de ligação, caixas de passagem e poços de visita. Os órgãos acessórios do sistema unitário obedeceram os critérios adotados para os SEP-DRE e SEP-ESG projetados.

Os extravasores foram considerados para verter a vazão de esgotos combinados que excedem a capacidade da estação de tratamento de esgotos. Para o dimensionamento dos extravasores são consideradas uma vazão máxima de entrada na ETE e uma vazão mínima de chuva abaixo da qual não é permitido extravasamento nos corpos receptores. No entanto, nesse trabalho esses dispositivos não foram dimensionados.

Como estruturas de regularização das vazões a escoar, para diminuição das enchentes foram dimensionados reservatórios de detenção, utilizando-se a Equação de Estimativa do volume de reservatórios. Visto que a disposição física do tanque propicia a coleta de vazões apenas ao final da rede, sabe-se que esta solução não é suficiente para o controle de extravasamentos ao longo da rede decorrente do efeito da restrição de sua capacidade a 4 vezes a vazão de esgotos.

Para o controle das vazões potencialmente provocadoras de extravasamentos ao longo das redes com capacidade restrita, foram lançadas medidas aplicadas à fonte, essas foram a adoção de micro reservatórios de lote. Os micro reservatórios foram dimensionados em 3 m³ de reservação por lote, são captadas águas de telhados e pisos impermeáveis, assim parte das vazões não alcança o sistema de esgotamento.

Neste trabalho, será considerado o tratamento parcial das vazões de esgotos combinados, sendo tratadas continuamente as vazões de esgotos geradas em períodos de estiagem. Entretanto, a ETE tem seu dimensionamento limitado a 4 vezes a porção de esgotos sanitários, superado o volume admitido, as vazões são extravasadas são lançadas em estruturas de armazenamento, no caso, adotados os tanques de detenção.

Os sistemas UNrst dispõem, a cada afluência, de dispositivos de controle da poluição. Para a ocasião das chuvas é prevista a instalação de tanques de detenção, cuja vazão será reintroduzida na rede através de estação elevatória. Com a limitação de dimensionamento das redes a quatro vezes a vazão dos esgotos, frequentemente ocorrerão extravasamentos desde o ponto inicial das redes. Para o controle desses efeitos, é necessária a instalação de dispositivos de armazenamento individual como os micro reservatórios de lote, por exemplo.

Para os esgotos conduzidos pela rede UNrst em períodos de estiagem é prevista a instalação do tratamento baseado na associação Tratamento Primário Quimicamente Assistido e Lodos Ativados (CEPT+LA).

3.5.4 Projeto do Sistema Unitário Capacidade Plena

Como alternativa ao UNrst dimensionado com vazão limitada à quatro vezes a vazão dos esgotos, foi proposto o Sistema Unitário Capacidade Plena - UNple. Este comporta toda a vazão escoada decorrente da precipitação, mais a vazão dos esgotos sanitários.

O UNple possui o mesmo delineamento do UNrst inicialmente projetado, mas as galerias dispõem de maior capacidade hidráulica. Da mesma forma foram projetados os órgãos acessórios e singularidades, incluem-se as redes iniciais, dimensionadas

para coleta exclusiva de esgotos sanitários onde ainda não há interceptação da vazão de águas pluviais pelas bocas-de-lobo.

Os critérios e parâmetros como velocidade crítica, declividade mínima, lamina líquida máxima (y/D), equivalem aos adotados para o sistema SEP-DRE. A tensão trativa mínima adotada para as redes foi a alcançada a velocidade de 0,8 m/s, esse parâmetro decorreu das opções disponíveis para o dimensionamento no programa computacional DRENAR. A distância entre singularidades, recobrimento mínimo, entre outros foram adotados nos mesmos valores dos adotados para UNrst.

Os dispositivos de controle de cheias e/ou da poluição adotados foram os reservatórios de retenção, que propiciam certo nível de depuração dos efluentes mistos. Esses foram dimensionados pela Equação de Estimativa do volume de reservatórios.

3.5.5 Projeto do Sistema de Águas Pluviais Urbanas conduzindo esgotos

O Sistema de Águas Pluviais Urbanas conduzindo esgotos – APUesg, representa uma comum situação de descaracterização dos SEP, em que as galerias do SEP-DRE conduzem esgotos. Praticamente todo o esgoto gerado é despejado nas galerias, nessa simulação foram utilizados o projeto SEP-DRE e as vazões de esgotos calculadas para o SEP-ESG projetado neste trabalho. Dessa forma o sistema passa a ser referido como APUesg.

Por se tratar de um SEP desprovido das redes de esgotamento, não foram previstos dispositivos de tratamento de esgotos. As vazões escoadas tanto no período de estiagem quanto no período de chuvas são vertidas para estruturas de controle de cheias/poluição, nesse caso os tanques de infiltração.

3.6 Comparativo entre os sistemas

O comparativo entre os sistemas de esgotamento projetados foi baseado em três aspectos: técnico, ambiental e econômico. A análise técnica considerou a geometria do sistema, o desempenho hidráulico e os quantitativos. A análise da geometria da rede, em caráter descritivo, esclareceu diferenças no delineamento dos sistemas projetados para as diferentes situações impostas nos cenários, para isso, foram relatadas modificações no traçado das redes.

Em seguida o desempenho hidráulico do sistema foi analisado através dos valores obtidos no dimensionamento, como velocidades atingidas na rede, tensões trativas alcançadas, como exemplo. O esgoto sanitário além de substâncias orgânicas e minerais dissolvidas, leva também substâncias coloidais e sólidos de maior dimensão, o que podem formar depósitos nas paredes e no fundo dos condutos, o que não é conveniente para o seu funcionamento hidráulico, ou seja, para o escoamento.

Trechos de redes de esgotos, com baixas declividades favorecem depósitos de matéria orgânica, em condições anaeróbias, o sulfato contido é transformado em sulfeto, ocorrendo a exalação de gás sulfídrico (H_2S). O gás em contato com a umidade da parede interna da tubulação desencadeia a formação de ácido sulfúrico que ataca os materiais. Além da corrosão, o gás sulfídrico traz o problema do odor, além do efeito tóxico.

Assim, no dimensionamento hidráulico deve-se prover condições satisfatórias de fluxo que, simultaneamente, devem atender a quesitos como transportar as vazões esperadas, máximas (caso das vazões de fim de plano Q_f), e mínimas (que são as de início de plano Q_i). O escoamento é influenciado pela declividade, que por sua vez, tem efeito na velocidade nos condutos, de acordo com os princípios da equação da continuidade $Q = A.v$. Assim, três dos tópicos da análise de desempenho hidráulico é “Vazão, declividade e diâmetro”.

Velocidades baixas de escoamento do esgoto sujeitam os tubos a ataques químicos, dada a agressividade dos efluentes. Por outro lado, velocidades excessivas provocam abrasão das paredes internas decorrente do choque com partículas sólidas. A avaliação do desempenho hidráulico considera os parâmetros “Velocidade e Velocidade crítica” (Efeito das velocidades – Susceptibilidade à abrasão) na rede coletora. Para isso foram destacados os maiores e menores valores desses parâmetros para os projetos, além dos valores obtidos para os principais coletores.

Para a análise do desempenho hidráulico foram selecionados três coletores representativos e presentes em todos os sistemas projetados. Esses foram chamados de coletores A, B e C e contam com a variação A1, A2, B1, B2, C1 e C2,

no caso do sistema SEP-ESG e SEP-DRE, respectivamente. A posição dos coletores é ilustrada pela Figura 17.

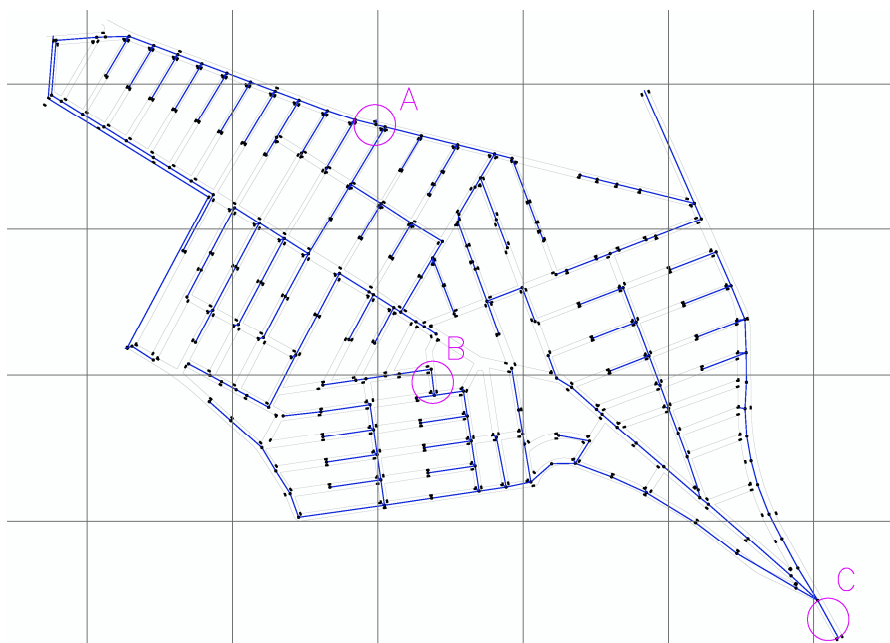


Figura 17 Destaque dos coletores A, B e C, base da análise do desempenho hidráulico

Nos quantitativos foram levantados elementos do dimensionamento que têm influência nos custos como o extensão, número de coletores e sua subdivisão em trechos, número de singularidades (poços de visita e terminais de limpeza) projetadas.

Na análise dos quantitativos considerou-se a escavação em termos de volume e profundidade, a escavação até 1,5 m de profundidade e superior a 1,5 m de profundidade foi utilizada como referência por ser obtido após o cálculo dos programas computacionais SANCAD e DRENAR utilizados. O valor é uma definição para o escoramento de valas dada pela NBR 9814 de 1987 item 5.4.10.

No entanto, de acordo com a NR 18 e pela Portaria nº 17, de 07/07/83, estabelecida pela Portaria nº. 3214 do Ministério do Trabalho, de 08/06/1978, é obrigatório o escoramento para valas de profundidade superior a 1,25 m. O SANCAD e DRENAR consideram o escoramento a partir de 1,3 m de profundidade de escavação, assim, com relação ao escoramento, esse último valor foi utilizado.

Para cada dos sistemas projetados sob as condições de contorno dos cenários foram definidos os dispositivos de controle da poluição/cheias a serem

implementados. Com as considerações da análise do Desempenho Hidráulico, os sistemas foram classificados entre “Solução” e “Alternativa” de esgotamento.

A análise Ambiental considerou o potencial poluidor dos efluentes a serem lançados, baseada no indicador indireto de concentração de oxigênio dissolvido, a Demanda Bioquímica de Oxigênio – DBO. Para cada efluente, com uma concentração de DBO, comumente encontrada, foram implementados tratamentos. Através da eficiência do tratamento adotado, foi estimada a DBO resultante. A DBO resultante de cada efluente foi comparada as regulamentações para lançamento, com isso obteve a classificação de “Permitido” e “Proibido” lançar os efluentes.

No caso dos sistemas em que ocorrem lançamentos/extravasamentos sem tratamento prévio, inferiu-se sobre o fator diluição, considerando os mesmos princípios do suposto processo de outorga, conforme resolução 140/2012 (CNRH, 2012). A regulamentação estabelece a vazão de diluição, isto é, a vazão do corpo hídrico necessária para a diluição de carga de determinado parâmetro adotado, contido no efluente. Aqui se supõe a carga de DBO do esgoto sanitário (300 mg/L de O₂) e a equação de cálculo da vazão de diluição (Equação 7, CNRH, 2012).

$$Q_{dil} = Q_{ef} \cdot \frac{(C_{ef} - C_{perm})}{(C_{perm} - C_{nat})} \quad \text{Equação (7)}$$

Em que:

- Q_{dil} - Vazão de diluição para determinado parâmetro adotado de qualidade no ponto de lançamento
- Q_{ef} - Vazão do efluente que contém o parâmetro adotado de qualidade analisado
- C_{ef} - Concentração do parâmetro adotado de qualidade no efluente
- C_{perm} - Concentração permitida para o parâmetro adotado de qualidade no corpo hídrico onde é realizado o lançamento
- C_{nat} - Concentração natural do parâmetro adotado de qualidade no corpo hídrico onde é realizado o lançamento

De acordo com a equação de cálculo da vazão de diluição de efluentes (CNRH, 2012), a vazão de diluição necessária para lançamento, referente a um determinado parâmetro, depende da concentração do composto no efluente e no corpo hídrico, além da vazão de ambos. Para efeito da análise deste trabalho, considera-se a concentração de DBO do esgoto bruto do sistema APUesg, a concentração de

oxigênio de um corpo hídrico enquadrado na classe 2. Com esses valores é possível calcular a vazão de diluição necessária do corpo hídrico.

Na análise econômica, a partir dos quantitativos gerados, foram levantados os custos de materiais e serviços, os preços foram extraídos da tabela 2012 da Secretaria de Obras do Rio de Janeiro-RJ (SCO). Itens como estações elevatórias tiveram seus custos estimados através de modelos paramétricos. As expressões definidas por Colossi (2001) consideram a variação do IGPM, índice que representa a variação dos custos em obras de construção civil.

As ETEs adotadas são do tipo Tratamento Primário Quimicamente Assistido (*Chemical Enhanced Primary Treatment – CEPT*) e Reator Anaeróbio de Fluxo Ascendente (*Upflow Anaerobic Sludge Blanket – UASB*), ambos seguidos de tratamento por Lodos Ativados, os custos foram extraídos do artigo Jordao, et al. (2002). As estruturas de armazenamento (tanques de detenção, infiltração) tiveram as referências de custos extraídas de Moura (2004).

Na análise econômica foram analisadas as tendências dos custos com finalidade de identificar a aplicabilidade dos sistemas em diferentes cenários. Com base na organização dos custos os sistemas projetados foram classificados em “Possível”, “Viável” e “Vantajosa”.

Sistemas classificados como “Solução” na análise de Desempenho Hidráulico, classificados como “Permitido” quanto ao lançamento dos efluentes, na Análise Ambiental e, por fim, classificados em “Viáveis” ou “Vantajosos” na análise econômica foram destacados nesse trabalho.

4 Resultados

A análise comparativa dos diferentes tipos de esgotamento sanitário foi realizada partindo das premissas que cada projeto deve ser uma solução completa de escoamento das águas residuárias, ou pluviais, para um determinado local sujeito as condições de contorno configuradas para os cenários. Foram considerados os aspectos técnicos, ambientais e de custos como parâmetros, dessa forma, este tópico consiste na seleção dos principais resultados para análise.

4.1 Análise Técnica

4.1.1 Análise geométrica - Traçado das redes e dispositivos empregados

4.1.1.1 Vazão do Sistema

Dentre os sistemas projetados, os que conduziram a maior vazão, em geral, foram os do cenário 18. O Sistema Separador Absoluto (SEP) conduz 227,04 L/s de esgotos e 10.423,83 L/s de águas pluviais, totalizando 10.650,86 L/s. Com base nessas vazões, é possível observar que a vazão de águas pluviais é da ordem de 50 vezes maior se comparada a de esgotos para esse cenário.

No caso do Sistema Unitário Capacidade Restrita (UNrst), o projeto delineado para o cenário 18 conduziu cerca de 946,13 L/s de vazão de águas pluviais e esgotos. A vazão do UNrst para o cenário 18 é 11,07 vezes menor se comparada a vazão total do sistema SEP. Isso se deve ao fato do UNrst ser dimensionado, conforme recomendação da literatura técnica, com limite de capacidade de vazão de quatro vezes o valor da vazão dos esgotos do mesmo sistema.

O sistema UNple, neste trabalho, é considerado a versão ideal do sistema unitário, por conduzir toda a vazão pluvial e de esgotos gerada no cenário para o qual foi projetado. Assim, o sistema de maior vazão correspondeu ao cenário 18, com 10.172,00 L/s. Se comparada a vazão conduzida pelo UNrst, para o mesmo cenário (946,13 L/s), o UNple comporta uma vazão mista (águas pluviais e esgotos) 10 vezes maior.

O sistema Águas Pluviais Urbanas conduzindo esgotos (APUesg), tratado como uma anomalia do Sistema Separador, mas com características comuns à grande parte dos sistemas separadores instalados no país, funciona em dois momentos distintos, período com chuva e sem chuva. Para o projeto foi utilizado como base o Sistema de Drenagem Pluvial (SEP-DRE), o APUesg conduz, nos períodos com chuva, as vazões da drenagem adicionadas às vazões de esgotos.

Para efeito deste trabalho, os projetos dos APUesg foram considerados equivalentes aos projetos de Drenagem Pluvial dos Sistemas Separadores. Assim, para seleção do cenário que favoreceu a maior condução de vazão para o APUesg foram avaliados os valores obtidos para o SEP-DRE, em que foi atingido o valor de 10.423,83 L/s.

Nos períodos sem chuva o APUesg passa a conduzir unicamente esgotos, dessa forma, a maior vazão projetada é de 204,14 L/s, para o cenário 14. Nesse caso, a vazão dos esgotos se caracteriza por ser 89% da vazão de referência para esse cenário conduzida pelo SEP-ESG, 229,24 L/s. O fator de redução de 100% dos esgotos coletados para 89% decorre da utilização de rede equivalente a do SEP-DRE, que não dispõe de tubulações em toda extensão das ruas, consequência dos critérios de projeto da drenagem pluvial.

O Sistema Separador Absoluto conduz sua menor vazão quando projetado para o cenário 1, são 23,14 L/s de esgotos conduzidos pelo SEP-ESG e 4.548,05 L/s de águas pluviais pelo SEP-DRE, totalizando 4.571,20 L/s de vazão. A menor vazão desse sistema se deve à combinação da menor intensidade de chuva 101,77 mm/h (tempo de recorrência de 2 anos) e a menor densidade demográfica 100 hab/ha (população de 6876 habitantes).

A menor vazão conduzida entre os Sistemas Unitários é de 92,59 L/s, correspondente ao cenário 3. Sabendo que a vazão originalmente gerada de esgotos e águas pluviais no cenário 3 é de 4.622,10 L/s, verifica-se que o sistema limitado a quatro vezes a vazão de esgotos, o UNrst, para esse cenário comporta 2% do total, resultando em extravasamento do restante. Isso, em teoria, ocorre a cada 2 anos, intervalo correspondente ao tempo de retorno. Considerando os momentos, em um intervalo de 2 anos, em que chuvas com intensidade potencialmente parecidas com a chuva de projeto ocorrerão, é pressuposto que loteamentos com sistemas unitários instalados que reflitam essa situação serão susceptíveis a inundações frequentes.

Quanto ao sistema UNple, a menor vazão foi de 4.477,66 L/s, resultante do cenário 3, em que a densidade demográfica e a chuva de projeto assumem os menores valores estabelecidos para os cenários. O valor é semelhante à vazão total de referência do Sistema Separador Absoluto, mas 48 vezes maior que a do Sistema Unitário Capacidade Restrita - UNrst. A Tabela 17 organiza essas vazões.

O APUesg atinge a menor vazão conduzida nos períodos sem chuva, com a vazão essencialmente de esgotos de “tempo seco”. Nesse caso, o cenário 5 resultou em 13,12 L/s. A vazão de esgotos do SEP para o mesmo cenário, como referência, é de

22,96 L/s, o que revela que são captadas pelo APUesg apenas 57% da vazão de esgotos gerada pela população residente. Fato decorrente da adoção da rede de Drenagem Pluvial para condução de esgotos. Essa rede tem abrangência menor que a rede de esgotos do SEP, sendo que os habitantes não atendidos deverão dispor de alternativas para coleta/tratamento dos esgotos, como fossas sépticas.

Tabela 17 Vazões dos projetos para cenários selecionados

Sistema	Efluente	Vazão de escoamento (L/s)							
		Cenário 1		Cenário 3		Cenário 14		Cenário 18	
		P1 T1 I(TR)1	Total	P1 T2 I(TR)1	Total	P3 T1 I(TR)2	Total	P3 T3 I(TR)2	Total
SEP	ESG	23,14	Total	22,97	Total	229.24	Total	227.04	Total
	DRE	4 548,05	4571,19	4 599,18	4622,15	8 592,48	13443,87	10 423,83	24094,74
UNrst		96,01		92,59		962,32		946,13	
UNple		4 547,59		4 477,66		9 346,89		10 172,00	
APUesg	MISTO	4 548,05		4 599,18		8 592,48		10 423,83	
	ESG	18,19		13,58		204,14		170,09	

P – População (densidade): 1) 100 hab/ha; 2) 450 hab/ha e 3) 1000 hab/ha

T – Topografia (declividade): 1) 0 a 3%; 2) 8 a 20% e 3) 20 a 45%

I(TR) – Intensidade pluviométrica (Tempo de retorno): 1) 101,77 mm/h TR2; 2) 177,48 mm/h TR10

No intuito de ilustrar a ordem de grandeza das vazões escoadas nos sistemas de esgotamento projetados foi elaborada a Tabela 18, nesta são apresentadas as proporções das vazões dos sistemas comparados entre si para o cenário 1, os valores são resumidos em algarismos significativos, isto é, não apresentam as casas decimais.

Tabela 18 Proporção das vazões dos sistemas para o cenário 1

Proporção da vazão de escoamento							
Sistema	Cenário 1	SEP		UNrst	UNple	APU	
		P1 T1 I(TR)1	ESG			DRE	Misto
SEP	ESG	1	197	4	197	197	1
	DRE	0	1	0	1	1	0
UNrst		0	47	1	47	47	0
UNple		0	1	0	1	0	1
APUesg	MISTO	0	1	0	1	1	0
	ESG	1	250	5	250	250	1

4.1.1.2 Extensão e Cobertura da Rede

Os SEP-DRE foram projetados, em geral, com extensão média de rede coletora de 12.177,5 m. A partir de um extensão total de 14.476,23 m das vias do loteamento hipotético idealizado, o que representa uma cobertura do sistema de 84,12%. A ausência de rede coletora em algumas vias se justifica pelo uso diversificado de alguns lotes, como clubes, estacionamentos, por exemplo, que podem dispor de ligações à rede coletoras em ponto único, onde é mais fácil o acesso.

Diferente das redes de esgotamento (SEP-ESG), as redes de drenagem (SEP-DRE) apresentam mais variabilidade na extensão, com acréscimo de 1,2 a 2,4 km com o incremento da chuva de projeto (101,77 mm/h a intervalo de recorrência de 2 anos e 177,48 mm/h a tempo de retorno de 10 anos).

A maior extensão do SEP-DRE é atribuída aos cenários 2, 8 e 14 com 10.904,76 m, projetados para captar as vazões geradas pela chuva de projeto de maior intensidade sobre terreno plano. A extensão resulta em uma cobertura do sistema de 75% das vias projetadas. Para os mesmos cenários, o projeto de esgotamento do sistema SEP-ESG resultou em uma extensão de 12.245,86 m, o que representa 85% da cobertura da extensão das vias.

O sistema UNrst tem extensão de rede equivalente à rede ESG do sistema SEP, associada aos trechos necessários a cobertura do sistema de esgotamento. Isso decorre da função múltipla do sistema de conduzir ambas as vazões. A rede do Sistema Unitário correspondente aos cenários 2, 8 e 14 possui a maior extensão, com 12.852 m em cada, o que equivale a uma cobertura de 89% da extensão das vias do loteamento.

O Sistema Unitário Capacidade Plena - UNple adota os moldes do Sistema Unitário Capacidade Restrita - UNrst; portanto, atinge cobertura máxima de 89% das vias projetadas.

O Sistema APUESG segue o modelo adotado para o SEP-DRE; portanto, a maior extensão de rede é encontrada nos cenários 2, 8 e 14. A cobertura de 75% das vias do Sistema SEP-DRE não é suficiente para o esgotamento sanitário de toda a região, o que induzirá a adoção de alternativas para coleta e tratamento dos esgotos dos residentes nas adjacências de 25% das vias. Comumente alguns municípios

imputam a responsabilidade aos próprios moradores de instalação de, no mínimo, fossas sépticas.

Conforme destacado, a menor extensão de rede de Esgotos Sanitários do Sistema Separador Absoluto, SEP-ESG não teve diferença significativa da maior extensão, cerca de 118 m. Já a rede do SEP-DRE apresenta diferença, da maior extensão, no cenário 2, com 10.904,76 m, para a menor extensão, no cenário 5, com 6.943 m, de quase 4.000 m. O desenho do APUesg acompanha esta variação.

A diferença entre a maior e a menor rede projetada para o UNrst não supera os 600 m, o mesmo acontece quando se refere ao UNple. A Tabela 19 apresenta as extensões das redes.

Tabela 19 Extensões de rede dos sistemas para cenários selecionados

Extensão da rede (m)									
Sistema		Cenário 2		Cenário 5		Cenário 8		Cenário 14	
		P1 T1 I(TR)2		P1 T3 I(TR)1		P2 T1 I(TR)2		P3 T1 I(TR)2	
SEP	ESG	12 245,86	Total	12 150,27	Total	12 245,86	Total	12 245,86	Total
	DRE	10 904,76	23 150,6	6 943	19 093,27	10 904,76	23 150,6	10 904,76	23 150,6
UNrst		12 851,51		12 516,27		12 851,51		12 851,51	
APUesg		10 904,76		6 943		10 904,76		10 904,76	
UNple		12 851,51		12 516,27		12 851,51		12 851,51	

P – População (densidade): 1) 100 hab/ha; 2) 450 hab/ha e 3) 1000 hab/ha

T – Topografia (declividade): 1) 0 a 3%; 2) 8 a 20% e 3) 20 a 45%

I(TR) – Intensidade pluviométrica (Tempo de retorno): 1) 101,77 mm/h TR2; 2) 177,48 mm/h TR10

4.1.1.3 Número de Coletores e de Trechos

O traçado das redes coletoras de esgotamento sanitário pressupõe uma posição única para a Estação de Tratamento de Esgotos, em todas as alternativas procurou-se adaptar o traçado para condução dos esgotos ao local da ETE pré-definido. O traçado de uma rede coletora tem influência sobre sua extensão total. A subdivisão dos coletores em trechos indica a implantação de órgãos acessórios, como poços de visita, caixas de passagem, entre outros, e logo tem custos atribuídos.

A rede coletora do Sistema SEP-ESG projetado é composta, em média, por 68 coletores subdivididos em 232 trechos, é marcada por pequenas diferenças no desenho como, por exemplo, entre os cenários 1 e 3, ocorre a extinção dos trechos finais do coletor 15 (Figuras 18 e 19). Para o trecho foi adotada a implantação de

solução alternativa, como fossa séptica ou integração dos trechos a nova rede. Outro exemplo é a modificação do delineamento do coletor 35 (Figura 18 e 19), com eliminação do trecho 35-4 e alteração de sentido dos trechos 35-1, 2, e 3, devido ao aprofundamento da rede com desenho anterior.

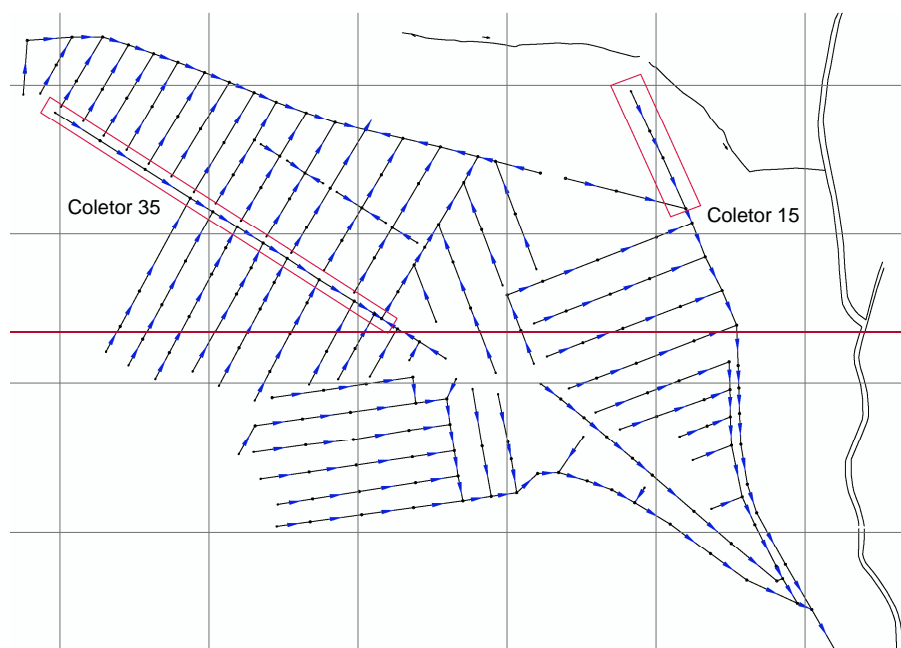


Figura 18 Traçado redes coletoras do SEP-ESG – destaque coletores 15 e 35 (cenário 1)

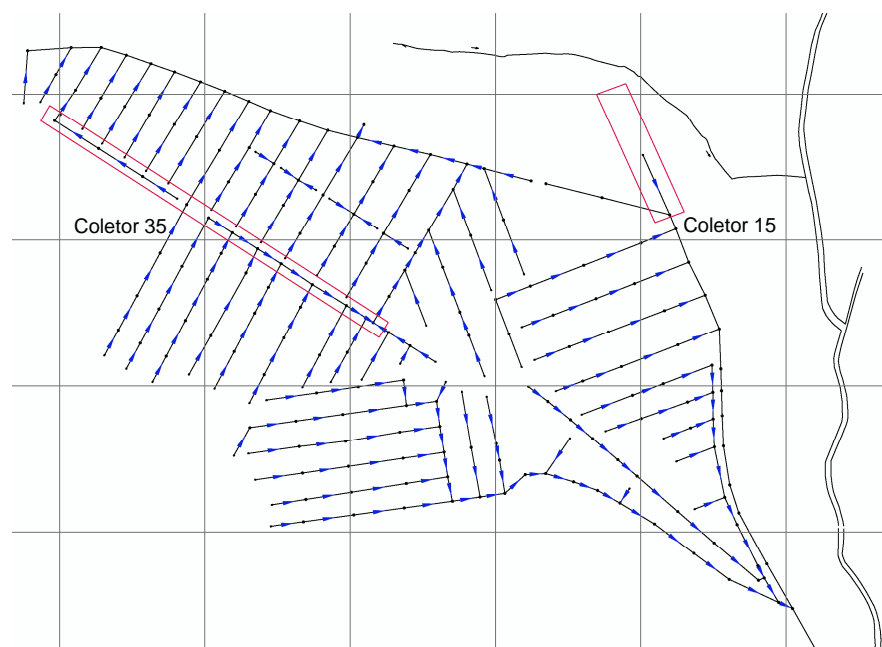


Figura 19 Traçado redes coletoras do SEP-ESG – destaque alterações nos coletores 15 e 35 (cenário 3)

Ainda no Sistema Separador, os Sistemas SEP-DRE projetados tem o menor número de divisões, em diferentes coletores, para os cenários 1, 7 e 13, em que são

projetados 115 coletores, subdivididos em 264 trechos. O maior número de subdivisões em trechos é observada para os cenários 2, 8 e 14, que compreendem 318 trechos (68 coletores). Os grupos de cenários apresentam condições semelhantes entre si, o primeiro (1, 7 e 13) diz respeito ao terreno plano e menor chuva de projeto (101,77 mm/h e tempo de recorrência de 2 anos), o segundo (2, 8 e 14) corresponde as mesmas condições variando apenas a chuva de projeto (177,48 mm/h a intervalo de recorrência de 10 anos).

Portanto, o incremento no número de trechos pode ser explicado pela maior quantidade de bocas de lobo (caixas-raio) e suas interligações com a rede, nas quais são implantados órgãos acessórios e por conseguinte, subdividido o coletor em mais trechos. O APUesg é delineado com os mesmos detalhes.

O Sistema UNrst possui basicamente 76 coletores subdivididos em até 454 trechos. O número elevado de trechos quando comparado à Drenagem Pluvial é devido aos trechos da rede que são dedicados à coleta de esgotos, trechos não contemplados no SEP-DRE. O Sistema UNple é delineado com a mesma configuração do UNrst; portanto, possui a mesma característica.

O menor número de coletores para o projeto de Drenagem Pluvial, no sistema separador – SEP-DRE, é de 52 coletores, correspondente aos cenários 6, 12 e 18. As condições para esses cenários são compostas pelo terreno forte ondulado, densidades demográficas variadas e maior intensidade de chuva (177,48 mm/h) com tempo de recorrência de 10 anos). Nesses casos, o número de coletores não está associado a extensão da rede e sim a necessidade de órgãos acessórios para interceptação das vazões escoadas superficialmente. Pode ser visto na Tabela 20.

Tabela 20 Número de coletores e trechos dos sistemas para cenários selecionados

Sistema		Cenário 1		Cenário 2		Cenário 3	
		P1 T1 I(TR)1		P1 T1 I(TR)2		P1 T2 I(TR)1	
		Coletores	Trechos	Coletores	Trechos	Coletores	Trechos
SEP	ESG	66	234	66	234	69	230
	DRE	115	264	68	318	94	178
UNrst		75	327	77	454	74	303
UNple		75	327	77	454	74	303
APUesg		115	264	68	318	94	178
Sistema		Cenário 6		Cenário 7		Cenário 8	
		P1 T3 I(TR)2		P2 T1 I(TR)1		P2 T1 I(TR)2	
		Coletores	Trechos	Coletores	Trechos	Coletores	Trechos
SEP	ESG	68	233	68	233	68	233
	DRE	52	193	115	264	68	318
UNrst		78	329	75	329	77	454
UNple		78	329	75	327	77	454
APUesg		52	193	115	264	68	318
Sistema		Cenário 12		Cenário 13		Cenário 14	
		P2 T3 I(TR)2		P3 T1 I(TR)1		P3 T1 I(TR)2	
		Coletores	Trechos	Coletores	Trechos	Coletores	Trechos
SEP	ESG	69	229	68	233	68	233
	DRE	52	193	115	264	68	318
UNrst		78	329	75	327	77	454
UNple		78	329	75	327	77	454
APUesg		52	193	115	264	68	318

P – População (densidade): 1) 100 hab/ha; 2) 450 hab/ha e 3) 1000 hab/ha

T – Topografia (declividade): 1) 0 a 3%; 2) 8 a 20% e 3) 20 a 45%

I(TR) – Intensidade pluviométrica (Tempo de retorno): 1) 101,77 mm/h TR2; 2) 177,48 mm/h TR10

4.1.1.4 Dispositivos Empregados

Os sistemas SEP-ESG e SEP-DRE, projetados sobre o terreno plano, tiveram predominância do escoamento livre, mas houve necessidade de implantação de dispositivos especiais, como estações elevatórias. Os diversos cenários demandaram a instalação de apenas um dispositivo de recalque para os esgotos (EEE) e única estação de tratamento (ETE), para nenhum dos projetos foram empregados sifões invertidos.

São destacados os cenários 5, 11 e 17 dentre os que apresentaram maior número de dispositivos como deságues ou elevação (EEE), e os cenários 2, 8 e 14 como os

que possuem o menor número desses. Para o sistema SEP-DRE são previstos dispositivos de deságue, sempre que demandado pela topografia do terreno ou adotado como medida econômica. Nesse sentido foram previstos de 1 a 4 deságues do sistema.

O projeto SEP-DRE dotado de mais dispositivos de deságue é o desenhado para os cenários 5, 11 e 17, todos são projetados para uma chuva de 101,77 mm/h de intensidade e recorrência em 2 anos e topografia íngreme classificada como forte ondulada. A densidade demográfica é um fator que não influencia diretamente na drenagem.

Entretanto, a maior quantidade de deságues só pode ser atribuída à topografia do terreno. A topografia íngreme favorece o escoamento em determinadas seções em declive, mas apresenta outras em aclave, em relação à direção do escoamento. Estas se tornam obstáculo a transpor e quanto maiores os desníveis, maior pode ser o aprofundamento da rede para possibilitar o escoamento.

A Figura 20 apresenta o projeto do sistema SEP-DRE para o cenário 11. Os pontos de deságues são destacados (vermelho). É possível observar as sarjetas (amarelo), e galerias (preto).

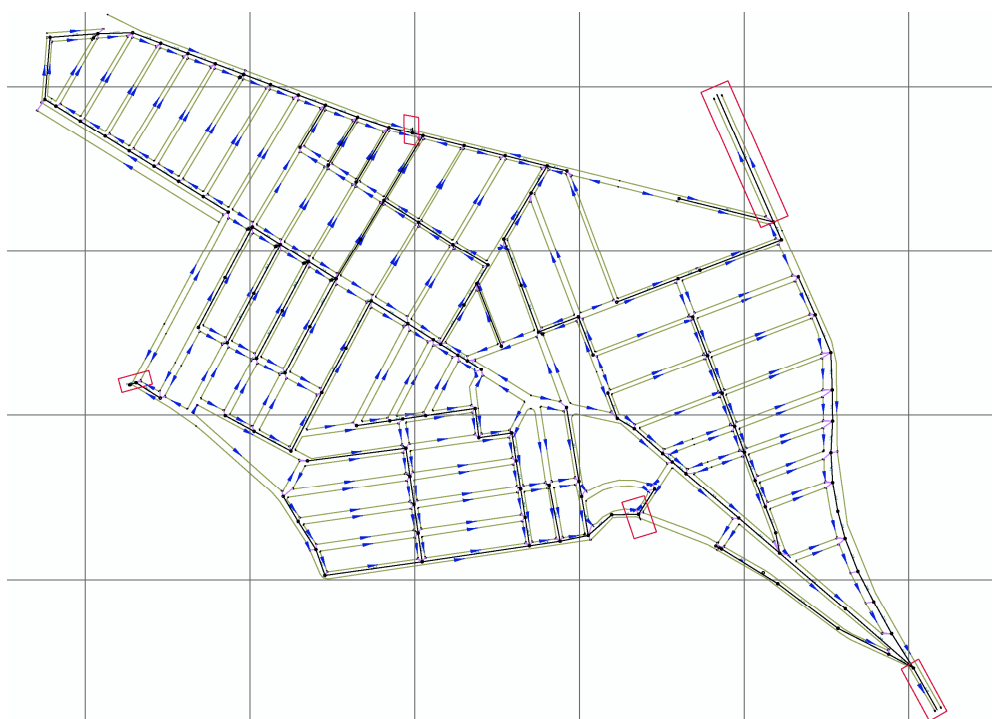


Figura 20 Pontos de deságue do Sistema SEP-DRE projetado para o cenário 11

A menor quantidade de deságues foi obtida para os projetos do SEP-DRE dos cenários 2, 8 e 14, no total de 3 dispositivos. Esses cenários apresentam topografia plana, população de projeto variável e chuva de projeto de maior intensidade (177,48 mm/h com 10 anos para recorrência). Os menores desníveis favorecidos pela topografia plana são os fatores que possibilitam a condução da vazão por mais longos trechos, sem realizar frequentes deságues.

Os sistemas UNrst foram dotados, a cada efluência, de dispositivos de controle da poluição (estruturas de armazenamento). Especificamente nesse caso são tanques de retenção, cuja vazão acumulada nas chuvas será reintroduzida na rede através de estação elevatória. Contudo, sabe-se que a sobrecarga hidráulica nas redes com capacidade restrita provocada por chuvas com vazão superior a quatro vezes a vazão de esgotos é um fator crítico de eficiência desses sistemas.

Com a limitação de dimensionamento das redes a quatro vezes a vazão dos esgotos, e os tanques de retenção posicionados apenas ao final de longos trechos (pontos de desagüe), frequentemente ocorrerão extravasamentos desde o ponto inicial das redes. Para o controle desses efeitos, é necessária a instalação de dispositivos de armazenamento individual como os micro reservatórios de lote, por exemplo. Os micro reservatórios tem o papel de interceptação e retenção das vazões antes que essas alcancem o sistema de drenagem.

Para os esgotos conduzidos pela rede UNrst em períodos de estiagem foi prevista a instalação do tratamento baseado na associação Tratamento Primário Quimicamente Assistido e Lodos Ativados (CEPT+LA). O tratamento receberá ora vazões de esgotos sanitários, ora vazões de esgotos mistos (esgotos sanitários + águas pluviais).

O Sistema UNple, tem automaticamente associado aos pontos de desagüe estruturas de armazenamento, nesse caso tanques de retenção, estas funcionam como decantadores primários, mas por reterem o volume por períodos relativamente maiores alcançam níveis de depuração maiores, em seguida os efluentes são lançados no ambiente. O Quadro 3 mostra os dispositivos de tratamento ou controle para os diferentes sistemas.

Os projetos dos sistemas APUesg estão sujeitos ao mesmo delineamento da rede de drenagem, porém, sofrem restrições na ocasião de extravasamento de esgotos nos cursos d'água. Como possuem um conceito de instalação provisória, não é previsto dispositivo de tratamento de esgotos coletados no período de estiagem. Como controle mínimo, é prevista a instalação de estruturas de infiltração. Assim o deságue de vazões de esgotos e mistas são dispostas no solo.

Visto a insuficiência da cobertura da rede de Drenagem Pluvial, base do Sistema APUesg, para o atendimento em coleta de esgotos de toda a população, uma porção dos habitantes da região esgotada deverá instalar dispositivos individuais de controle da poluição como os tanques sépticos ou fossas sépticas.

No caso do cenário 11, com cobertura do arruamento pela rede de drenagem pluvial de apenas 48% (há 14.476,23 m de arruamento e 6.943 m de rede de drenagem), até 7.533,23 m de arruamento seriam desprovidos de rede coletora, o que pode representar a instalação de dispositivos alternativos individuais de controle da poluição em até 1.256 lotes.

Quadro 3 Dispositivos de tratamento/controle empregados para os sistemas por tipo de efluente

Sistema	Dispositivo de Tratamento/Controle			Sequência/disposição dos efluentes		
	Águas pluviais	Esgotos	Mistos	Águas pluviais	Esgotos	Mistos
SEP	NA	UASB+LA	NA	Corpo hídrico	Corpo hídrico	NA
UNrst	Micro reserv.	CEPT+LA	Detenção	Usos diversos	Corpo hídrico	Retorna a rede
UNple	NA	CEPT+LA	Retenção	NA	Corpo hídrico	Corpo hídrico
APUesg	NA	Infiltração	Infiltração	NA	Solo	Solo

Micro Reserv. – Micro reservatórios de lote.

NA – Não aplicável

4.1.2 Desempenho hidráulico

O dimensionamento hidráulico determinou basicamente o diâmetro e a declividade longitudinal do conduto, esses parâmetros definem as condições de escoamento dos efluentes. Para o funcionamento adequado dos sistemas devem ser satisfeitos os requisitos mínimos para evitar o assoreamento, maus odores ou abrasão nas paredes dos tubos. Nesse tópico são analisados grupos de fatores que tem influência sobre as condições de escoamento.

4.1.2.1 Vazão, declividade e diâmetro (Efeito das declividades – Favorecimento ao escoamento)

O papel da declividade no escoamento se destaca pelo fato de proporcionar maiores velocidades, o que permite a condução de maiores vazões com um mesmo diâmetro de tubulação. Os primeiros cenários selecionados (cenário 1, 3 e 5) representam as condições de menor vazão a ser conduzida (para todos os sistemas) e variadas declividades de terreno. As comparações são realizadas a partir de coletores semelhantes referidos na metodologia.

No cenário 1 do SEP-ESG, o coletor C1, para esgotos foi dimensionado para uma vazão de esgotos de 13,58 L/s, com declividade de 0,005 m/m, resultando em um diâmetro de 200 mm. No caso do SEP-DRE, para o coletor equivalente, chamado C2, a vazão de águas pluviais é de 2351 L/s, declividade de 0,005 m/m e diâmetro de 1200 mm.

O coletor C, no caso do UNrst, conduziu uma vazão de águas pluviais e esgotos de 48,39 L/s. Essa vazão baixa, quando comparada à de Drenagem Pluvial deve-se ao fato do Sistema UNrst projetado conduzir uma vazão limitada à quatro vezes a vazão dos esgotos. Com a declividade de 0,003 m/m, o dimensionamento resultou em um diâmetro de 300 mm, ou seja, praticamente, o diâmetro imediatamente superior ao projetado para o coletor C1 do SEP-ESG.

Para o APUesg, sistema em que a rede separadora projetada para drenagem conduz esgotos, no cenário 1, a vazão dos esgotos é de 0,03 L/s em um diâmetro de 1200 mm e declividade de 0,005 m/m.

No cenário 3 do SEP-ESG, o coletor C1 conduz uma vazão de esgotos sanitários de 13,63 L/s, com declividade de 0,09 m/m, e diâmetro de 150 mm. Para o Sistema de Drenagem – SEP-DRE, o coletor equivalente chamado C2, escoar vazão de águas pluviais é de 2.277,76 L/s, declividade de 0,004 m/m e diâmetro de 1000 mm.

O coletor C, no caso do UNrst, cenário 3, conduziu uma vazão de águas pluviais e esgotos de 49,03 L/s, valor quase 50 vezes menor que o da drenagem, com a declividade de 0,09 m/m. O dimensionamento resultou em um diâmetro de 250 mm, ou seja, praticamente, o diâmetro imediatamente superior ao projetado para o coletor C1, do sistema separador, considerando apenas a rede de esgotos.

Para o Sistema APUesg, a vazão dos esgotos coletados em tempo seco é de 0,21 L/s, no cenário 3, conduzidos por um diâmetro de 1000 mm e declividade de 0,004 m/m. O sistema UNple tem vazão de projeto de 2406,18 L/s escoando em um diâmetro de 1200 mm, equivalente ao da drenagem pluvial, instalado a 0,024 m/m.

Na mesma sequência foram destacados os cenários 14, 16 e 18 como condições de maior vazão a ser conduzida. As Tabelas 21 e 22 apresentam as vazões, declividades e diâmetros projetados.

Tabela 21 Vazão, declividade e diâmetros projetados para os cenários 1, 3 e 5

Sistema		Cenário 1			Cenário 3			Cenário 5		
		P1 T1 I(TR)1			P1 T2 I(TR)1			P1 T3 I(TR)1		
		Vazão	Declividade	Diâmetro	Vazão	Declividade	Diâmetro	Vazão	Declividade	Diâmetro
SEP-ESG	Coletor A1	19,61	0,005	200	26,57	0,017	200	26,57	0,016	200
	Coletor B1	0,49	0,005	150	0,49	0,014	150	0,49	0,024	150
	Coletor C1	13,58	0,005	200	13,63	0,090	150	13,63	0,063	150
SEP-DRE	Coletor A2	1 819,75	0,005	1100	1 967,79	0,019	900	1 023,71	0,003	900
	Coletor B2	85,16	0,005	400	85,61	0,002	400	85,81	0,009	300
	Coletor C2	2 351,71	0,005	1200	2 277,77	0,004	1000	1 058,10	0,003	900
UNrst	Coletor A	47,10	0,002	350	46,31	0,033	250	27,62	0,049	200
	Coletor B	1,67	0,007	150	1,76	0,014	150	1,73	0,024	150
	Coletor C	48,39	0,003	300	49,03	0,099	250	46,04	0,117	250
UNple	Coletor A	1 950,69	0,010	1300	2 071,49	0,029	1100	1 456,20	0,037	1000
	Coletor B	84,33	0,003	400	128,41	0,014	400	85,02	0,024	300
	Coletor C	2 596,90	0,005	1300	2 406,18	0,024	1200	2 322,00	0,027	1100
APUesg	Coletor A	0,16	0,005	800	0,35	0,019	900	0,14	0,003	900
	Coletor B	0,29	0,005	300	0,20	0,002	400	0,20	0,009	300
	Coletor C	0,03	0,005	300	0,21	0,004	1000	0,18	0,003	900

P – População (densidade): 1) 100 hab/ha; 2) 450 hab/ha e 3) 1000 hab/ha

T – Topografia (declividade): 1) 0 a 3%; 2) 8 a 20% e 3) 20 a 45%

I(TR) – Intensidade pluviométrica (Tempo de retorno): 1) 101,77 mm/h TR2; 2) 177,48 mm/h TR10

Tabela 22 Vazão, declividade e diâmetros projetados para os cenários 14, 16 e 18

Sistema		Cenário 14			Cenário 16			Cenário 18		
		P3 T1 I(TR)2			P3 T2 I(TR)2			P3 T2 I(TR)2		
		Vazão	Declividade	Diâmetro	Vazão	Declividade	Diâmetro	Vazão	Declividade	Diâmetro
SEP-ESG	Coletor A	52,90	0,005	300	232,85	0,017	450	232,84	0,016	450
	Coletor B	4,29	0,005	150	4,33	0,014	150	4,33	0,024	150
	Coletor C1	118,90	0,005	400	119,44	0,090	300	119,65	0,063	300
SEP-DRE	Coletor A	3 622,15	0,004	1400	3 883,82	0,019	1200	4 417,06	0,041	1300
	Coletor B	176,11	0,002	500	179,36	0,002	500	206,75	0,010	500
	Coletor C2	4 260,30	0,003	1300	4 598,06	0,004	1500	5 247,77	0,003	1400
UNrst	Coletor A	456,34	0,010	800	450,06	0,033	700	263,21	0,049	500
	Coletor B	15,88	0,003	200	16,65	0,014	150	16,50	0,024	150
	Coletor C	464,30	0,003	700	470,48	0,096	500	456,72	0,119	500
UNple	Coletor A	4 044,70	0,010	1700	4 009,78	0,020	1400	3 035,48	0,023	1200
	Coletor B	132,22	0,008	400	179,82	0,014	400	181,34	0,024	400
	Coletor C	5 302,19	0,007	1600	5 026,75	0,016	1500	4 677,64	0,017	1500
APUesg	Coletor A	0,04	0,004	1400	1,10	0,019	1200	3,53	0,041	1300
	Coletor B	2,00	0,002	500	2,00	0,002	500	1,99	0,010	500
	Coletor C	1,72	0,003	1300	1,57	0,004	1500	1,57	0,003	1400

P – População (densidade): 1) 100 hab/ha; 2) 450 hab/ha e 3) 1000 hab/ha

T – Topografia (declividade): 1) 0 a 3%; 2) 8 a 20% e 3) 20 a 45%

I(TR) – Intensidade pluviométrica (Tempo de retorno): 1) 101,77 mm/h TR2; 2) 177,48 mm/h TR10

4.1.2.2 Velocidade e Velocidade crítica de escoamento (susceptibilidade à abrasão)

O cenário 6 se apresentou como o que possui velocidades de escoamento nos coletores selecionados mais próximas das velocidades críticas calculadas para esses. O coletor A1 do Sistema Separador de Esgotos Sanitários – SEP-ESG, como exemplo, apresenta um velocidade de escoamento de 1,42 m/s e velocidade crítica de 4,38 m/s. Para o mesmo cenário, o Sistema UNrst (dimensionado para vazão quatro vezes a do esgoto), apresentou velocidade de escoamento do coletor A de 2,15 m/s e velocidade crítica associada de 3,97 m/s.

Outro cenário de destaque é o 14, em que as velocidades de escoamento obtidas tem valores distantes das velocidades críticas calculadas. O coletor A1 do Sistema SEP-ESG, por exemplo apresenta velocidades de escoamento e crítica respectivamente 1,07 m/s e 5,54 m/s. Por sua vez o UNrst, coletor A, apresentou velocidade de 2,37 m/s e 7,84 m/s de velocidade critica.

Os valores de velocidade, velocidade crítica e diâmetro adotado são apresentados na Tabela 23. O valores de velocidade crítica para o Sistema SEP-DRE não foram calculados.

Tabela 23 Diâmetros e velocidades projetados para os cenários 6 e 14

Sistema	Coletor	Cenário 6 P1; T3; I(TR)2				Cenário 14 P3; T1; I(TR)2			
		Diâmetro	Velocidade	Velocidade Crítica	Lamina Líquida	Diâmetro	Velocidade	Velocidade Crítica	Lamina Líquida
SEP-ESG	A1	200	1,42	4,38	0,58	300	1,07	5,54	0,66
	B1	150	0,75	2,35	0,17	150	0,57	3,48	0,44
	C1	150	1,98	3,41	0,41	400	1,30	6,44	0,68
SEP-DRE	A2	1300	7,19	NA	0,47	1400	2,68	NA	0,82
	B2	500	1,99	NA	0,52	500	1,02	NA	0,82
	C2	1400	0,41	NA	0,03	1300	0,44	NA	0,04
UNrst	A	200	2,15	3,97	0,42	800	2,37	NA	0,41
	B	150	0,78	2,42	0,18	200	0,61	4,63	0,77
	C	250	3,38	4,03	0,33	700	1,60	8,57	0,71
UNple	A	1200	3,79	10,08	0,64	1700	3,91	1,99	0,00
	B	400	2,08	5,94	0,61	400	1,30	6,53	0,75
	C	1500	3,84	11,50	0,63	1600	3,65	1,93	0,00
APUesg	A	1300	0,25	1,08	0,01	1400	0,00	1,74	0,00
	B	500	0,31	1,81	0,02	500	0,23	1,53	0,05
	C	1400	0,00	0,00	0,00	1300	0,00	1,86	0,00

P – População (densidade): 1) 100 hab/ha; 2) 450 hab/ha e 3) 1000 hab/ha

T – Topografia (declividade): 1) 0 a 3%; 2) 8 a 20% e 3) 20 a 45%

I(TR) – Intensidade pluviométrica (Tempo de retorno): 1) 101,77 mm/h TR2; 2) 177,48 mm/h TR10

NA – Não Aplicável

4.1.2.3 Declividade, Tensão Trativa e Profundidade das redes (geração de maus odores e sulfatos)

Nesse tópico foram selecionados cenários que apresentam condições favoráveis a formação de gases com efeito corrosivo que atacam a parede das tubulações, além de odor e toxicidade. De acordo com as condições de contorno dos cenários, foram selecionados os que apresentam a menor declividade e conduzem vazões variadas, os cenários 1, 7 e 13.

Os sistemas projetados para o cenário 1 apresentaram declividade predominante de 0,005 m/m. A tensão trativa para os coletores de esgoto foram sempre superiores a 1Pa. Apenas o sistema APUesg, que pressupõe o escoamento dos esgotos pela rede de drenagem, não atingiu o valor mínimo necessário para evitar depósitos de materiais e gerar maus odores. Essa situação pode ser exemplificada pelo coletor A com 0,26 Pa de tensão trativa.

Para o cenário 7, os sistemas UNrst projetados apresentaram declividades de 0,005 m/m ou pouco superiores, como no caso do coletor A, do sistema unitário, com 0,001 m/m que resultou em uma tensão trativa de 1,54 Pa. Os cenários 7 e 13 diferem do cenário 1 apenas pela vazão a ser conduzida decorrente da maior população, isso no caso do sistema unitário acarretou uma progressão na declividade e aumento da tensão trativa resultante.

Dessa forma, o coletor A, do sistema unitário (UNrst), para o cenário 13, apresentou declividade de 0,010 m/m e tensão trativa de 15,74 Pa, enquanto o coletor A, para o sistema APUesg, não atingiu o critério mínimo de projeto para condução de esgotos, sendo seu resultado 0,73 Pa.

A Tabela 24 apresenta as declividades, tensões trativas e profundidades finais de coletores selecionados para os cenário de projetos destacados.

Tabela 24 Declividades, tensões trativas e profundidades finais projetados para os cenários 1, 7 e 13

Sistema	Coletor	Cenário 1			Cenário 7			Cenário 13		
		P1; T1; I(TR)1			P2; T1; I(TR)1			P3; T1; I(TR)1		
		Declividade	Tensão trativa	Profundidade	Declividade	Tensão trativa	Profundidade	Declividade	Tensão trativa	Profundidade
SEP-ESG	Coletor A1	0,005	2,84	6,79	0,005	3,0	6,84	0,005	4,1	6,89
	Coletor B1	0,005	1,11	1,26	0,005	1,1	1,26	0,005	1,5	1,26
	Coletor C1	0,005	2,50	5,02	0,005	4,1	5,12	0,005	5,5	5,24
SEP-DRE	Coletor A2	0,005	NA	2,98	0,005	NA	2,98	0,005	NA	2,98
	Coletor B2	0,005	NA	1,11	0,005	NA	1,11	0,005	NA	1,11
	Coletor C2	0,005	NA	2,78	0,005	NA	2,78	0,005	NA	2,78
UNrst	Coletor A	0,001	1,56	4,04	0,001	1,5	3,06	0,009	15,7	2,67
	Coletor B	0,007	1,51	1,45	0,004	1,5	1,14	0,002	1,5	1,12
	Coletor C	0,003	2,89	4,31	0,004	5,1	3,05	0,003	6,6	2,68
UNple	Coletor A	0,010	0,88	4,76	0,002	0,9	4,34	0,010	0,9	4,10
	Coletor B	0,003	3,39	1,92	0,003	3,4	1,70	0,006	3,7	1,46
	Coletor C	0,005	0,40	5,07	0,005	0,4	4,46	0,005	0,4	4,46
APUesg	Coletor A	0,005	0,26	1,6	0,005	0,7	2,98	0,005	0,7	2,98
	Coletor B	0,005	0,19	0,87	0,005	0,1	1,11	0,005	0,6	1,11
	Coletor C	0,005	0,09	0,86	0,005	0,3	2,78	0,005	0,3	2,78

P – População (densidade): 1) 100 hab/ha; 2) 450 hab/ha e 3) 1000 hab/ha

T – Topografia (declividade): 1) 0 a 3%; 2) 8 a 20% e 3) 20 a 45%

I(TR) – Intensidade pluviométrica (Tempo de retorno): 1) 101,77 mm/h TR2; 2) 177,48 mm/h TR10

NA – Não Aplicável

Obs.: Cabe ressaltar que, em alguns casos, a tensão trativa obtida para o Sistema UNple encontra-se abaixo do valor mínimo de tensão de arraste de sólidos (1 Pa), e que o resultado se deve ao fato desse ter sido dimensionado no programa computacional DRENAR, desenvolvido para projetos de drenagem pluvial na concepção separadora absoluta.

4.1.3 Análise dos Quantitativos dos Projetos

O projeto SEP-ESG, para o cenário 1, apresentou uma extensão de rede de esgotos com diâmetros menores que 250 mm em 12.245 m, não sendo utilizados diâmetros superiores a este no projeto. No sistema UNrst, para o mesmo cenário, foram empregados 11.907 m de rede com diâmetros inferiores a 250 mm, no entanto o projeto demandou a implantação de 793 m de rede em diâmetro superior, não superando o diâmetro de 350 mm.

A rede de drenagem do sistema SEP, para o cenário 1, previu a instalação 6.076,96 m de tubulação em diâmetros inferiores a 500 mm e 3.545,17 m em diâmetros superiores. O sistema é comparável ao UNple, que comporta a mesma ordem de vazões. Esse, para o cenário 1, teve prevista a extensão de 9.647,27 m em diâmetros menores que 500 mm, restando 3.056,77 m em diâmetros superiores, até o valor de 1200 mm. Em geral, o sistema UNple apresentou cerca de 3.570 m de rede em diâmetros menores que 500 mm a mais que o sistema de drenagem.

Para o cenário 14, o projeto SEP-ESG, apresentou uma extensão de rede com diâmetros menores que 250 mm de 10.597 m, com cerca de 1.648,76 m de extensão em diâmetros superiores, até o de 450 mm. Ainda para o cenário 14, no UNrst, foram empregados 9.735,91 m de rede com diâmetros inferiores a 250 mm, e 3.115,6 m de rede em diâmetro superior, não superando o diâmetro de 800 mm.

A drenagem do SEP, no cenário 14, contou com a instalação 5.934,53 m de rede em diâmetros inferiores a 500 mm e 4.970,23m em diâmetros superiores. O sistema UNple, para o mesmo cenário apresentou extensão de 6.516,52 m em diâmetros menores que 500 mm, restando 6.334,99 m. O maior diâmetro de ambos os sistemas para as condições do cenário 14 é de 1400 mm.

Em geral, nenhuma das redes de esgoto dos SEP dimensionadas para a densidade de populacional de 100 habitantes por hectare utilizou diâmetros de tubulações maiores que 250 mm. As demais densidades, de 450 e 1000 habitantes por hectare e suas vazões decorrentes, acarretaram a utilização de 1.047,34 m e 10.401,67 m de rede em diâmetros superiores a 250 mm, escolhido como diâmetro de referência para comparação.

Da mesma forma, os projetos de SEP-DRE apresentaram, em média, 1.305,50 m de extensão de rede com diâmetros superiores a 500 mm nos projetos dimensionados para a chuva com maior intensidade (177,48 mm/h) e maior intervalo de recorrência (10 anos).

4.1.3.1 Escavação e Escoramento e profundidade

Em termos de escavação, a instalação da rede ESG do sistema SEP geraria um volume de 12.349,80 metros cúbicos de solo, escavados até a profundidade de 1,5 m e cerca de 5.127,44 metros cúbicos escavados abaixo desse nível, para o cenário 1. O sistema UNrst, sob as condições do mesmo cenário 1 gera 13.464,40 metros cúbicos de escavação até a profundidade de 1,5 m. Abaixo deste nível, são ainda escavados 5.503,74 metros cúbicos. A quantidade de escavação para os dois sistemas é da mesma ordem de grandeza.

O sistema de drenagem (SEP-DRE), cenário 1, gera 12.836,21 metros cúbicos de escavação até o 1,5 m de profundidade, abaixo são gerados 2.420,02 metros cúbicos de volume. No sistema UNple a escavação até 1,5 metros corresponde ao volume de 22.418 e abaixo a 19.753 metros cúbicos.

O volume de escavação do sistema SEP supera o gerado pelo UNple em até 1,3 vezes, para isso colabora a diferença na extensão total das redes que no caso da DRE (SEP) é de 21.868 m e no caso do UNple é de 12.704 m e o aprofundamento do nas redes do SEP-ESG decorrentes dos critérios de recobrimento adotados para redes de esgotos (profundidade, material dos tubos).

Sob as condições do cenário 14, a escavação gerada pelo SEP, para a rede ESG, até a profundidade de 1,5 m, é de 12.925,00 m, e é a maior dentre todos os cenários. Abaixo de 1,5 m são escavados 6.325,9 metros cúbicos. Para o sistema UNrst, são escavados até 1,5 m e abaixo dessa profundidade, respectivamente, 14.224,10 e 3.649,10 metros cúbicos. Apesar da extensão semelhante das redes dos sistemas, a vazão contribui para o aumento os diâmetros e conseqüentemente a largura das valas, com maior volume de escavação.

No caso da rede SEP-DRE projetada para o cenário 14, a escavação até 1,5 m de profundidade é de 16.258,75 e abaixo é de 3.801,46. O sistema UNple, relativamente semelhante, apresenta até 1,5 m de profundidade volume escavado

de 22.171,35 e além dessa profundidade volume de 12.820,55 metros cúbicos. Com extensões de redes diferentes, 10.904,76 metros de rede de drenagem comparado a 12.851,51 metros de rede unitária, e vazões diferentes pelo aporte de esgotos nessa última, é explicado o maior volume escavado para o sistema unitário pleno.

O escoramento é mais utilizado quando a rede tende a se aprofundar mais, neste trabalho é considerada a utilização de escoramento quando a escavação alcança profundidades maiores que 1,3 m. Entre os cenários destacados nesse tópico os cenários 1 e 14 são os que apresentam maior profundidade final da rede, os cenários 5 e 11 são os menos profundos e logo, demandarão menor área de escoramento.

Para o cenário 1, na instalação da rede ESG do SEP, são necessários 5.216,83 m² de escoramento, somada aos 14.765 m² necessários à instalação da rede de drenagem pluvial (DRE), totalizando 19.982,43 m². Para o cenário 5, instalação da rede de SEP-ESG são necessários 8.050 m², para instalação da rede SEP-DRE somam-se mais 10.877,25 m², totalizando 18.927,40 m².

O valores para o sistema UNrst, no cenário 1, são de 30.499,6 m². A superação do valor de área de escoramento obtido para o sistema SEP, aparentemente, é resultado da baixa declividade do terreno, além da adoção do valor de tensão trativa de 1,5 Pa no dimensionamento. Para o cenário 5, o sistema UNrst demandou a utilização de 4.008,57 m² de escoramento.

A Tabela 25 contém o quantitativo de extensão das redes, escavação e escoramento para os cenários selecionados, como representativos dos maiores e menores valores dentre os sistemas projetados, são eles os cenários 1, 5, 11 e 14.

Tabela 25 Quantitativos dos sistemas para cenários selecionados

Cenário	Sistema	Extensão da Rede			Escavação				Escoramento
		$\Phi < 250 \text{ mm}$	$250 < \Phi < 500 \text{ mm}$	$\Phi > 500 \text{ mm}$	Até 1,5 m (m ³)		Acima 1,5 m (m ³)		
Cenário 1 P1; T1; I(TR)1	SEP-ESG	12245,9	Ø	Ø	12349,8	Total	5127,44	Total	5216,83
	SEP-DRE	Ø	6076,96	3545,17	12836,2	25186,00	2420,02	7547,46	14765,6
	UNrst	11907	793	Ø	13464,4		5503,74		30499,6
	UNple	Ø	9877,06	2826,98	22418,5		19753,01		72137,76
	APUesg	Ø	6076,96	3545,17	12836,2		2420,02		14765,6
Cenário 5 P1; T3; I(TR)1	SEP-ESG	12150,3	Ø	Ø	11147,8	Total	1360,14	Total	8050,14
	SEP-DRE	Ø	4625,7	2306,3	9428,81	20576,61	969,83	2329,97	10877,3
	UNrst	12445,3	71,01	Ø	11182,8		274,89		4008,57
	UNple	Ø	10146,01	2370,26	15191,71		2788,1		18984,32
	APUesg	Ø	4625,7	2306,3	9428,81		969,83		10877,3
Cenário 11 P2; T3; I(TR)1	SEP-ESG	11202,9	925,13	Ø	11310,6	Total	1043,76	Total	4362,47
	SEP-DRE	Ø	4625,7	2306,3	9428,81	20739,41	969,83	2013,59	10877,3
	UNrst	10984,5	1531,74	Ø	11526,7		272,87		4184,38
	UNple	Ø	10146,01	2370,26	15097,55		2511,24		17550,96
	APUesg	Ø	4625,7	2306,3	9428,81		969,83		10877,3
Cenário 14 P3; T1; I(TR)2	SEP-ESG	10597,1	1648,76	Ø	12925	Total	6325,9	Total	24178,7
	SEP-DRE	Ø	5934,53	4970,23	16258,8	29183,80	3801,46	10127,36	18595,5
	UNrst	9735,91	3115,6	Ø	14224,1		3649,1		17171,2
	UNple	Ø	6516,52	6334,99	23549,35		13138,01		48392,45
	APUesg	Ø	5934,53	4970,23	16258,8		3801,46		18595,5

P – População (densidade): 1) 100 hab/ha; 2) 450 hab/ha e 3) 1000 hab/ha

 Φ – Diâmetro de referencia

T – Topografia (declividade): 1) 0 a 3%; 2) 8 a 20% e 3) 20 a 45%

Ø – Não há valores

I(TR) – Intensidade pluviométrica (Tempo de retorno): 1) 101,77 mm/h TR2; 2) 177,48 mm/h TR10

4.2 Análise Ambiental

A análise ambiental é pautada nos critérios de controle da poluição. Para cada um dos sistemas, Separador Absoluto (SEP-ESG e SEP-DRE), Unitário Capacidade Restrita (UNrst), Sistema de Águas Pluviais conduzindo esgotos (APUesg) e Sistema Unitário Capacidade Plena (UNple), são adotados os controles orientados pela tecnologia ou regulamentações vigentes. Contudo, o desenvolvimento deste tópico serve de subsídio para a definição dos quantitativos e custos de implantação dos sistemas e das tecnologias adotadas para cada situação em especial.

4.2.1 Eficiência do tratamento e Lançamento

A partir da concentração média de poluentes dos efluentes e vazão associada aos sistemas foram previstos dispositivos de controle da poluição e cheias. Nesse item foram utilizados os cenários de referência destacados no item 4.1.1.4 “Dispositivos Empregados”, cenários 5, 11 e 17 e os cenários 2, 8 e 14.

Os projetos dos SEP-ESG dispõem de um ponto de elevação (recalque). Em geral, a vazão é lançada em um poço de onde é recalçada e totalmente reintroduzida na rede coletora e conduzida até o final da rede coletora onde é prevista uma estação de tratamento de esgotos que receberá toda a vazão de esgotos gerada e coletada.

No caso do cenário 2, para o SEP-ESG, a vazão total do sistema 23,14 L/s de esgotos, que conta com o recalque de 13,57 L/s sem qualquer tipo de extravasamento, é tratada integralmente. É prevista a instalação de um sistema de tratamento composto de um reator anaeróbio UASB, seguido de Lodos ativados. Com a associação, é alcançada uma eficiência de remoção de DBO estimada em 88%, que leva o efluente sanitário de 300 mg O₂/L a 36 mg O₂/L, valor abaixo do valor de referência da Diretriz 215.R-4 (INEA-RJ, 2007), que é 40 mg O₂/L. O tratamento também atende a eficiência mínima preconizada, 85% (para sistemas que tratam uma carga orgânica bruta maior que 80 kg DBO/dia).

O SEP-DRE prevê dispositivos de deságue em que são feitos lançamentos das águas pluviais em pontos específicos. O cenário 2 conta com 3 deságues intermediários, que totalizam 4.332,18 L/s, ou seja, 50,41% da vazão total do sistema (8.592,48 L/s). Por fim, os 49,59% restantes são lançados em um deságue

final. Para esses pontos não são previstos dispositivos de tratamento, visto que não há restrição legal para o lançamento de águas pluviais.

Ainda, para o mesmo cenário, o sistema UNrst é projetado para uma vazão 97,16 L/s, proporcional a quatro vezes a vazão de esgotos do sistema separador. Esse dispõe de pontos onde a vazão deflui do sistema, nesses pontos são previstas estruturas para detenção da vazão mista (águas pluviais e esgotos). Os tanques de detenção apresentam, de acordo com Artina et al. (1997), eficiência de remoção de DBO da ordem de 50%, o que, a partir de uma concentração média do efluente misto de 132 mg/L, alcançaria o valor de 66 mg O₂/L em DBO. A eficiência de remoção de DBO seria inferior ao mínimo preconizado pela DZ 215.R4, INEA-RJ, que prevê remoção de 85%, para efluentes com carga orgânica bruta superior a 80 kg de DBO por dia, assim, não seria permitido o lançamento.

A instalação dos micro reservatórios de lote previstos objetiva o controle das cheias, estes dispositivos receberão água gerada nos próprios lotes, não havendo mistura com os efluentes sanitários. Normalmente, são dados usos diversos ao volume armazenado, sendo considerado algo benéfico, do ponto de vista ambiental, uma vez que armazena água.

No caso do sistema UNple, por ocasião das chuvas, as estruturas de retenção implantadas apresentam eficiência de remoção de DBO de 30% a 60% em efluentes mistos. Para os períodos de estiagem com coleta de esgotos sanitários, a associação CEPT+LA fornece eficiência de, no mínimo, 85%.

O sistema UNple comporta a totalidade da vazão mista. A vazão calculada para o cenário 2, que é de 9.291,53 L/s, com 2 saídas previstas. A vazão que deflui antes de chegar ao ponto final do percurso é de 5.279,51 L/s, isto é, 56,82% do total. Nas saídas são previstos tanques de retenção, que armazenam os volumes por um longo período, o longo tempo de residência hidráulica permite a remoção dos poluentes. Para as vazões geradas nos períodos de estiagem, o CEPT+LA proporciona a remoção de poluentes a valores dentro dos limites de referência da legislação (DZ 056.R4, INEA 2007)

O sistema APUesg pode se consolidar de duas formas: (i) não planejada e (ii) planejada. No caso de implementação parcial de um Sistema Separador, na forma

(i) não planejada, com incremento das ligações clandestinas, decorrente da inexistência de rede coletora de esgotos no local. No caso de, inicialmente, ser instalada rede de drenagem com aporte intencional de esgotos até a instalação da rede coletora específica, na forma (ii) planejada, o sistema deve ser dotado de dispositivos de tratamento de esgotos.

Para os casos foi preconizada a instalação de sistemas de infiltração, que, entre outras características, possui o menor custo e uma vida útil limitada, menor que as demais estruturas de armazenamento. Conforme Artina et al. (1997), a eficiência na remoção dos poluentes de uma estrutura fora de linha depende do volume do fluxo que é desviado e se infiltra, variando de 100%, para chuvas inferiores a de projeto, até eficiências menores para chuvas muito intensas. As estruturas de infiltração podem remover de 70 e 80% de DBO.

Com base nos resultados relatados pelos autores, considera-se que, em períodos de chuva pouco intensa, a DBO seja reduzida ao máximo, e em chuvas muito intensas ser reduzida de cerca de 132 mg O₂/L (efluente misto), para 33 mg O₂/L. A infiltração pode ser considerada como disposição no solo, para a qual existem apenas restrições sobre a contaminação do lençol freático.

O sistema APUesg, para o cenário 2, conduz uma vazão de esgotos de 18,18 L/s (tempo seco), o sistema utiliza rede de drenagem equivalente a do SEP-DRE, por conseguinte tem afluência de 50,41% da vazão do sistema, o que representa 9,16 L/s de esgotos. Na ocasião de chuvas, a vazão de esgotos se soma à de águas pluviais, portanto seriam 4.341,34 L/s de efluente misto. Com o controle da poluição empregado a 75% de eficiência de remoção de DBO (valor médio entre 70 e 80%), não seriam lançados 1.129 Kg de DBO no ambiente.

A Tabela 26 organiza a quantidade e a vazão atribuída aos dispositivos de controle empregados nos sistemas projetados. São exibidos os valores encontrados para os cenários referidos no caput deste item (cenários 5, 11 e 17 maior número de dispositivos e cenários 2, 8 e 14 menor número de dispositivos).

Os elementos referidos na Tabela 26 são ilustrados na Figura 21, os pontos de efluência destacados na figura, são dotados de dispositivos de armazenamento, recalque ou tratamento. No caso do tratamento é estimada a carga orgânica resultante a ser lançada após o tratamento.

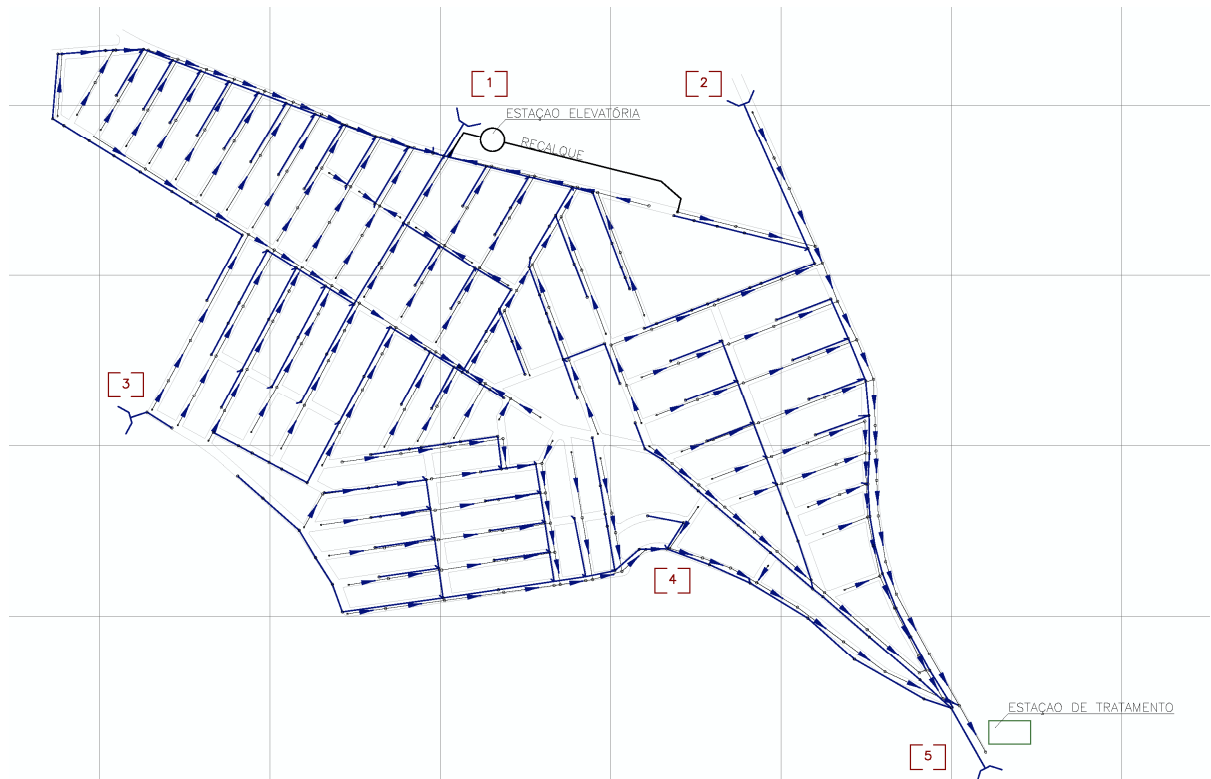


Figura 21 Pontos de localização dos dispositivos de armazenamento, estação elevatória, recalque e estação de tratamento

Tabela 26 Dispositivos empregados para os sistemas e eficiência de remoção de carga orgânica - cenário 1

Sistema	Ponto	Dispositivo	Quantidade	Vazão (L/s)	Carga DBO (mg/L)	Tipo/ Tratamento	Eficiência (%)	Lançada (mg/L)
SEP-ESG	1	Elevatórias	1	13,57	300	NA	NA	NA
	3	ETE	1	23,14	300	UASB+LA	88	36
SEP-DRE	1; 2; 3; 5	Deságues	3	4332,18	19	NA	NA	NA
UNrst	1	Elevatórias	1	13,57	69 - 300	NA/DETENÇÃO	50	34,5 - 150
	5	ETE	1	47,35	69 - 300	CEPT+LA	90	6,9 - 30
	1; 5	Tanques	2	97,16	69 - 300	DETENÇÃO*	50	34,5 - 150
UNple	2	Elevatórias	NA	NA	69 - 300	NA/RETENÇÃO	80	13,8 - 60
	5	ETE	1	47,35	69 - 300	CEPT+LA	90	6,9 - 30
	1; 5	Tanques	2	9291,53	69 - 300	RETENÇÃO**	80	13,8 - 60
APUesg	2	Elevatórias	NA	NA	69 - 300	NA	NA	NA
	5	ETE	NA	NA	69 - 300	INFILTRAÇÃO**	75	17,25 - 75
	1; 2; 5	Tanques	3	4332,18	69 - 300	INFILTRAÇÃO	75	17,25 - 75

*Para o controle das cheias será necessária a instalação de micro reservatórios de lote

** O ponto de instalação das elevatórias para o caso do sistema UNrst e UNple será dotado de um tanque de retenção. Esse receberá as vazões que ultrapassarem a vazão para a qual a elevatória foi projetada

NA – Não Aplicável

Apenas os sistemas UNrst e APUesg promovem o lançamento de efluentes com níveis de poluentes em desconformidade com o preconizado pela legislação. Entretanto, em termos de eficiência o requisito seria atendido. Em geral, a concentração de DBO permanece acima dos limites dos valores de referência da legislação, apenas nos períodos de estiagem em que o efluente é basicamente esgotos sanitários.

Para cálculo dos valores de DBO resultante e inferência sobre o lançamento foi utilizada uma relação direta entre eficiência de remoção, DBO resultante e valores de referência da legislação. Contudo, para a determinação da possibilidade de lançamento seriam avaliadas questões inerentes ao curso hídrico receptor em um processo de outorga.

O esgoto com cerca de 300 mg/L DBO e a vazão de esgotos coletada pelo sistema APUesg no cenário 1 (23,14 L/s). Considerando que o corpo hídrico naturalmente concentre apenas 2 mg O₂/L em carga de DBO, para esse cenário os efluentes do sistema APUesg demandariam uma vazão de diluição de 2.275,43 L/s na ocasião do lançamento. Essa vazão é proporcionada pela chuva de projeto do mesmo cenário, que chega a 4.332,18 L/s.

4.3 Análise econômica

4.3.1 Custos da rede

Em termos de instalação de redes o Sistema Separador Absoluto (SEP) apresentou custos na faixa de quatro a sete milhões de reais. O cenário 14, apresenta maior custo entre os cenários, alcançando o valor de R\$ 6.598.360,45. O custo total é composto pelos das duas redes isoladas, nesse caso a rede ESG representa R\$ 2 281 243,79 (35 % do custo total) e a rede DRE R\$ 4 317 116,66 (outros 65 %).

O projeto do sistema Unitário Capacidade Restrita (UNrst), sujeito às condições do cenário 14, apresentou custo de instalação de sua rede de R\$ 4.142.307,33. O valor é semelhante ao custo de instalação da rede SEP-DRE, o que faz com que a rede de esgotos, SEP-ESG, seja vista como um custo adicional do Sistema Separador quando comparado ao Sistema Unitário.

Os sistemas projetados para as condições do cenário 5 assumem o destaque de menor custo. O sistema SEP custaria cerca de R\$ 4.082.536,21, em que R\$ 1.577.897,60 corresponderiam à instalação da rede ESG e R\$ 2.504.638,61 à rede DRE, isto é, 61% do custo total do sistema. O sistema UNrst, cenário 5, custaria R\$ 2.536.746,56, algo similar ao custo da rede SEP-DRE. A Tabela 27 resume os custos para os cenários selecionados.

Tabela 27 Custos redes coletoras para os cenários 5 e 14

Sistema	Cenário	Composição de Custos Redes Coletoras		Total
		Rede Drenagem (R\$)	Rede Esgoto (R\$)	
SEP	5	2 504 638,61	1 577 897,60	4 082 536,21
	14	4 317 116,66	2 281 243,79	6 598 360,45
UNrst	5	2 536 746,56		2 536 746,56
	14	4 142 307,33		4 142 307,33
UNple	5	2 862 355,80		2 862 355,80
	14	4 907 609,22		4 907 609,22
APUesg	5	2 504 638,61	NA	2 504 638,61
	14	4 317 116,66	NA	4 317 116,66

Condições de contorno: Cenário 5 - P1 T3 I(TR)1; cenário 14 - P3 T1 I(TR)2

NA – Não Aplicável

Na comparação entre sistemas apresentada na Tabela 27, observa-se que o custo total das redes coletoras para o sistema SEP é sempre maior que o custo das redes projetadas para o sistema UNrst. Com isso tende a se dizer que na componente redes, o Sistema Separador é menos vantajoso que o Unitário. Quanto ao sistema UNple, como esperado, uma rede única condutora de esgotos e águas pluviais possui custos similares ao das redes de drenagem separadoras.

A Tabela 28 ilustra em gradiente de cores os custos das redes coletoras de todos os sistemas para os 18 cenários. Nela é possível ver que as redes unitárias do sistema UNrst apresentam custos bastante semelhantes aos custos das redes do sistema APUesg. O sistema UNple apresentou custo de redes, em sete cenários, menos elevados que o sistema separador, nos outros cenários os comportamento se repete.

Tabela 28 Comparativo custos das redes coletoras dos sistemas – todos os cenários

Sistema	Contorno	SEP			UNrst	APUesg	UNple
		Rede Drenagem (R\$)	Rede Esgoto (R\$)	Total (R\$)	Rede Unitária (R\$)	Rede Drenagem (R\$)	Rede Unitária (R\$)
1	P1 T1 I(TR)1	3 206 747,53	2 284 642,64	5 491 390,18	3 972 036,71	3 206 747,53	5 330 841,81
2	P1 T1 I(TR)2	4 317 116,66	2 284 642,64	6 601 759,30	4 505 045,27	4 317 116,66	5 256 962,28
3	P1 T2 I(TR)1	2 768 915,86	1 511 074,12	4 279 989,98	2 788 303,52	2 768 915,86	3 239 732,38
4	P1 T2 I(TR)2	3 951 974,86	1 511 074,12	5 463 048,98	3 000 341,00	3 951 974,86	3 638 452,90
5	P1 T3 I(TR)1	2 504 638,61	1 577 897,60	4 082 536,21	2 536 746,56	2 504 638,61	2 862 355,80
6	P1 T3 I(TR)2	3 776 693,20	1 577 897,60	5 354 590,80	2 818 929,92	3 776 693,20	3 681 121,63
7	P2 T1 I(TR)1	3 206 747,53	2 193 893,75	5 400 641,28	3 649 846,01	3 206 747,53	4 986 383,83
8	P2 T1 I(TR)2	4 317 116,66	2 193 893,75	6 511 010,40	4 172 847,17	4 317 116,66	5 090 900,31
9	P2 T2 I(TR)1	2 768 915,86	1 613 768,22	4 382 684,08	2 900 625,70	2 768 915,86	3 218 224,15
10	P2 T2 I(TR)2	3 951 974,86	1 613 768,22	5 565 743,08	3 049 276,74	3 951 974,86	3 488 687,78
11	P2 T3 I(TR)1	2 504 638,61	1 631 969,62	4 136 608,23	2 617 542,06	2 504 638,61	2 817 531,59
12	P2 T3 I(TR)2	3 776 693,20	1 631 969,62	5 408 662,82	2 924 958,96	3 776 693,20	3 527 493,49
13	P3 T1 I(TR)1	3 206 747,53	2 281 243,79	5 487 991,33	3 673 162,55	3 206 747,53	4 496 651,04
14	P3 T1 I(TR)2	4 317 116,66	2 281 243,79	6 598 360,45	4 142 307,33	4 317 116,66	4 907 609,22
15	P3 T2 I(TR)1	2 768 915,86	1 721 827,83	4 490 743,69	3 045 948,01	2 768 915,86	3 173 861,45
16	P3 T2 I(TR)2	3 951 974,86	1 721 827,83	5 673 802,69	3 188 384,15	3 951 974,86	3 457 600,43
17	P3 T3 I(TR)1	2 504 638,61	1 729 533,23	4 234 171,84	2 722 303,68	2 504 638,61	2 784 153,82
18	P3 T3 I(TR)2	3 776 693,20	1 729 533,23	5 506 226,43	3 071 217,30	3 776 693,20	3 649 563,07

P – População (densidade): 1) 100 hab/ha; 2) 450 hab/ha e 3) 1000 hab/ha

T – Topografia (declividade): 1) 0 a 3%; 2) 8 a 20% e 3) 20 a 45%

I(TR) – Intensidade pluviométrica (Tempo de retorno): 1) 101,77 mm/h TR2; 2) 177,48 mm/h TR10

O gradiente de cores indica a variação dos custos. Verde: maior custo; Amarelo: menor custo.

4.3.2 Custos dos dispositivos de controle das cheias/poluição

O custo dos dispositivos empregados, para efeito desta análise, obedecem uma relação direta entre volume a ser armazenado ou tratado e o custo por unidade de volume do dispositivo. O custos foram obtidos de trabalhos técnicos publicados (item 3.6 deste trabalho) e atualizados a partir do INCC e data base.

O sistema SEP, no componente ESG, para o cenário 5, prevê a instalação de uma elevatória que funcionará elevando uma vazão de 13,63 L/s. O custo associado é de R\$ 83.787,14. Para o tratamento dos esgotos, uma estação de nível secundário, composta pelo sistema UASB + Lodos ativados, é prevista, o tratamento de uma vazão de 22,96 L/s representa R\$ 461.017,18. Com isso o custo dos dispositivos do sistema separador seria de R\$ 544.804,31.

O componente SEP-DRE contempla apenas dispositivos de deságüe. Nesse trabalho, foi suposto como item incluído no custo de execução das redes; portanto, não teve seu custo somado aos dispositivos especiais empregados. O custo dos dispositivos destacados para a rede de esgotos assume o custo total para o sistema separador. Nesse caso, para o cenário 5, trata-se de R\$ 544.804,31.

Para o sistema UNrst, ainda no cenário 5, foram previstos diferentes dispositivos. Sabendo que no período de estiagem o sistema conduz apenas esgotos, optou-se por uma estação elevatória, com custo da ordem de R\$ 123.220,15. A vazão gerada na ocasião das chuvas será introduzida no sistema paulatinamente, conforme descrito anteriormente. O tratamento proposto é o sistema primário quimicamente assistido ou CEPT, devido a possibilidade de maior adaptação operacional à variabilidade da concentração de carga poluente do efluente decorrente das chuvas. O tratamento da vazão de 27,62 L/s apresentou custo de R\$ 408.581,21.

Na ocasião das chuvas, ocorrerá o extravasamento de grande quantidade de efluente misto. Para controle das vazões, são previstas duas estruturas de armazenamento, no caso, dois tanques de detenção. Esses tanques armazenam um volume por determinado intervalo de tempo, onde o efluente alcança certo nível de depuração. Em seguida, a vazão é reintroduzida na rede coletora e encaminhada para a ETE. Os tanques são posicionados próximo à elevatória e próximo à ETE e representam o custo estimado de R\$ 912.924,35.

No entanto, mesmo com chuvas menos intensas que a chuva de projeto, ocorrerá extravasamento do efluente, em virtude da capacidade hidráulica reduzida do sistema unitário, até 98% da vazão da chuva pode não ser comportada pela rede, acarretando extravasamento desde os primeiros poços de visita e outros acessórios. Para o controle das cheias e da poluição provocada pelos eventos, seria necessária a instalação de dispositivos suplementares de captação e armazenamento da vazão das chuvas, como, por exemplo, os micro reservatórios de lote.

Os micro reservatórios de lote em geral, são dispositivos construídos para o volume de cerca de 3 m³ e captam vazões não contaminadas dos lotes. Se fossem instalados para o cenário 5, chegariam ao total de 995 e custariam cerca de R\$ 1.079.176,75. No entanto, é notado que, em casos como os que a solução coletiva não atende à demanda da população, o poder público imputa, incentiva ou concede licença para os proprietários dos lotes implantarem soluções suplementares. Com isso cada proprietário arca com os custos da implantação.

O custo total do sistema UNrst projetado para as condições do cenário 5, caso sejam instalados tanques de detenção, conforme preconizado, seria de R\$ 3.981.472,27. Mas, vista a ineficiência apresentada pelo dispositivo para esse sistema, uma vez que a insuficiência hidráulica da rede provoca extravasamento em todos os acessórios, é cogitada a hipótese de incorporação dos custos dos micro reservatórios de lote no custo total do sistema. Caso esse custo seja computado, o custo total do sistema seria R\$ 5 060 649,02.

Para o sistema APUesg, cuja rede equivale à rede DRE do SEP, mas escoar efluentes sanitários em períodos de estiagem e mistos na ocasião de chuvas, não são previstos dispositivos de recalque dos efluentes. No ponto de deságue ou extravasão é proposta a implantação de uma estrutura de infiltração que funcionará como disposição final do volume vertido da rede. O mesmo se aplica no ponto de deságue final da rede, onde seria localizada a ETE, a implantação de um tanque de infiltração torna-se a medida de controle da poluição. Os tanques (cenário 5), totalizariam um volume de 9.910,21m³ e custariam cerca de R\$ 650.676,60.

Os tanques de infiltração custam menos que os demais tipos de estruturas de armazenamento, como o de detenção e de retenção, mas tem vida útil inferior que

estes. Isso pode ser considerado um fator que classifica a solução como provisória e dentro da lógica que vê o APUesg como uma anomalia do sistema separador absoluto, apenas cogitada em função da intenção de universalização do saneamento e gradualidade dos investimentos.

Ainda assim, a solução não seria abrangente suficiente. Como a rede de DRE, cuja rede do APUesg é equivalente, tem menor cobertura que a necessária para o atendimento da população pela rede ESG, seria necessária a implantação de medidas individuais, no caso do cenário 5, em que são cobertos apenas 48% da extensão do arruamento com rede. Como ocorre em muitos municípios brasileiros, o ônus de uma solução alternativa seria imputado aos proprietários dos lotes. Seriam cerca de 1.000 domicílios providos de taques sépticos ou fossas sépticas.

Para o sistema UNple, no cenário 5, é prevista a instalação de estruturas de retenção. Estas estruturas seriam projetadas para a vazão de 5.072,70 L/s, resultando em um volume de 18.937,39 m³ e por conseguinte no custo de R\$ 1.562.869,30. Os principais pontos de instalação são o deságüe próximo da localização da elevatória, e ao final da rede. Os efluentes mistos só seriam direcionados aos tanques na ocasião das chuvas e não retornariam à rede, mas sim seriam lançados, após depuração no ambiente.

Para o cenário 14, no SEP, é prevista a instalação de dispositivos de recalque de esgotos, dimensionados para a vazão 118,90 L/s e com custo de R\$ 358.304,94, além de dispositivos de tratamento de esgotos, sendo UASB+LA, para a vazão 229,24 L/s, com custo R\$ 4.602.189,61, totalizado um custo de R\$ 4.960.494,55 em dispositivos empregados. O sistema UNrst seria equipado com tanques de retenção, para vazão 8384,56 L/s e custo R\$ 1.847.215,24; elevatória de esgotos, para vazão 464,30 L/s e custo total de R\$ 11.319.463,88 dos dispositivos.

O sistema APUesg, no cenário 14, é desprovido de dispositivos de tratamento de esgotos e dotado de tanques de infiltração, dimensionados para um volume de 9.367,90 m³, totalizam R\$ 615.070,15. O UNple, para o mesmo cenário, com volume de 20.211,71 m³, apresenta R\$ 1.668.036,16 do custo em tanques de retenção. Para tratamento dos esgotos coletados em períodos de estiagem, através do CEPT+LA o custo é de R\$ 6.751.540,31. Sendo o total em dispositivos instalados R\$

9.338.018,03. A Tabela 29 apresenta o resumo dos custos dos cenários selecionados 14 e 5. A Tabela 30 apresenta todos os custos dos dispositivos para todos os cenários, ilustrados com um gradiente de cores onde o amarelo representa os menores valores e o verde os maiores valores em cada cenário.

Tabela 29 Resumo dos custos dos dispositivos cenários selecionados 14 e 5

Sistema	Porção	Tratamento	Cenário 5			Cenário 14		
			P1; T3; I(TR)1			P3; T1; I(TR)2		
			Quantidade	Vazão (L/s)	Custo (R\$)	Quantidade	Vazão (L/s)	Custo (R\$)
SEP-ESG	Elevatórias	APLICAVEL	1	14,00	83 787,14	1	119,00	358 304,94
	ETE	UASB+LA	1	22,96	461 017,18	1	229,24	4 602 189,61
SEP-DRE	Desagues	NA	7	2654,62	NA	3	4332,18	NA
UNrst	Elevatórias	APLICAVEL	4	67,82	244 592,01	1	464,30	903 052,04
	ETE	CEPT+LA	1	27,62	408 581,21	1	456,34	6 751 540,31
	Tanques	DETENÇÃO	5	4978,07	1 893 405,10	2	8384,56	1 847 215,24
UNple	Elevatórias	APLICAVEL	NA	56,00	214 771,22	NA	476,00	918 441,57
	ETE	CEPT+LA	1	27,62	408 581,21	1	456,34	6 751 540,31
	Tanques	RETENÇÃO	5	5072,70	1 562 869,30	2	9346,89	1 668 036,16
APUesg	Elevatórias	NA	0	0,00	NA	0	0,00	NA
	ETE	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
	Tanques	INFILTRAÇÃO	7	2654,62	650 676,60	3	4332,18	615 070,15

P – População (densidade): 1) 100 hab/ha; 2) 450 hab/ha e 3) 1000 hab/ha

T – Topografia (declividade): 1) 0 a 3%; 2) 8 a 20% e 3) 20 a 45%

I(TR) – Intensidade pluviométrica (Tempo de retorno): 1) 101,77 mm/h TR2; 2) 177,48 mm/h TR10

NA – Não Aplicável

Tabela 30 Resumo dos custos dos dispositivos para todos os cenários

	Cenário 1	Cenário 2	Cenário 3	Cenário 4	Cenário 5	Cenário 6
Sistema	P1 T1 I(TR)1	P1 T1 I(TR)2	P1 T2 I(TR)1	P1 T2 I(TR)2	P1 T3 I(TR)1	P1 T3 I(TR)2
SEP	548 431,28	548 431,28	544 834,29	544 834,29	544 804,31	544 804,31
UNrst	2 151 232,12	2 920 155,46	1 767 298,34	2 406 301,49	2 546 578,32	2 048 491,20
APUesg	400 602,67	615 070,15	122 726,78	518 821,90	650 676,60	887 608,14
UNple	1 954 170,09	2 573 536,38	1 632 740,56	2 149 817,01	2 186 221,73	2 728 101,00
	Cenário 7	Cenário 8	Cenário 9	Cenário 10	Cenário 11	Cenário 12
Sistema	P2 T1 I(TR)1	P2 T1 I(TR)2	P2 T2 I(TR)1	P2 T2 I(TR)2	P2 T3 I(TR)1	P2 T3 I(TR)2
SEP	2 301 829,02	2 301 829,02	2 285 652,07	2 285 652,07	2 281 722,16	2 281 722,16
UNrst	4 736 684,29	5 536 608,65	4 350 573,28	5 014 383,57	4 232 655,75	5 004 886,79
APUesg	400 602,67	615 070,15	122 726,78	518 821,90	650 676,60	887 608,14
UNple	4 628 860,93	5 259 924,27	4 272 079,61	4 806 090,67	3 903 451,02	4 484 653,15
	Cenário 13	Cenário 14	Cenário 15	Cenário 16	Cenário 17	Cenário 18
Sistema	P3 T1 I(TR)1	P3 T1 I(TR)2	P3 T2 I(TR)1	P3 T2 I(TR)2	P3 T3 I(TR)1	P3 T3 I(TR)2
SEP	4 960 494,55	4 960 494,55	4 924 867,19	4 924 867,19	4 916 212,15	4 916 212,15
UNrst	8 654 881,68	9 501 807,59	8 261 287,34	8 957 663,80	6 685 432,15	7 492 679,49
APUesg	400 602,67	615 070,15	122 726,78	518 821,90	650 676,60	887 608,14
UNple	8 689 871,26	9 338 018,03	8 276 200,27	8 831 272,10	6 448 041,39	7 005 153,31

P – População (densidade): 1) 100 hab/ha; 2) 450 hab/ha e 3) 1000 hab/ha

T – Topografia (declividade): 1) 0 a 3%; 2) 8 a 20% e 3) 20 a 45%

I(TR) – Intensidade pluviométrica (Tempo de retorno): 1) 101,77 mm/h TR2; 2) 177,48 mm/h TR10

O gradiente de cores indica variação dos custos. Verde: maior custo; Amarelo: menor custo.

4.3.3 Custos totais

A variação dos custos dos sistemas pode ser analisada com foco nas condições de contorno configuradas para os cenários. Assim as variações da população, topografia do terreno ou da chuva de projeto (intensidade de precipitação e tempo de retorno) são destacadas para revelar sua participação nos custos dos sistemas.

No caso do sistema SEP é observada uma variação dos custos da rede de drenagem em função da chuva de projeto, que ao variar da combinação intensidade de precipitação I(TR)1 - 101,77 mm/h e tempo de retorno de 2 anos para a combinação I(TR)2 - 177,48 mm/h e TR 10 anos, há incremento de cerca R\$ 1.200.000 no custo do sistema, isto é, 18%.

A variação dos custos totais da rede SEP entre os cenários projetados para uma mesma chuva de projeto, por exemplo a chuva I(TR)1, mas para terrenos diferentes, como entre o terreno plano (T1) e o terreno ondulado (T2), chega a média de R\$ 1.094.002,11, 13%. Entre o terreno ondulado e o forte ondulado (T3), essa variação média é de R\$ 237.572,13, 3%. Para os cenários projetados para a chuva I(TR)2 entre o terreno plano e o terreno ondulado, há incremento médio de R\$ 1.021.312,23, 11% no custo; entre o terreno ondulado e o forte ondulado, o incremento médio é de R\$ 148.576,54, 2%.

Há variação do custo, também, em função do aumento da população, em que, para os cenários com terreno plano, por exemplo, a variação da população de 6876 habitantes para 30942, representa uma aumento médio de R\$ 1.765.716,87, e de 30942 habitantes para 68759 habitantes o aumento médio de R\$ 2.741.781,30.

O custo das estações elevatórias de esgotos (EEE) e estações de tratamento de esgotos (ETE), como esperado, apresentam aumento de custos visivelmente em função do aumento da população. A variação de cerca de R\$ 128.000,00 da EEE projetada para a população de 6876 habitantes para a 30942 habitantes, e de R\$ 146.000,00 desta para a população de 68759 habitantes. No custo da ETE a variação, na mesma sequência do raciocínio é de R\$ 1.600.000 (6876 para 30942 habitantes), correspondente a 353% e de R\$ 2.500.000 (30942 para 68759 habitantes), correspondente a 222%. A Tabela 31 ilustra os custos.

Tabela 31 Composição dos custos do sistema separador para os diversos cenários

Cenário	Composição de Custo: Sistema Separador Absoluto				
	Rede Drenagem (R\$)	Rede Esgoto (R\$)	Elevatória de esgoto (R\$)	ETE (R\$)	Total (R\$)
1 P1; T1; I(TR)1	3 206 747,53	2 284 642,64	83 787,14	464 644,14	6 039 821,45
2 P1; T1; I(TR)2	4 317 116,66	2 284 642,64	83 787,14	464 644,14	7 150 190,58
3 P1; T2; I(TR)1	2 768 915,86	1 511 074,12	83 787,14	461 047,15	4 824 824,27
4 P1; T2; I(TR)2	3 951 974,86	1 511 074,12	83 787,14	461 047,15	6 007 883,27
5 P1; T3; I(TR)1	2 504 638,61	1 577 897,60	83 787,14	461 017,18	4 627 340,52
6 P1; T3; I(TR)2	3 776 693,20	1 577 897,60	83 787,14	461 017,18	5 899 395,12
7 P2; T1; I(TR)1	3 206 747,53	2 193 893,75	212 159,59	2 089 669,43	7 702 470,30
8 P2; T1; I(TR)2	4 317 116,66	2 193 893,75	212 159,59	2 089 669,43	8 812 839,42
9 P2; T2; I(TR)1	2 768 915,86	1 613 768,22	212 159,59	2 073 492,48	6 668 336,15
10 P2; T2; I(TR)2	3 951 974,86	1 613 768,22	212 159,59	2 073 492,48	7 851 395,15
11 P2; T3; I(TR)1	2 504 638,61	1 631 969,62	212 159,59	2 069 562,57	6 418 330,39
12 P2; T3; I(TR)2	3 776 693,20	1 631 969,62	212 159,59	2 069 562,57	7 690 384,98
13 P3; T1; I(TR)1	3 206 747,53	2 281 243,79	358 304,94	4 602 189,61	10 448 485,87
14 P3; T1; I(TR)2	4 317 116,66	2 281 243,79	358 304,94	4 602 189,61	11 558 854,99
15 P3; T2; I(TR)1	2 768 915,86	1 721 827,83	358 304,94	4 566 562,25	9 415 610,88
16 P3; T2; I(TR)2	3 951 974,86	1 721 827,83	358 304,94	4 566 562,25	10 598 669,88
17 P3; T3; I(TR)1	2 504 638,61	1 729 533,23	358 304,94	4 557 907,21	9 150 383,99
18 P3; T3; I(TR)2	3 776 693,20	1 729 533,23	358 304,94	4 557 907,21	10 422 438,58

P – População (densidade): 1) 100 hab/ha; 2) 450 hab/ha e 3) 1000 hab/ha

T – Topografia (declividade): 1) 0 a 3%; 2) 8 a 20% e 3) 20 a 45%

I(TR) – Intensidade pluviométrica (Tempo de retorno): 1) 101,77 mm/h TR2; 2) 177,48 mm/h TR10

Os sistemas UNrst projetados para os cenários tem influência da variação da chuva, limitada pelo critério técnico adotado no dimensionamento de quatro vezes a vazão dos esgotos. A limitação imprime aos custos uma variação indireta com a variação da população, uma vez que quanto maior a população, maior a vazão de esgotos gerada e maior a vazão da rede unitária.

Contudo, o custo apresenta reflexos da variação da chuva e da amplitude do terreno, isso se dá no dimensionamento dos elementos de captação das vazões como sarjetas, bocas de lobo e os poços de visita, locados para reunir as vazões conduzidas pelos tubos de ligação. Os custos do UNrst para os cenários projetados para a chuva I(TR)2 - 177,48 mm/h e TR 10 anos, em terreno plano, custam em média R\$ 2.342.312,45 a mais que os projetados para a chuva I(TR)1 - 101,77 mm/h e TR 2 anos. No caso do terreno ondulado essa diferença média representa R\$ 1.807.888,68 e, por fim, para o terreno forte ondulado em média R\$ 1.352.733,96.

A topografia do terreno representa, para uma mesma chuva I(TR)1, uma redução média no custo do sistema do terreno plano (T1) para o terreno ondulado (T2) 1.251.137,80. A decréscimo de custos do terreno ondulado para o terreno forte ondulado (T3) é de R\$ 460.417,22. No caso da chuva I(TR)2 a variação no custo do terreno plano para o terreno ondulado é de R\$ 1.785.561,57, e do terreno ondulado para o forte ondulado de R\$ 915.571,94. Sendo nesses casos a rede unitária projetada para o terreno plano sempre mais cara.

Dentre os custos de dispositivos de reservação, a variação dos custos dos micro reservatórios em decorrência da variação da chuva foi notável. Dos cenários projetados para a chuva I(TR)2 para os projetados para a chuva 1 a diferença é de cerca de R\$ 1.000.000,00, com exceção dos cenários 5 e 6, cuja diferença de R\$ 128.554,77

As EEE projetadas para o UNrst, considerada a vazão quatro vezes a vazão dos esgotos, tem o valor regular crescente com a vazão. Os valores variam de cerca de R\$ 200.000,00 a R\$ 1.200.000,00. Os custos das ETEs seguem a mesma tendência dos custos das elevatórias. A Tabela 32 ilustra os custos.

Tabela 32 Composição dos custos do sistema UNrst para os diversos cenários

Cenário		Composição de Custo: Sistema Unitário Capacidade Restrita					
		Rede Unitária (R\$)	Reservatório (R\$)	Micro Reservatório (R\$)	Elevatória de esgoto (R\$)	ETE (R\$)	Total (R\$)
1	P1; T1; I(TR)1	3 972 036,71	1 259 932,46	965 040,01	194 496,95	696 802,71	7 088 308,83
2	P1; T1; I(TR)2	4 505 045,27	2 025 624,88	1 993 211,04	193 922,62	700 607,97	9 418 411,78
3	P1; T2; I(TR)1	2 788 303,52	885 663,70	950 621,98	196 228,46	685 406,18	5 506 223,84
4	P1; T2; I(TR)2	3 000 341,00	1 520 457,45	1 923 668,43	195 542,22	690 301,82	7 330 310,92
5	P1; T3; I(TR)1	2 536 746,56	1 893 405,10	1 079 176,75	244 592,01	408 581,21	6 162 501,63
6	P1; T3; I(TR)2	2 818 929,92	1 166 856,57	950 621,98	196 228,46	685 406,18	5 818 043,10
7	P2; T1; I(TR)1	3 649 846,01	1 169 199,02	895 543,10	528 566,81	3 038 918,46	9 282 073,40
8	P2; T1; I(TR)2	4 172 847,17	1 955 888,18	1 924 590,26	526 931,62	3 053 788,84	11 634 046,09
9	P2; T2; I(TR)1	2 900 625,70	824 966,34	885 472,82	533 730,43	2 991 876,50	8 136 671,80
10	P2; T2; I(TR)2	3 049 276,74	1 471 402,49	1 861 604,56	531 634,44	3 011 346,63	9 925 264,87
11	P2; T3; I(TR)1	2 617 542,06	1 785 346,00	1 017 586,72	664 982,35	1 782 327,40	7 867 784,54
12	P2; T3; I(TR)2	2 924 958,96	2 576 457,15	2 099 004,17	667 213,12	1 761 216,52	10 028 849,92
13	P3; T1; I(TR)1	3 673 162,55	1 029 923,08	788 865,28	905 891,68	6 719 066,92	13 116 909,51
14	P3; T1; I(TR)2	4 142 307,33	1 847 215,24	1 817 656,29	903 052,04	6 751 540,31	15 461 771,21
15	P3; T2; I(TR)1	3 045 948,01	730 192,00	783 747,34	914 854,65	6 616 240,68	12 090 982,69
16	P3; T2; I(TR)2	3 188 384,15	1 387 870,47	1 755 920,63	911 196,25	6 658 597,08	13 901 968,58
17	P3; T3; I(TR)1	2 722 303,68	1 604 665,00	914 604,68	1 139 747,10	3 941 020,05	10 322 340,51
18	P3; T3; I(TR)2	3 071 217,30	2 454 980,42	2 000 038,75	1 143 533,09	3 894 165,99	12 563 935,53

P – População (densidade): 1) 100 hab/ha; 2) 450 hab/ha e 3) 1000 hab/ha

T – Topografia (declividade): 1) 0 a 3%; 2) 8 a 20% e 3) 20 a 45%

I(TR) – Intensidade pluviométrica (Tempo de retorno): 1) 101,77 mm/h TR2; 2) 177,48 mm/h TR10

Ao contrário, os sistemas UNple apresentados na Tabela 33, são vislumbrados como a alternativa viável de sistema unitário, pois atende aos requisitos mínimos impostos para cada um dos sistemas, esgotamento e drenagem.

A variação dos custos dos sistemas tende a aumentar com o incremento da população, sendo essa a tendência mais explícita quando comparados os custos totais dos sistemas. Considerando-se apenas os custos das redes, os valores aumentam conforme a declividade diminui, ou seja, terrenos mais planos tornam menos vantajosa a implantação dos sistemas unitários, como esperado, inclusive para os demais sistemas.

Os sistemas APUesg são apresentados aqui sem pretensão de serem promovidos a solução de esgotamento. Como dito, esses não cumprem o papel fundamental dos sistemas de drenagem e/ou esgotos tipo. A Tabela 34 mostra os custos projetados para os cenários do sistema, com a finalidade de esclarecer os resultados finais, em que, para todos cenários os sistemas seriam sempre os mais baratos.

A variação dos custos do APUesg refletem o aumento da intensidade e intervalo de retorno da chuva I(TR)1 para a chuva I(TR)2, como relatado para o sistema SEP-DRE. Essa variação de custos segue a mesma tendência da rede de drenagem do sistema separador sob a influência do terreno.

O fator que impacta na redução considerável dos custos é a ausência da rede separadora de esgotos, o que torna o sistema mais econômico cerca de R\$ 2.284.000,00 a R\$ 1.729.000,00, quando comparado com o sistema separador. Além da ausência da ETE, não considerada por se tratar de uma alternativa provisória, implementada como parte de futuro sistema separador e apenas quando há previsão de instalação da rede separadora de esgotos.

Tabela 33 Composição dos custos do sistema UNple para os diversos cenários

Cenário	Composição de Custo - Sistema Unitário Pleno				
	Rede Unitária (R\$)	Reservatório (R\$)	Elevatória de esgoto (R\$)	ETE (R\$)	Total (R\$)
1 P1; T1; I(TR)1	5 330 841,81	1 042 596,16	214 771,22	696 802,71	7 285 011,90
2 P1; T1; I(TR)2	5 256 962,28	1 658 157,20	214 771,22	700 607,97	7 830 498,66
3 P1; T2; I(TR)1	3 239 732,38	732 563,17	214 771,22	685 406,18	4 872 472,94
4 P1; T2; I(TR)2	3 638 452,90	1 244 743,97	214 771,22	690 301,82	5 788 269,91
5 P1; T3; I(TR)1	2 862 355,80	1 562 869,30	214 771,22	408 581,21	5 048 577,53
6 P1; T3; I(TR)2	3 681 121,63	2 109 474,08	214 771,22	403 855,71	6 409 222,64
7 P2; T1; I(TR)1	4 986 383,83	1 046 114,67	543 827,81	3 038 918,46	9 615 244,76
8 P2; T1; I(TR)2	5 090 900,31	1 662 307,62	543 827,81	3 053 788,84	10 350 824,58
9 P2; T2; I(TR)1	3 218 224,15	736 375,30	543 827,81	2 991 876,50	7 490 303,76
10 P2; T2; I(TR)2	3 488 687,78	1 250 916,23	543 827,81	3 011 346,63	8 294 778,45
11 P2; T3; I(TR)1	2 817 531,59	1 577 295,82	543 827,81	1 782 327,40	6 720 982,62
12 P2; T3; I(TR)2	3 527 493,49	2 179 608,83	543 827,81	1 761 216,52	8 012 146,64
13 P3; T1; I(TR)1	4 496 651,04	1 052 362,78	918 441,57	6 719 066,92	13 186 522,31
14 P3; T1; I(TR)2	4 907 609,22	1 668 036,16	918 441,57	6 751 540,31	14 245 627,25
15 P3; T2; I(TR)1	3 173 861,45	741 518,03	918 441,57	6 616 240,68	11 450 061,72
16 P3; T2; I(TR)2	3 457 600,43	1 254 233,45	918 441,57	6 658 597,08	12 288 872,53
17 P3; T3; I(TR)1	2 784 153,82	1 588 579,77	918 441,57	3 941 020,05	9 232 195,21
18 P3; T3; I(TR)2	3 649 563,07	2 192 545,75	918 441,57	3 894 165,99	10 654 716,38

P – População (densidade): 1) 100 hab/ha; 2) 450 hab/ha e 3) 1000 hab/ha

T – Topografia (declividade): 1) 0 a 3%; 2) 8 a 20% e 3) 20 a 45%

I(TR) – Intensidade pluviométrica (Tempo de retorno): 1) 101,77 mm/h TR2; 2) 177,48 mm/h TR10

Tabela 34 Composição dos custos do sistema APUesg para os diversos cenários

Cenário	Composição de Custo: Aguas Pluviais Urbanas conduzindo esgoto					
	Rede de Drenagem (R\$)	Rede de Esgoto (R\$)	Elevatória de esgoto (R\$)	Reservatório (R\$)	ETE (R\$)	Total (R\$)
1 P1; T1; I(TR)1	3 206 747,53	NA	NA	400 602,67	NA	3 607 350,21
2 P1; T1; I(TR)2	4 317 116,66	NA	NA	615 070,15	NA	4 932 186,81
3 P1; T2; I(TR)1	2 768 915,86	NA	NA	122 726,78	NA	2 891 642,64
4 P1; T2; I(TR)2	3 951 974,86	NA	NA	518 821,90	NA	4 470 796,76
5 P1; T3; I(TR)1	2 504 638,61	NA	NA	650 676,60	NA	3 155 315,21
6 P1; T3; I(TR)2	3 776 693,20	NA	NA	887 608,14	NA	4 664 301,34
7 P2; T1; I(TR)1	3 206 747,53	NA	NA	400 602,67	NA	3 607 350,21
8 P2; T1; I(TR)2	4 317 116,66	NA	NA	615 070,15	NA	4 932 186,81
9 P2; T2; I(TR)1	2 768 915,86	NA	NA	122 726,78	NA	2 891 642,64
10 P2; T2; I(TR)2	3 951 974,86	NA	NA	518 821,90	NA	4 470 796,76
11 P2; T3; I(TR)1	2 504 638,61	NA	NA	650 676,60	NA	3 155 315,21
12 P2; T3; I(TR)2	3 776 693,20	NA	NA	887 608,14	NA	4 664 301,34
13 P3; T1; I(TR)1	3 206 747,53	NA	NA	400 602,67	NA	3 607 350,21
14 P3; T1; I(TR)2	4 317 116,66	NA	NA	615 070,15	NA	4 932 186,81
15 P3; T2; I(TR)1	2 768 915,86	NA	NA	122 726,78	NA	2 891 642,64
16 P3; T2; I(TR)2	3 951 974,86	NA	NA	518 821,90	NA	4 470 796,76
17 P3; T3; I(TR)1	2 504 638,61	NA	NA	650 676,60	NA	3 155 315,21
18 P3; T3; I(TR)2	3 776 693,20	NA	NA	887 608,14	NA	4 664 301,34

P – População (densidade): 1) 100 hab/ha; 2) 450 hab/ha e 3) 1000 hab/ha

T – Topografia (declividade): 1) 0 a 3%; 2) 8 a 20% e 3) 20 a 45%

I(TR) – Intensidade pluviométrica (Tempo de retorno): 1) 101,77 mm/h TR2; 2) 177,48 mm/h TR10

NA – Não aplicável

4.3.4 Análise conjunta das soluções de esgotamento projetadas

A análise de alguns cenários, em si, não revela a efetiva comparação dos custos dos sistemas projetados. Cabe ainda a apresentação de um comparativo sintético dos resultados dos custos para todos os cenários, a fim de revelar as soluções possíveis, viáveis e até vantajosas para as condições de contorno delineadas.

A partir da análise técnica, são classificadas as alternativas como soluções de esgotamento. O sistema Separador Absoluto (SEP) atende aos diversos critérios preconizados, como capacidade de comportar a vazão, velocidade de condução do esgoto e águas pluviais, tensão trativa de arraste de sólidos dos esgotos e profundidade final da rede, podendo ser considerado uma solução de esgotamento para quaisquer dos cenários configurados.

O Sistema Unitário Capacidade Restrita (UNrst) apresenta limitação de vazão, fato que favorece o transbordamento ou extravasão na ocasião das chuvas, mesmo com as intensidades menores que a intensidade da chuva de projeto. O fato implica no não cumprimento da função do sistema de drenagem pluvial, que deve evitar os transtornos aos transeuntes e ao tráfego, em geral. Portanto, o sistema UNrst não pode ser considerado uma solução de drenagem, apesar de não apresentar limitações para condução dos esgotos para os cenários tratados.

O sistema UNple, escoando as vazões geradas pelas chuvas de projeto e escoando esgotos nos períodos de estiagem, dimensionados para a tensão trativa adequada, ou seja os parâmetros como velocidade de escoamento nas redes encontram-se nos limites do preconizado. Apesar das limitações encontradas para seu dimensionamento neste trabalho, o sistema é considerado solução de esgotamento para o funcionamento nas duas condições: chuvas ou estiagem.

O sistema APUesg apresenta uma importante limitação do ponto de vista hidráulico, não atinge o valor mínimo de tensão trativa para promover o arraste de sólidos dos esgotos, acarretando assoreamento e, por conseguinte, acúmulo de substâncias na rede e emissão de maus odores. Assim, o sistema APUesg, aqui, não é considerado uma solução de esgotamento.

A Quadro 4 resume os critérios que determinaram a classificação dos sistemas como solução ou apenas uma alternativa de condução dos esgotos ou águas pluviais.

Quadro 4 Classificação dos sistemas conforme análise técnica

Classificação Análise – Critérios Técnica			
Sistema	Capacidade de Escoamento	Tensão Trativa	Classificação
SEP	Satisfatório	Satisfatório	Solução
UNrst	Insatisfatório	Satisfatório	Alternativa/Situação
UNple	Satisfatório	Satisfatório	Solução
APUesg	Satisfatório	Insatisfatório	Alternativa/Situação

Em termos ambientais os sistemas apresentaram-se dependentes dos dispositivos de controle implementados. Nesse trabalho, foram adotados dispositivos distintos para os sistemas, cada dispositivo com um nível de eficiência de remoção da DBO. Porém, essas escolhas visaram aproveitar características específicas de cada sistema. Após o tratamento, a DBO resultante não pode ser superior aos valores de referência das legislações, caso em que não seria permitido o lançamento no ambiente. A Tabela 35 apresenta a classificação dos sistemas, de forma geral, quanto a possibilidade de lançamento.

Tabela 35 Classificação dos sistemas conforme análise ambiental

Condição de lançamento de efluentes							
Sistema	Esgotos		Águas Pluviais		Águas Mistas		Condição Lançamento
	Tratamento	DBO Resultante	Tratamento	DBO Resultante	Tratamento	DBO Resultante	
SEP-ESG	UASB+LA	36	NA	NA	NA	NA	Permitido
SEP-DRE	NA	NA	NA	NA	NA	NA	Permitido
UNrst	CEPT+LA	30	M. Reserv.		Detenção	66	Proibido
UNple	CEPT+LA	13	NA	NA	Retenção	26	Permitido
APUesg	T. Séptico	NA	NA	NA	Infiltração	33	Permitido

* VR – Valor de referência Diretriz 215.R4, INEA – RJ, 40 mg de O₂/L.

M. Reserv – Micro Reservatórios de Lote

Novamente, o sistema UNrst apresenta deficiências, sendo eleito pela análise ambiental como um sistema desqualificado ou não implementável.

Para a análise econômica, a novidade é a comparação dos sistemas e respectivos cenários, elegendo os de menor custo e destacando as condições em que se

apresentam como vantagem. São expostos todos os sistemas, mas apenas os sistema Separador Absoluto - SEP e o Sistema Unitário Pleno – UNple podem ser considerados como solução efetiva. A Tabela 36 apresenta essa comparação destacando em amarelo as opções que se mostraram como mais vantajosas pelos menores custos para os cenários.

Tabela 36 Classificação dos sistemas conforme análise econômica

CENARIO	Contorno	SEP	UNrst	APUesg	Unple
		Total (R\$)	Total (R\$)	Total (R\$)	Total (R\$)
1	P1 T1 I(TR)1	6 039 821,45	7 088 308,83	3 607 350,21	7 285 011,90
2	P1 T1 I(TR)2	7 150 190,58	9 418 411,78	4 932 186,81	7 830 498,66
3	P1 T2 I(TR)1	4 824 824,27	5 506 223,84	2 891 642,64	4 872 472,94
4	P1 T2 I(TR)2	6 007 883,27	7 330 310,92	4 470 796,76	5 788 269,91
5	P1 T3 I(TR)1	4 627 340,52	6 162 501,63	3 155 315,21	5 048 577,53
6	P1 T3 I(TR)2	5 899 395,12	5 818 043,10	4 664 301,34	6 409 222,64
7	P2 T1 I(TR)1	7 702 470,30	9 282 073,40	3 607 350,21	9 615 244,76
8	P2 T1 I(TR)2	8 812 839,42	11 634 046,09	4 932 186,81	10 350 824,58
9	P2 T2 I(TR)1	6 668 336,15	8 136 671,80	2 891 642,64	7 490 303,76
10	P2 T2 I(TR)2	7 851 395,15	9 925 264,87	4 470 796,76	8 294 778,45
11	P2 T3 I(TR)1	6 418 330,39	7 867 784,54	3 155 315,21	6 720 982,62
12	P2 T3 I(TR)2	7 690 384,98	10 028 849,92	4 664 301,34	8 012 146,64
13	P3 T1 I(TR)1	10 448 485,87	13 116 909,51	3 607 350,21	13 186 522,31
14	P3 T1 I(TR)2	11 558 854,99	15 461 771,21	4 932 186,81	14 245 627,25
15	P3 T2 I(TR)1	9 415 610,88	12 090 982,69	2 891 642,64	11 450 061,72
16	P3 T2 I(TR)2	10 598 669,88	13 901 968,58	4 470 796,76	12 288 872,53
17	P3 T3 I(TR)1	9 150 383,99	10 322 340,51	3 155 315,21	9 232 195,21
18	P3 T3 I(TR)2	10 422 438,58	12 563 935,53	4 664 301,34	10 654 716,38

P – população (densidade): 1) 100 hab/ha; 2) 450 hab/ha e 3) 1000 hab/ha

T – Topografia (declividade): 1) 0 a 3%; 2) 8 a 20% e 3) 20 a 45%

I(TR) – Intensidade pluviométrica (Tempo de retorno): 1) 101,77 mm/h TR2; 2) 177,48 mm/h TR10

O gradiente de cores indica variação dos custos. Verde: maior custo; Amarelo: menor custo.

A Tabela 36 mostra que o sistema APUesg apresenta vantagem econômica para todos os cenários e o UNrst apresenta-se como menos vantajoso para quase todos os cenários. Dos dois sistemas eleitos como soluções efetivas para o esgotamento urbano sob as condições testadas, o SEP mostra-se mais vantajoso economicamente.

A desvantagem econômica do sistema UNple é devida a contribuição dos custos dos dispositivos de tratamento e controle, uma vez que as redes unitárias são, como esperado, menos custosas.

Uma tentativa de revelar tendências, expressadas pelos resultados, podem ser destacadas após a reorganização dos valores pela relação entre os custos do sistema separador e unitário pleno. A Tabela 37 apresenta as condições de contorno dos cenários, os custos dos sistemas, a relação entre os custos e as condições de contorno a título ilustrativo.

Com a reorganização, não foi possível identificar tendências de convergência dos preços do SEP e do UNple com o aumento da chuva de projeto, incremento da declividade ou da população residente. Isso se deve a complexidade das variáveis envolvidas.

Tabela 37 Relação de custo entre o sistema SEP e o UNple

CENARIO	Contorno	SEP	Unple	Relação de Custo SEP/UNple
13	P3 T1 I(TR)1	10 448 485,87	13 186 522,31	0,79
7	P2 T1 I(TR)1	7 702 470,30	9 615 244,76	0,80
14	P3 T1 I(TR)2	11 558 854,99	14 245 627,25	0,81
15	P3 T2 I(TR)1	9 415 610,88	11 450 061,72	0,82
1	P1 T1 I(TR)1	6 039 821,45	7 285 011,90	0,83
8	P2 T1 I(TR)2	8 812 839,42	10 350 824,58	0,85
16	P3 T2 I(TR)2	10 598 669,88	12 288 872,53	0,86
9	P2 T2 I(TR)1	6 668 336,15	7 490 303,76	0,89
2	P1 T1 I(TR)2	7 150 190,58	7 830 498,66	0,91
5	P1 T3 I(TR)1	4 627 340,52	5 048 577,53	0,92
6	P1 T3 I(TR)2	5 899 395,12	6 409 222,64	0,92
10	P2 T2 I(TR)2	7 851 395,15	8 294 778,45	0,95
11	P2 T3 I(TR)1	6 418 330,39	6 720 982,62	0,95
12	P2 T3 I(TR)2	7 690 384,98	8 012 146,64	0,96
18	P3 T3 I(TR)2	10 422 438,58	10 654 716,38	0,98
3	P1 T2 I(TR)1	4 824 824,27	4 872 472,94	0,99
17	P3 T3 I(TR)1	9 150 383,99	9 232 195,21	0,99
4	P1 T2 I(TR)2	6 007 883,27	5 788 269,91	1,04

O gradiente de cores indica variação dos custos. Verde: maior custo; Amarelo: menor custo.

A partir da proximidade dos custos dos sistemas, uma opção para o esgotamento sanitário de regiões favelizadas, normalmente declivosas e que possuem corredores de passagem estreitos, continua sendo o sistema unitário a capacidade plena, ainda, se implementados os devidos controles a capacidade restrita. A alternativa surge apoiada pelo fato de que seria instalada uma única rede coletora. Os reservatórios

para controle de cheias e da poluição são hoje vistos como uma necessidade de várias cidades brasileiras que também sofrem os efeitos da urbanização irregular.

Dentre esses cenários, outra tendência é a da relação entre custos ser maior quando a população é pequena, ou, a densidade populacional é baixa. Pode-se dizer que quanto menor a população, maior a vantagem do sistema Separador Absoluto sobre o sistema Unitário. Isso permite afirmar que ao se projetar sistemas de esgotamento condominiais, principalmente no caso de condomínios de lotes extensos o sistema Unitário a Capacidade Pleno é uma opção, mas o sistema Separador é atrativo economicamente.

5 Conclusão

As condições de contorno selecionadas (cenários) apresentaram-se como satisfatórias para uma primeira análise comparativa dos diferentes tipos de esgotamento. Foi possível uma visualização abrangente do efeito das condições de densidade demográfica, topografia e precipitação pluviométrica, em ordem de crescente influência. No entanto, recomenda-se a repetição do dimensionamento e análise dos sistemas para os cenários propostos ou demais configurações.

O delineamento dos sistemas de esgotamento para a bacia urbana selecionada e o arruamento padrão composto representou o porte de projetos de infraestrutura de saneamento de bairros de cidades brasileiras, com semelhança com os sistemas reais implantados. Adicionalmente, possibilitou conciliar e absorver as diferenças entre projetos diversos, com desenhos e configurações diferentes, que podem ser provocadas pelas iniciativas de diferentes projetistas.

A análise técnica possibilitou o conhecimento da rede com seus detalhes que, potencialmente poderiam influenciar na escolha dos sistemas de esgotamento a implantar, sempre considerando a possibilidade de diferentes configurações das condições de contorno, mas expondo argumentos que possivelmente servissem para decisões em diferentes situações, como: em loteamentos em fase de planejamento, regiões favelizadas, regiões industriais (efluentes industriais a esgotar), entre outros.

A análise ambiental esclareceu que os sistemas, em geral, podem ser empregados em diversos cenários, desde que sejam adotados os dispositivos de controle da

poluição/cheias. Sobretudo, esses são apenas componentes desses projetos, mas esses dispositivos devem estar integrados em concepções de otimização e sustentabilidade no espaço urbano e no ambiente.

Os sistemas Separador Absoluto – SEP e Unitário a Capacidade Plena - UNple de esgotamento são aplicáveis nas diversas condições testadas, sendo que o sistema UNple não torna-se desvantajoso por contar com a ociosidade da grande capacidade hidráulica das redes em períodos de estiagem, como tradicionalmente se pensava, já que o mesmo acontece com a drenagem pluvial, parte da solução separadora. Este torna-se menos atraente que o SEP, devido ao extravasamento de efluentes mistos, ao invés de efluentes sanitários tratados e águas pluviais, como é feito no separador.

A desvantagem econômica do UNple é provocada pelos custos dos dispositivos de controle da poluição. Mas a partir de estudos de otimização, podem ser implementadas soluções atraentes que tornem o sistema convergente a tendência apresentada pelos custos das redes. É recomendado o estudo de sistemas de controle de cheia/poluição mais aderentes ao conceito de sistemas unitários.

Em relação ao custo de implantação das soluções configuradas, o sistema UNple apresentou-se desvantajoso na maioria dos casos. Isso ratifica o critério preconizado historicamente de implantação do Sistema Separador Absoluto mas, não encerra a discussão acerca da aplicabilidade do sistema unitário. Principalmente mediante seu potencial em integrar o leque de alternativas graduais para alcance da solução ideal separadora.

Por fim, o sistema Águas Pluviais Urbanas conduzindo esgotos - APUesg, na verdade configurando um sistema de drenagem conduzindo esgotos, foi condenado por não atender os requisitos mínimos técnicos para escoamento, por exemplo. Deflagrando que, mesmo que se considerasse a situação atual de descaracterização do sistemas separadores absolutos, com escoamento de vazões clandestinas de esgotos, como algo adaptável com controles ambientais e/ou de cheias suficientes, o sistema não seria capaz de escoar as vazões de esgotos satisfatoriamente.

O sistema Unitário a capacidade restrita, como sabido não representa uma solução de esgotamento, aqui se reafirma. A capacidade restrita do sistema tem implicação

especial quanto aos requisitos aplicáveis a um sistema de drenagem, sob o aspecto técnico da busca de soluções para o esgotamento de pequenas cidades, que efetivamente retardam a instalação de um sistema de drenagem adequado, acredita-se que o sistema possa ser aprimorado. Ao contrário do esperado, o sistema apresentou custos superiores ao sistema Unitário a capacidade plena, provavelmente devido ao seu desenho baseado nos critérios de dimensionamento de redes de esgotamento sanitário, com isso torna se desvantagem absoluta.

A adoção de quaisquer dos sistemas tem influência sobre os setores de gerenciamento de Recurso Hídricos e Ambiental. O efeito da adoção dos sistemas separadores pode ser visto hoje nos diversos municípios brasileiros. A interconexão entre os sistemas de drenagem e esgotamento sanitário, a implantação parcial das redes e ausência de tratamento dos esgotos. O efeito da adoção de sistemas unitários corresponde a extravasamentos de esgotos em eventos críticos de chuva, carga poluidora adicional a ser considerada. Na definição de diretrizes para implantação de sistemas de esgotamento o aspecto técnico não fornece todas as variáveis, deve-se inferir sobre a gestão, operação e manutenção dos sistemas.

6 Referências Bibliográficas

- ABNT NBR 9.648 – Estudo de Concepção de sistemas de Esgoto Sanitário, 1986.
- ____ NBR 9.649 – Projeto de Redes Coletoras de esgoto Sanitário, 1986.
- ____ NB 568 – Projeto de Interceptores de Esgoto Sanitário, 1989.
- ABTC – Associação Brasileira dos Fabricantes de Tubos de Concreto. História da Pesquisa dos valores do Coeficiente de Manning ‘Tradução por’, 2004.
- ARTINA, S; Calenda, G; Calomino, F.; La Loggia, G. , Modica, C.; Paoletti, A.; Papiri, S.; Rasulo, G.; Veltri, P. (a cura di) Sistemi di Fognatura. Manuale di Progettazione. CSDU - HOEPLI, Milano, 1997, 966 pp.
- BARTLETT, R. E. Surface Water Sewerage Applied Science Publishers Ltd, London, 1976. 118 pp.
- BERNARDES, R.S.; SOARES, S.R.A. Esgotos Combinados e Controle da poluição: Estratégias para planejamento do tratamento da mistura de esgotos sanitários e águas pluviais. Série Alternativas Tecnológicas Saneamento Ambiental. Ed. CAIXA, Brasília, 2004.
- BRASIL. Manual para apresentação de propostas programa – 0310 Gestão da política de Desenvolvimento Urbano (infraestrutura urbana). Funcional Programática 15.451.0310.1D73. Ministério das Cidades, 2011.
- BRASIL. Manual para apresentação de propostas para sistemas de drenagem urbana sustentável e de manejo de águas pluviais. Programa – 2040 Gestão de riscos e resposta a desastres. Ministério das Cidades, 2012.
- BRASIL, PORTO ALEGRE, Departamento de Esgotos Pluviais – DEP; Caderno de Encargos. Porto Alegre, 2005
- Brasil. Ministério das Cidades. Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental. Programa de Modernização do Setor Saneamento (PMSS) Conceitos, características e interfaces dos serviços públicos de saneamento básico
- CETESB. Drenagem urbana: Manual de projeto. 3ª edição. Editora: ASCETESB. São Paulo, 1986. 464 p.
- CHAMPS, J.R. Manejo De Águas Pluviais Urbanas. Conceitos, características e interfaces dos serviços públicos de Saneamento Básico. Lei Nacional de Saneamento Básico: Perspectivas para as políticas e a gestão dos serviços públicos. Brasil, 2009.
- COLOSSI, N. Modelos Paramétricos de Custos Para Projetos de Sistemas de Esgoto Sanitário Dissertação (Mestrado em Engenharia de Produção). UFSC, 2001.
- DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Manual de drenagem de Rodovias. - 2. ed. - Rio de Janeiro, 2006. 333p.
- GEHLING, G. R.; BENETTI, A. D. Aceitabilidade de Sistema Combinado de Esgotos em Planos Diretores de Esgotamento Sanitário XVI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos ABRH – Associação Brasileira de Recursos

GUIMARÃES, A.S.P.; SOUZA, A.P. Projetos de Pequenos Sistemas Unitários de Esgotamento. Série Alternativas Tecnológicas Saneamento Ambiental Ed. CAIXA. Brasília, 2004.

MARTINS, R.H.O.; YAZAKI, L.F.O. Sistema Unitário x Sistema Separador Absoluto. Qual o mais atraente para as condições brasileiras? Ensaio Revista DAE p.42-43. 2009.

NUVOLARI, A. (coord.) Esgoto Sanitário: coleta, transporte, tratamento e reuso agrícola. 2ª edição rev. atualizada e ampl.. Editora Blucher. São Paulo, 2011.

PEREIRA, J.A.R. & SILVA, J.M.S.da Rede Coletora de Esgoto Sanitário:Projeto, Construção e Operação. 2ª edição rev. e ampl.. Belém, 2010. 301 p.

SILVEIRA A. L. L., Aspectos Históricos da Drenagem Urbana no Brasil, In : Tucci, C.E.M., Goldenfum, J., Depettris, C., Pilar, J., 2000, Hidrologia Urbana na Bacia do Prata, ABRH, CAPES, IPH/UFRGS, SETCIP, UNNE,

SOBRINHO, P.A.; TSUTIYA, M.T. Coleta e transporte de esgoto sanitário. 2ª edição. Editora PHD/EPUSP, 1999. 547 p.

TOURINHO, P. C. A. Viabilidade Econômico-Financeira para Implantação de Sistemas Unitários em Pequenas Localidades. Dissertação (Mestrado em Ciências na área de Saúde Pública). Escola Nacional de Saúde Pública

TSUTIYA, M.T. Sistema Unitário x Sistema Separador Absoluto. Qual o mais atraente para as condições brasileiras? Ensaio Revista DAE p.41-42. 2009

TSUTIYA, M.T; BUENO, R.C.R. Contribuição de Águas Pluviais em Sistemas de Esgoto Sanitário no Brasil. Água Latinoamérica, Congresso AIDIS, 2004.

TUCCI, C.E.M.; PORTO, R. L. L.; BARROS, M.T.de (organizadores) Drenagem Urbana. Coleção ABRH de Recursos Hídricos, v.5. ABRH, Porto Alegre, 1995. 425 p.

TUCCI, C.E.M. BRASIL. Manejo De Águas Pluviais Urbanas. Conceitos, características e interfaces dos serviços públicos de Saneamento Básico. Lei Nacional de Saneamento Básico: Perspectivas para as políticas e a gestão dos serviços públicos. Brasil, 2009.

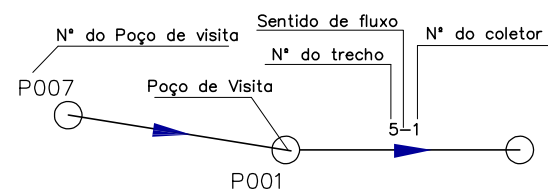
VOLSCHAN, I. Sistema Unitário x Sistema Separador Absoluto. Qual o mais atraente para as condições brasileiras? Ensaio. Revista DAE p.40-41. 2009

WILKEN, P.S. Engenharia de Drenagem Superficial. CETESB convenio BNH/ABES/CETESB. São Paulo, 1978. 478 p. il..

Apêndice A – Projetos dos Sistemas Separadores Absolutos – Esgotamento Sanitário – Plantas



REDE DE ESGOTOS



ALUNO:
KEILLA BOEHLER FERREIRA

GRAU:
MESTRADO

DRE
110033420

DES.
KEILLA

APROV
16-08-2013

DATA
22-07-2013

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO

PROGRAMA DE ENGENHARIA AMBIENTAL

APLICABILIDADE DOS TIPOS DE SISTEMAS URBANOS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO EM FUNÇÃO DE DIFERENTES VARIÁVEIS CLIMÁTICAS E TOPOGRÁFICAS

SISTEMA SEPARADOR ABSOLUTO

ESGOTAMENTO SANITÁRIO

ESCALA
1:3500

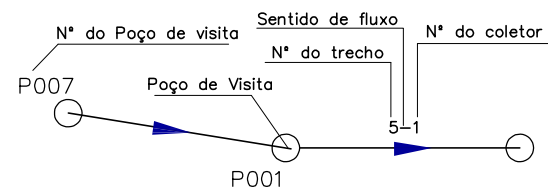
CENÁRIO Nº
1 e 2

FOLHA
1

TOTAL
9



REDE DE ESGOTOS



ALUNO:
KEILLA BOEHLER FERREIRA

GRAU:
MESTRADO

DRE
110033420

DES.
KEILLA

APROV
16-08-2013

DATA
22-07-2013

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO

PROGRAMA DE ENGENHARIA AMBIENTAL

APLICABILIDADE DOS TIPOS DE SISTEMAS URBANOS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO EM FUNÇÃO DE DIFERENTES VARIÁVEIS CLIMÁTICAS E TOPOGRÁFICAS

SISTEMA SEPARADOR ABSOLUTO

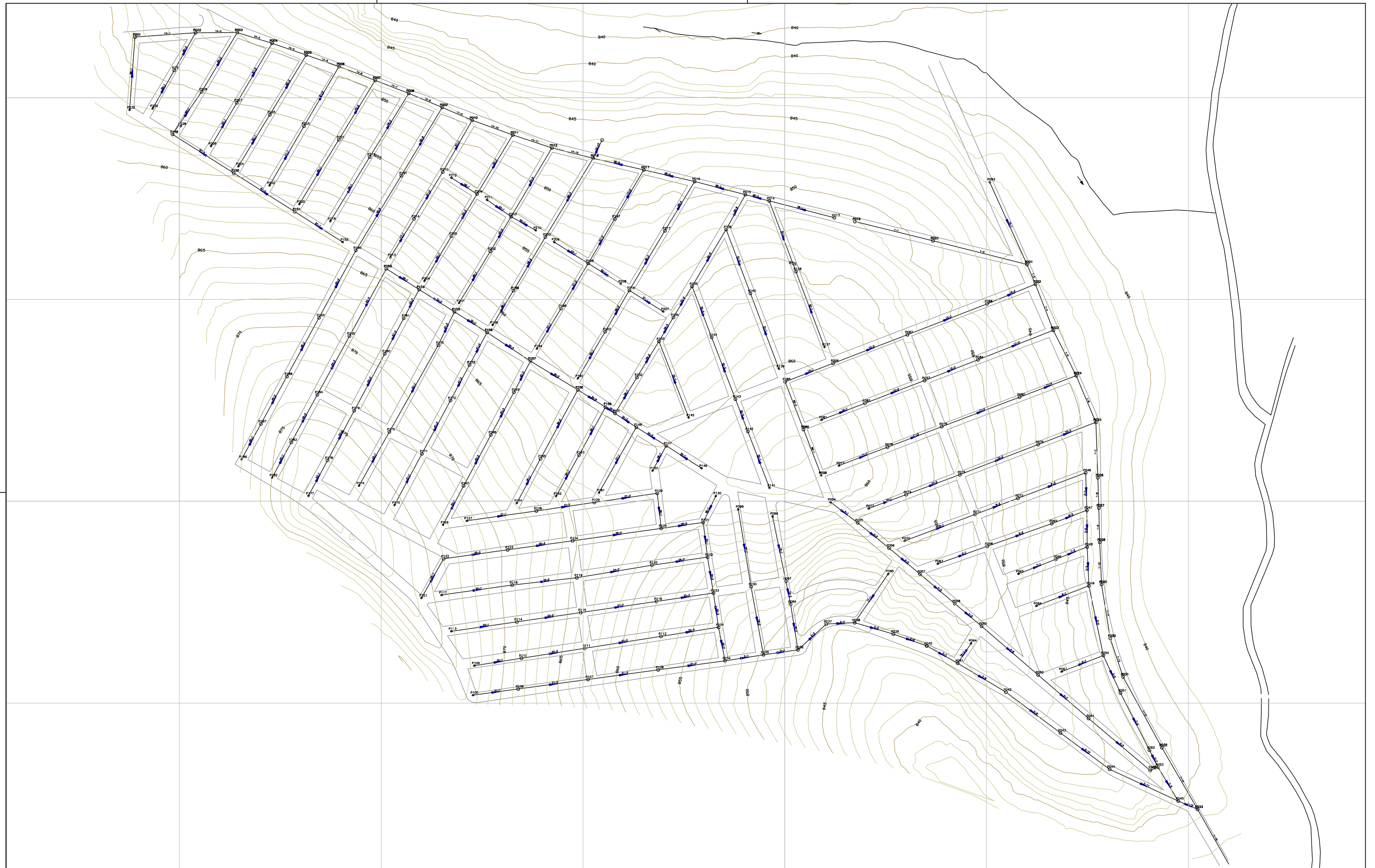
ESGOTAMENTO SANITÁRIO

ESCALA
1:3500

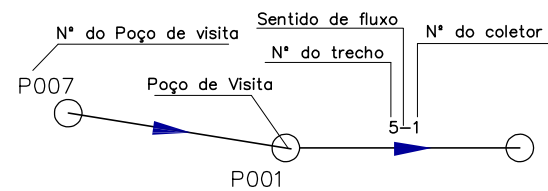
CENÁRIO Nº
1 e 2

FOLHA
1

TOTAL
9



REDE DE ESGOTOS



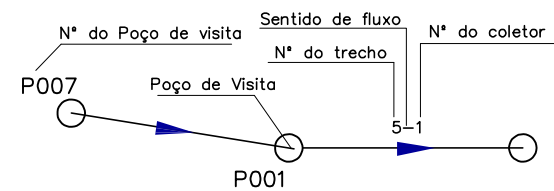
ALUNO: KEILLA BOEHLER FERREIRA	GRAU: MESTRADO
DRE 110033420	APROV 16-08-2013
DES. KEILLA	DATA 22-07-2013

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO
PROGRAMA DE ENGENHARIA AMBIENTAL
APLICABILIDADE DOS TIPOS DE SISTEMAS URBANOS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO EM FUNÇÃO DE DIFERENTES VARIÁVEIS CLIMÁTICAS E TOPOGRÁFICAS
 SISTEMA SEPARADOR ABSOLUTO
 ESGOTAMENTO SANITÁRIO

ESCALA 1:3500	
CENÁRIO Nº 3 e 4	
FOLHA 2	TOTAL 9



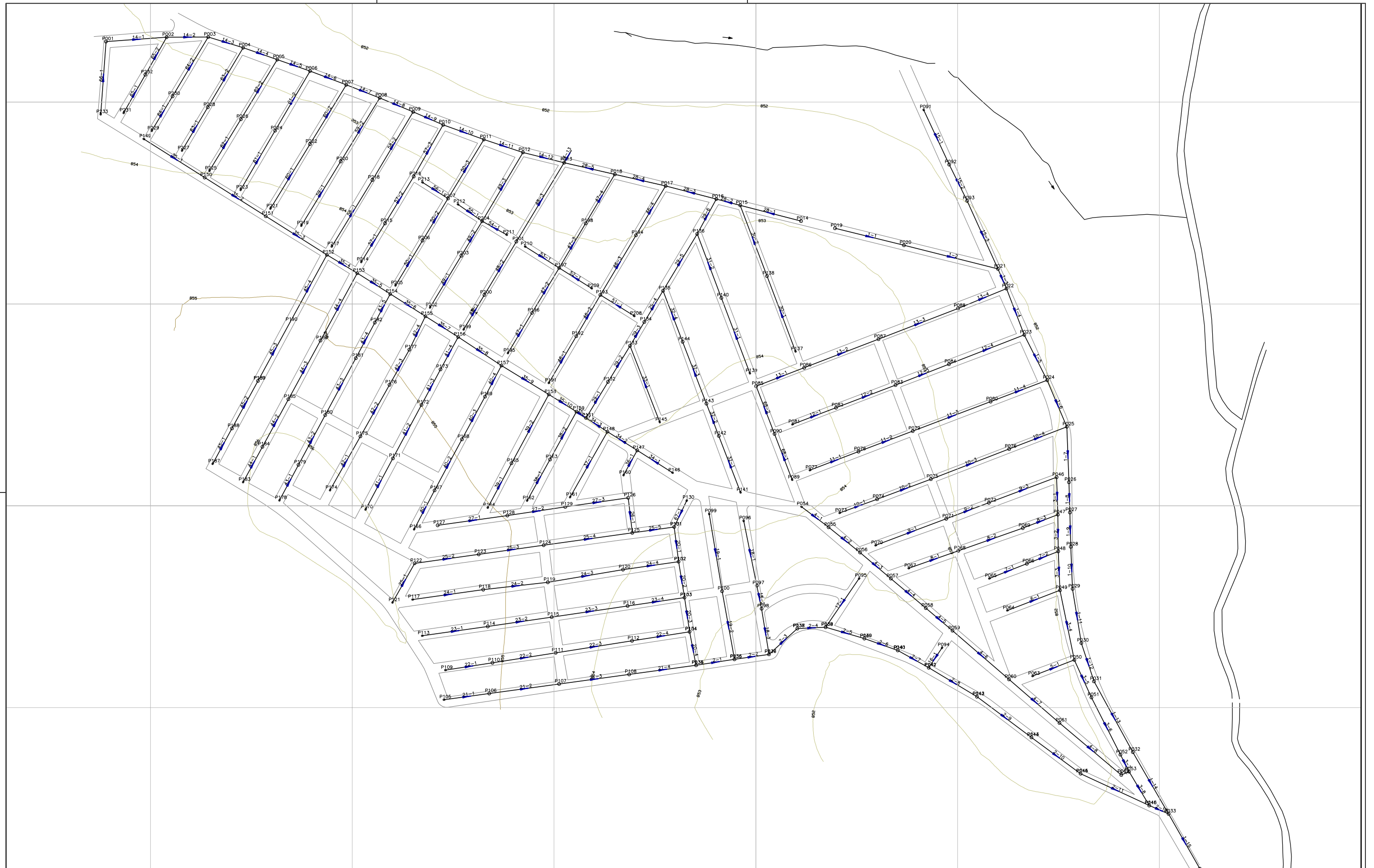
REDE DE ESGOTOS PROJETADA



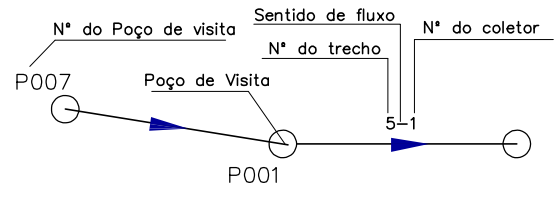
ALUNO: KEILLA BOEHLER FERREIRA	GRAU: MESTRADO
DRE 110033420	APROV 16-08-2013
DES. KEILLA	DATA 22-07-2013

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO
PROGRAMA DE ENGENHARIA AMBIENTAL
APLICABILIDADE DOS TIPOS DE SISTEMAS URBANOS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO EM FUNÇÃO DE DIFERENTES VARIÁVEIS CLIMÁTICAS E TOPOGRÁFICAS
 SISTEMA SEPARADOR ABSOLUTO
 ESGOTAMENTO SANITÁRIO

ESCALA 1:3500
CENÁRIO N° 5 e 6
FOLHA TOTAL 3 18



REDE DE ESGOTOS



ALUNO:
KEILLA BOEHLER FERREIRA

GRAU:
MESTRADO

DRE
110033420

DES.
KEILLA

APROV
16-08-2013

DATA
22-07-2013

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO

PROGRAMA DE ENGENHARIA AMBIENTAL

APLICABILIDADE DOS TIPOS DE SISTEMAS URBANOS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO EM FUNÇÃO DE DIFERENTES VARIÁVEIS CLIMÁTICAS E TOPOGRÁFICAS

SISTEMA SEPARADOR ABSOLUTO

ESGOTAMENTO SANITÁRIO

ESCALA
1:3500

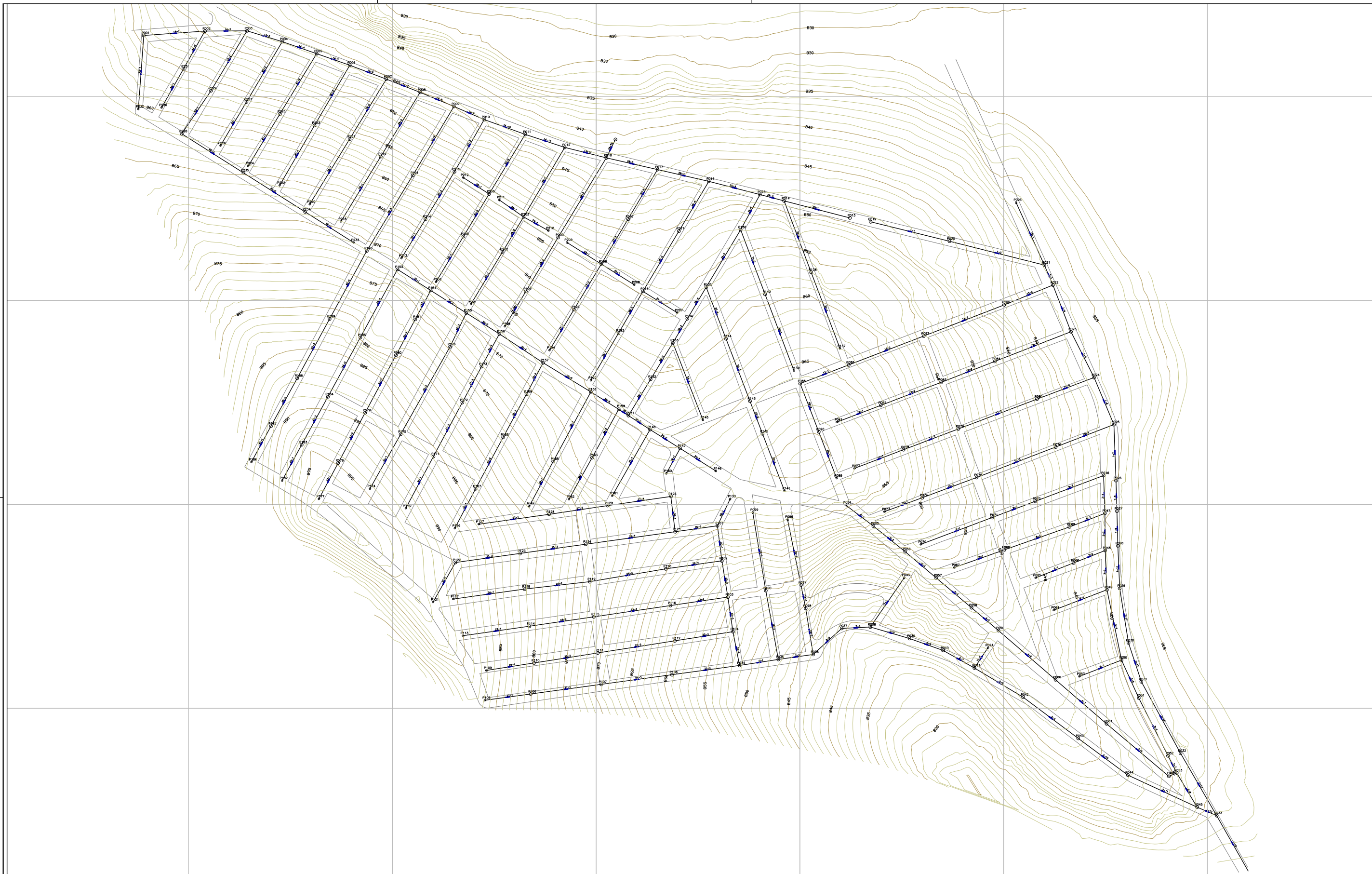
CENÁRIO Nº
7 e 8

FOLHA
4

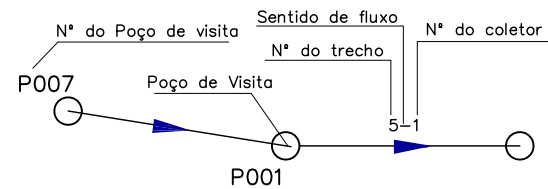
TOTAL
9



<p>REDE DE ESGOTOS PROJETADA</p>	<p>N° do Poço de visita Sentido de fluxo N° do coletor</p> <p>P007 Poço de Visita 5-1 P001</p>	<p>ALUNO: KEILLA BOEHLER FERREIRA GRAU: MESTRADO</p> <p>DRE: 110033420 APROV: 16-08-2013</p> <p>DES: KEILLA DATA: 22-07-2013</p>	<p>UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO</p> <p>PROGRAMA DE ENGENHARIA AMBIENTAL</p> <p>APLICABILIDADE DOS TIPOS DE SISTEMAS URBANOS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO EM FUNÇÃO DE DIFERENTES VARIÁVEIS CLIMÁTICAS E TOPOGRÁFICAS</p> <p>SISTEMA SEPARADOR ABSOLUTO</p> <p>ESGOTAMENTO SANITÁRIO</p>	<p>ESCALA: 1:3500</p> <p>CENÁRIO Nº: 9 e 10</p> <p>FOLHA: 5 TOTAL: 9</p>
----------------------------------	---	---	---	---



REDE DE ESGOTOS PROJETADA



ALUNO:
KEILLA BOEHLER FERREIRA

GRAU:
MESTRADO

DRE
110033420

APROV
16-08-2013

DES.
KEILLA

DATA
22-07-2013

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO

PROGRAMA DE ENGENHARIA AMBIENTAL

APLICABILIDADE DOS TIPOS DE SISTEMAS URBANOS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO EM FUNÇÃO DE DIFERENTES VARIÁVEIS CLIMÁTICAS E TOPOGRÁFICAS

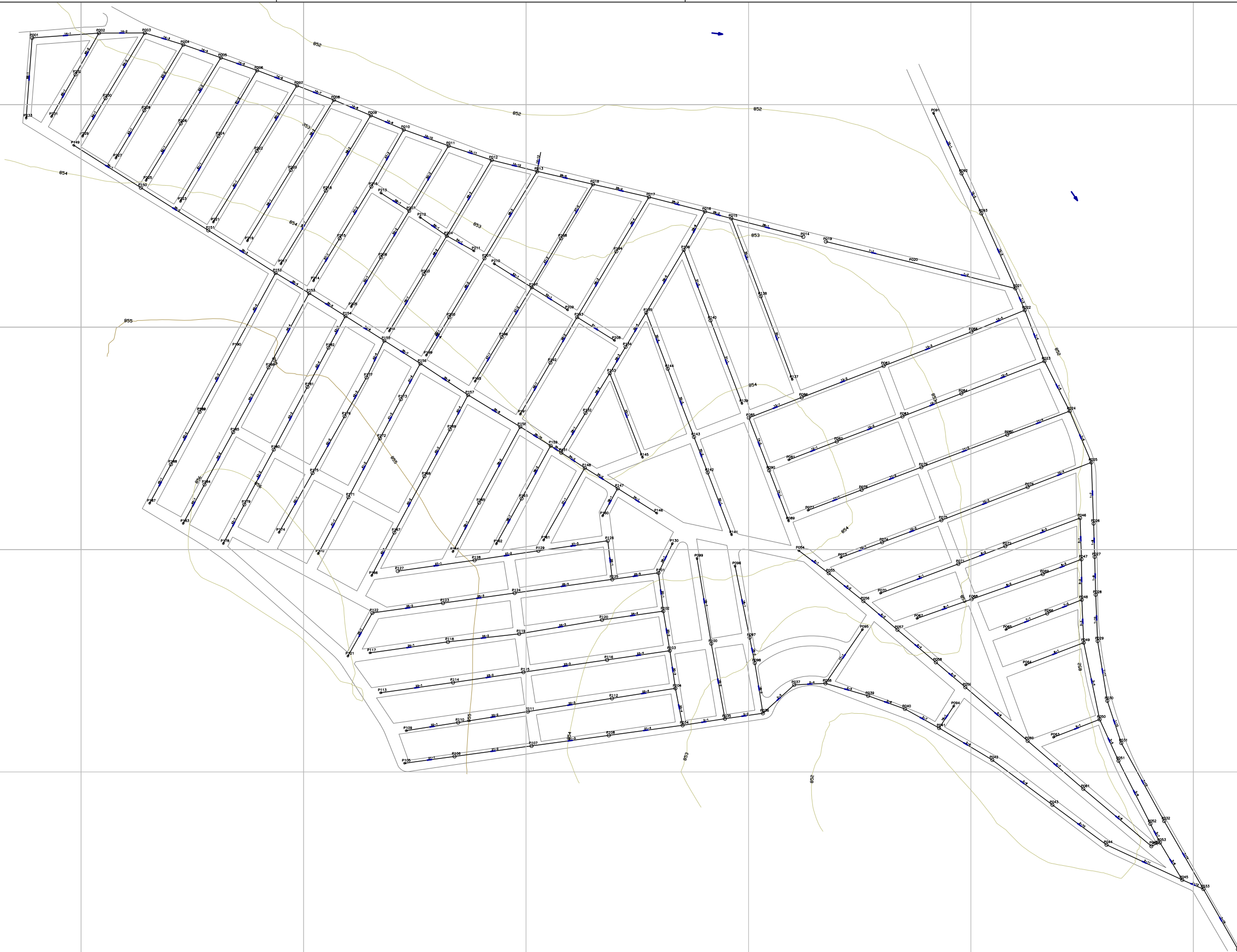
SISTEMA SEPARADOR ABSOLUTO

ESGOTAMENTO SANITÁRIO

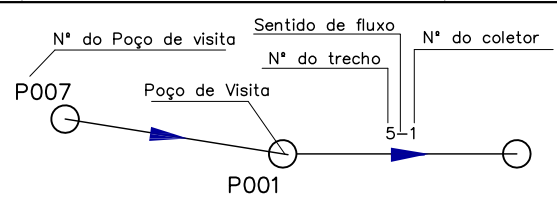
ESCALA
1:3500

CENÁRIO Nº
11 e 12

FOLHA TOTAL
6 9



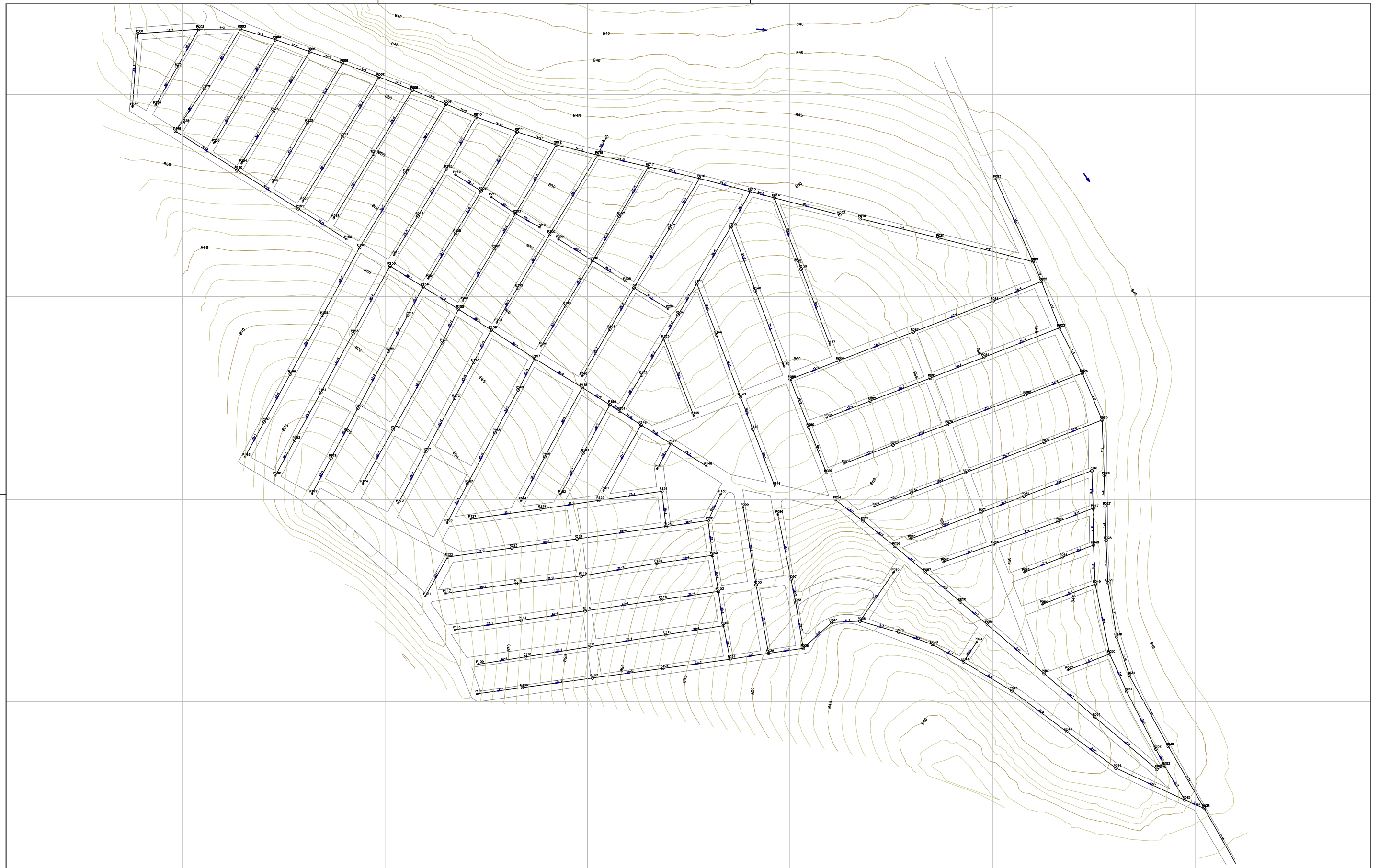
REDE DE ESGOTOS PROJETADA



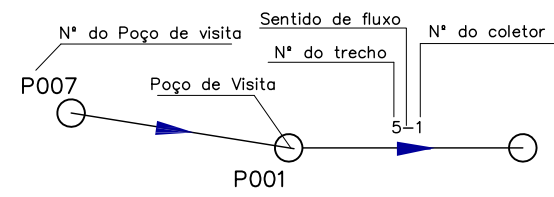
ALUNO: KEILLA BOEHLER FERREIRA	GRAU: MESTRADO
DRE 110033420	APROV 16-08-2013
DES. KEILLA	DATA 22-07-2013

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO
PROGRAMA DE ENGENHARIA AMBIENTAL
APLICABILIDADE DOS TIPOS DE SISTEMAS URBANOS DE ESGOTAMENTO
SANITÁRIO EM FUNÇÃO DE DIFERENTES VARIÁVEIS CLIMÁTICAS
E TOPOGRÁFICAS
 SISTEMA SEPARADOR ABSOLUTO
 ESGOTAMENTO SANITÁRIO

ESCALA 1:3500
CENÁRIO Nº 13 e 14
FOLHA TOTAL 7 9



REDE DE ESGOTOS PROJETADA



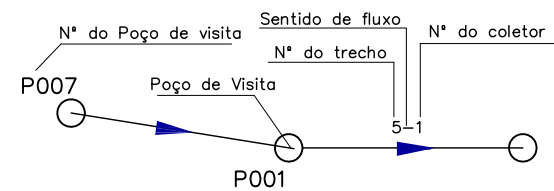
ALUNO: KEILLA BOEHLER FERREIRA GRAU: MESTRADO
 DRE: 110033420 APROV: 16-08-2013
 DES: KEILLA DATA: 22-07-2013

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO
PROGRAMA DE ENGENHARIA AMBIENTAL
APLICABILIDADE DOS TIPOS DE SISTEMAS URBANOS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO EM FUNÇÃO DE DIFERENTES VARIÁVEIS CLIMÁTICAS E TOPOGRÁFICAS
 SISTEMA SEPARADOR ABSOLUTO
 ESGOTAMENTO SANITÁRIO

ESCALA: 1:3500
 CENÁRIO Nº: 15 e 16
 FOLHA: 8 TOTAL: 9



REDE DE ESGOTOS PROJETADA



ALUNO: KEILLA BOEHLER FERREIRA	GRAU: MESTRADO
DRE 110033420	APROV 16-08-2013
DES. KEILLA	DATA 22-07-2013

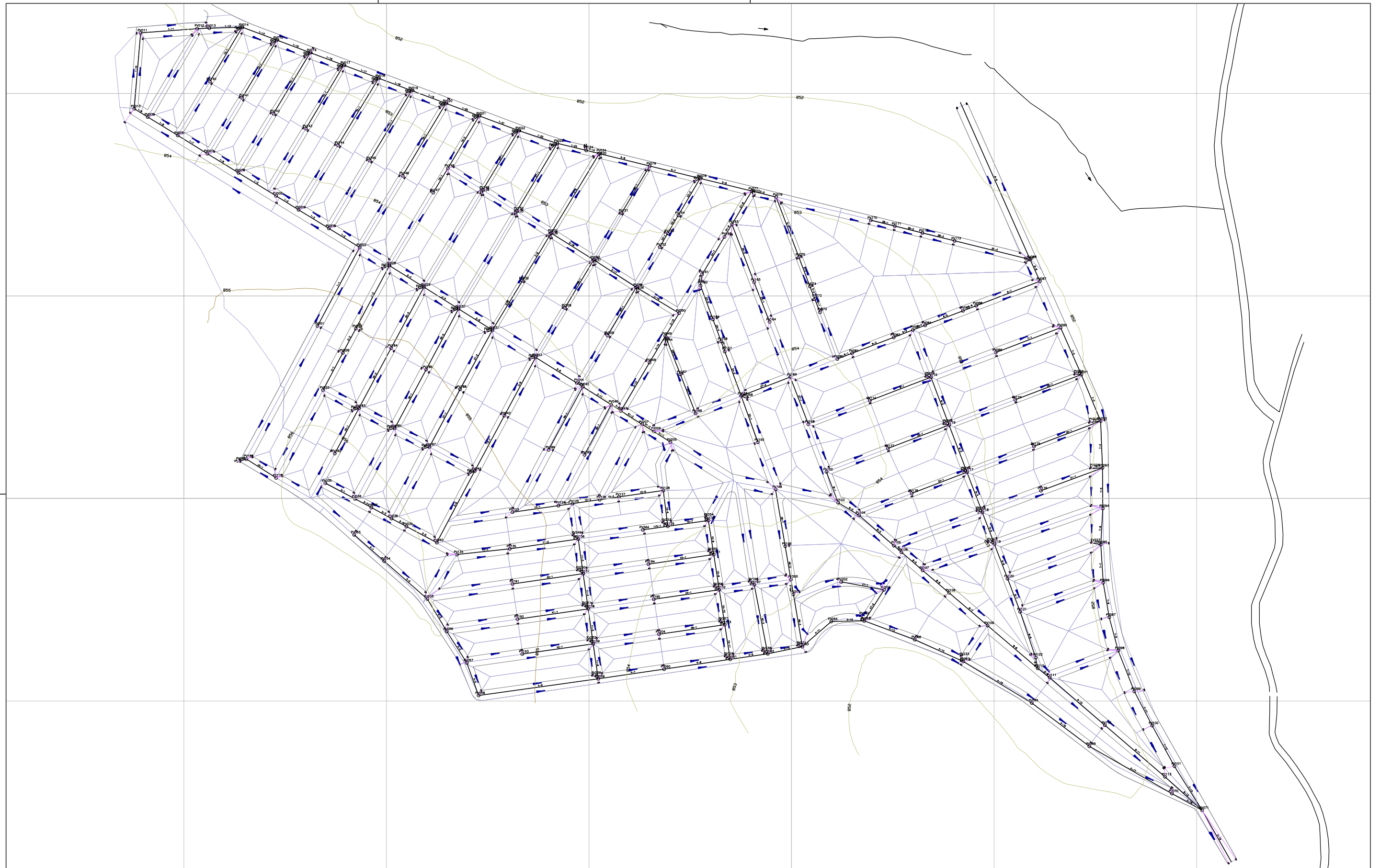
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO
PROGRAMA DE ENGENHARIA AMBIENTAL
APLICABILIDADE DOS TIPOS DE SISTEMAS URBANOS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO EM FUNÇÃO DE DIFERENTES VARIÁVEIS CLIMÁTICAS E TOPOGRÁFICAS
 SISTEMA SEPARADOR ABSOLUTO
 ESGOTAMENTO SANITÁRIO

ESCALA
1:3500

CENÁRIO Nº
17 e 18

FOLHA 9	TOTAL 9
------------	------------

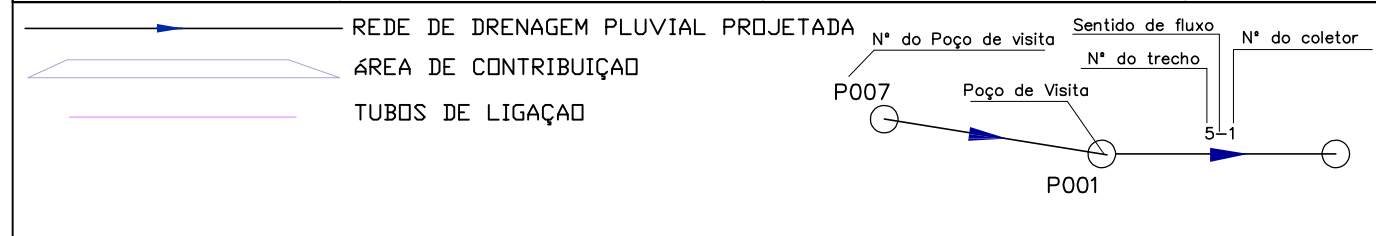
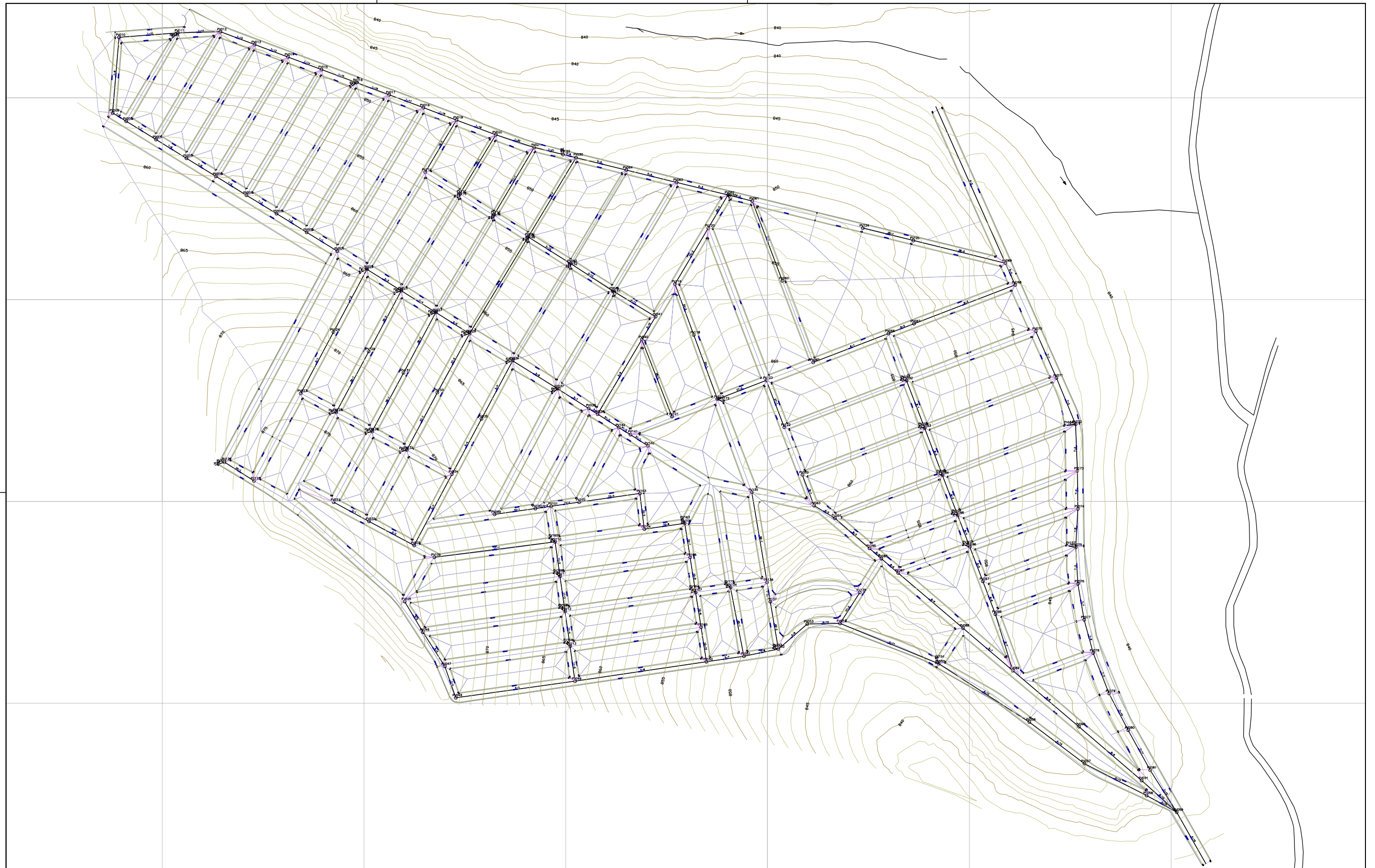
Apêndice B – Projetos dos Sistemas Separadores Absolutos – Drenagem Pluvial –
Plantas



<p> REDE DE DRENAGEM PLUVIAL ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO TUBOS DE LIGAÇÃO </p>	<p> N° do Poço de visita Sentido de fluxo N° do coletor P007 Poço de Visita 5-1 P001 </p>	<p> UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO PROGRAMA DE ENGENHARIA AMBIENTAL APLICABILIDADE DOS TIPOS DE SISTEMAS URBANOS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO EM FUNÇÃO DE DIFERENTES VARIÁVEIS CLIMÁTICAS E TOPOGRÁFICAS SISTEMA SEPARADOR ABSOLUTO DRENAGEM PLUVIAL </p>	<p> ESCALA 1:3500 CENÁRIO Nº 1, 7 e 13 FOLHA TOTAL 1 6 </p>						
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;">ALUNO: KEILLA BOEHLER FERREIRA</td> <td style="width: 50%;">GRAU: MESTRADO</td> </tr> <tr> <td>DRE: 110033420</td> <td>APROV: 16-08-2013</td> </tr> <tr> <td>DES. KEILLA</td> <td>DATA: 22-07-2013</td> </tr> </table>		ALUNO: KEILLA BOEHLER FERREIRA	GRAU: MESTRADO	DRE: 110033420	APROV: 16-08-2013	DES. KEILLA	DATA: 22-07-2013		
ALUNO: KEILLA BOEHLER FERREIRA	GRAU: MESTRADO								
DRE: 110033420	APROV: 16-08-2013								
DES. KEILLA	DATA: 22-07-2013								



<p> REDE DE DRENAGEM PLUVIAL ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO TUBOS DE LIGAÇÃO </p>	<p> N° do Poço de visita Sentido de fluxo N° do coletor N° do trecho </p>	<p> </p> <p> ALUNO: KEILLA BOEHLER FERREIRA GRAU: MESTRADO DRE: 110033420 APROV: 16-08-2013 DES: KEILLA DATA: 22-07-2013 </p>	<p> UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO PROGRAMA DE ENGENHARIA AMBIENTAL APLICABILIDADE DOS TIPOS DE SISTEMAS URBANOS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO EM FUNÇÃO DE DIFERENTES VARIÁVEIS CLIMÁTICAS E TOPOGRÁFICAS SISTEMA SEPARADOR ABSOLUTO DRENAGEM PLUVIAL </p>	<p> ESCALA: 1:3500 CENÁRIO Nº: 2, 8 e 14 FOLHA: 2 TOTAL: 6 </p>
--	---	--	--	--



ALUNO: KEILLA BOEHLER FERREIRA GRAU: MESTRADO
 DRE: 110033420 APROV: 16-08-2013
 DES: KEILLA DATA: 22-07-2013




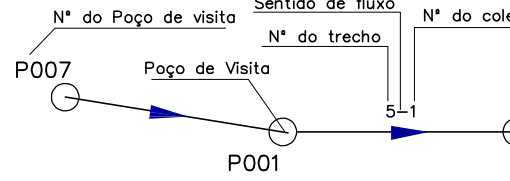

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO
PROGRAMA DE ENGENHARIA AMBIENTAL
APLICABILIDADE DOS TIPOS DE SISTEMAS URBANOS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO EM FUNÇÃO DE DIFERENTES VARIÁVEIS CLIMÁTICAS E TOPOGRÁFICAS
 SISTEMA SEPARADOR ABSOLUTO
 DRENAGEM PLUVIAL

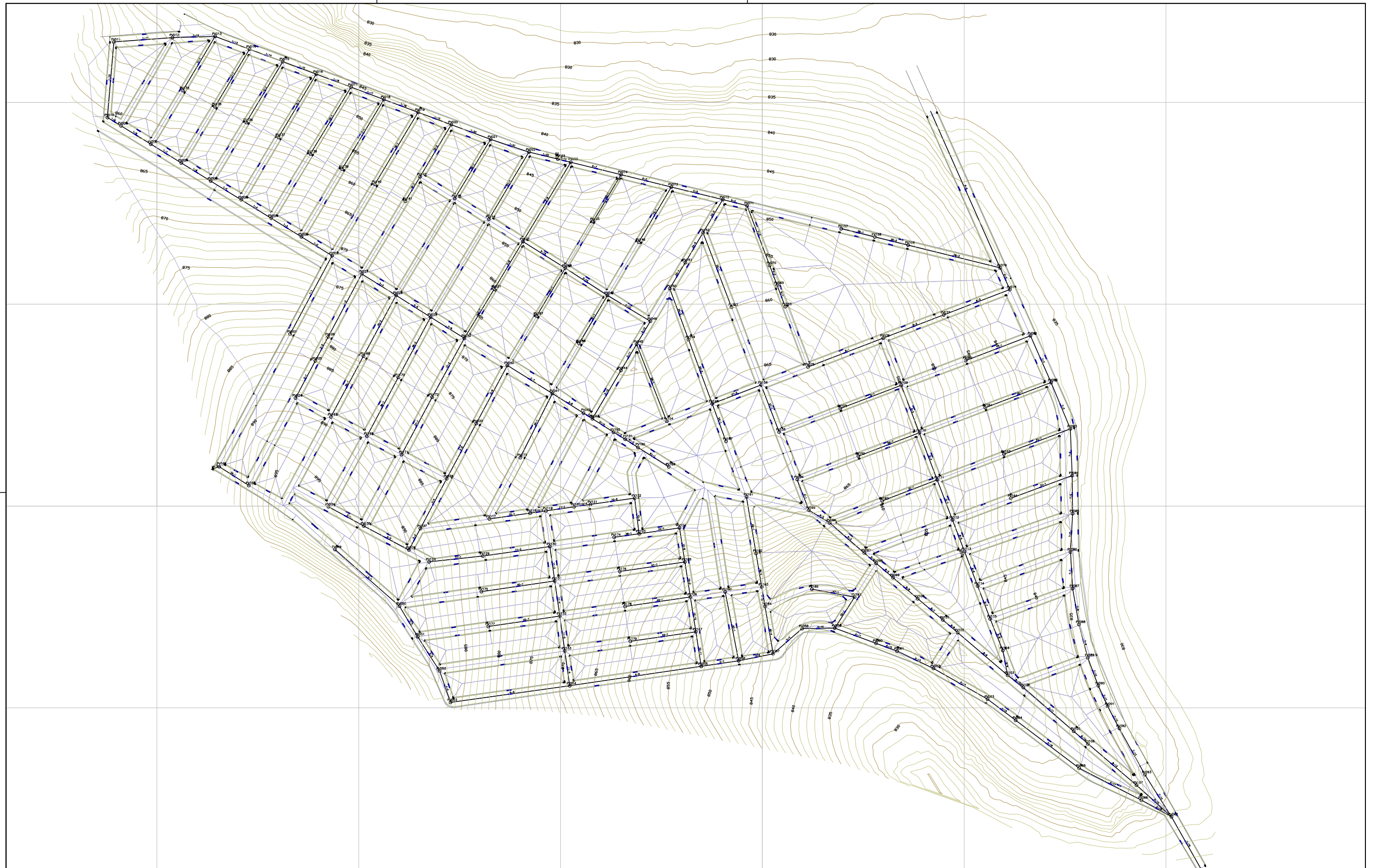
ESCALA: 1:3500
 CENÁRIO Nº: 3, 9 e 15
 FOLHA: 3 TOTAL: 6



<p> REDE DE DRENAGEM PLUVIAL ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO TUBOS DE LIGAÇÃO </p>	<p> N° do Poço de visita Sentido de fluxo N° do coletor P007 Poço de Visita 5-1 P001 </p>		<p>UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO</p> <p>PROGRAMA DE ENGENHARIA AMBIENTAL</p> <p>APLICABILIDADE DOS TIPOS DE SISTEMAS URBANOS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO EM FUNÇÃO DE DIFERENTES VARIÁVEIS CLIMÁTICAS E TOPOGRÁFICAS</p> <p>SISTEMA SEPARADOR ABSOLUTO</p> <p>DRENAGEM PLUVIAL</p>	<p>ESCALA 1:3500</p> <p>CENÁRIO Nº 4, 10 e 16</p> <p>FOLHA TOTAL 4 6</p>
ALUNO: KEILLA BOEHLER FERREIRA GRAU: MESTRADO DRE: 110033420 APROV: 16-08-2013 DES: KEILLA DATA: 22-07-2013				

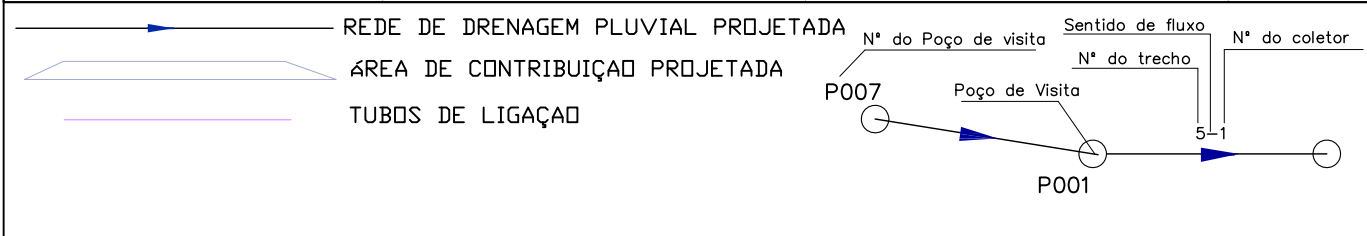
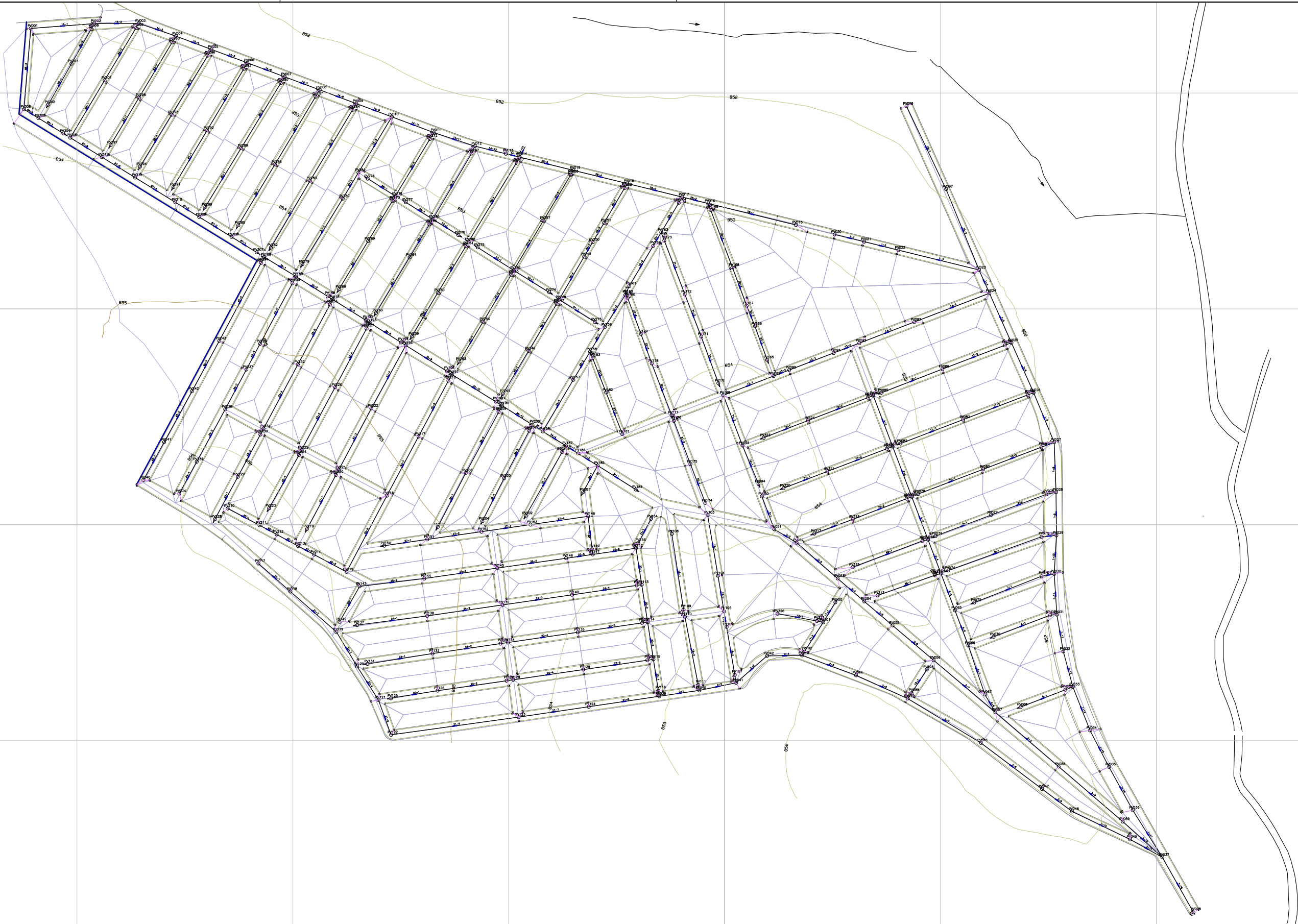


<p>  REDE DE DRENAGEM PLUVIAL  ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO  TUBOS DE LIGAÇÃO </p>	<p> N° do Poço de visita Sentido de fluxo N° do coletor P007 Poço de Visita 5-1 P001 </p> 	<p>  ALUNO: KEILLA BOEHLER FERREIRA GRAU: MESTRADO DRE: 110033420 APROV: 16-08-2013 DES: KEILLA DATA: 22-07-2013 </p>	<p> UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO PROGRAMA DE ENGENHARIA AMBIENTAL APLICABILIDADE DOS TIPOS DE SISTEMAS URBANOS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO EM FUNÇÃO DE DIFERENTES VARIÁVEIS CLIMÁTICAS E TOPOGRÁFICAS SISTEMA SEPARADOR ABSOLUTO DRENAGEM PLUVIAL </p>	<p> ESCALA 1:3500 CENÁRIO Nº 5, 11 e 17 FOLHA 5 TOTAL 6 </p>
---	--	--	--	---



<p> REDE DE DRENAGEM PLUVIAL ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO TUBOS DE LIGAÇÃO </p>	<p> N° do Poço de visita Sentido de fluxo N° do trecho N° do coletor </p>	<p> </p> <p> ALUNO: KEILLA BOEHLER FERREIRA GRAU: MESTRADO DRE: 110033420 APROV: 16-08-2013 DES: KEILLA DATA: 22-07-2013 </p>	<p> UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO PROGRAMA DE ENGENHARIA AMBIENTAL APLICABILIDADE DOS TIPOS DE SISTEMAS URBANOS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO EM FUNÇÃO DE DIFERENTES VARIÁVEIS CLIMÁTICAS E TOPOGRÁFICAS SISTEMA SEPARADOR ABSOLUTO DRENAGEM PLUVIAL </p>	<p> ESCALA: 1:3500 CENÁRIO Nº: 6, 12 e 18 FOLHA: 6 TOTAL: 6 </p>
--	---	--	--	---

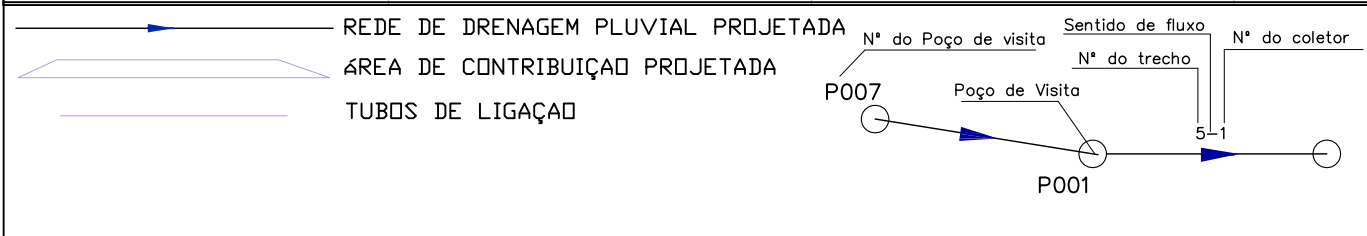
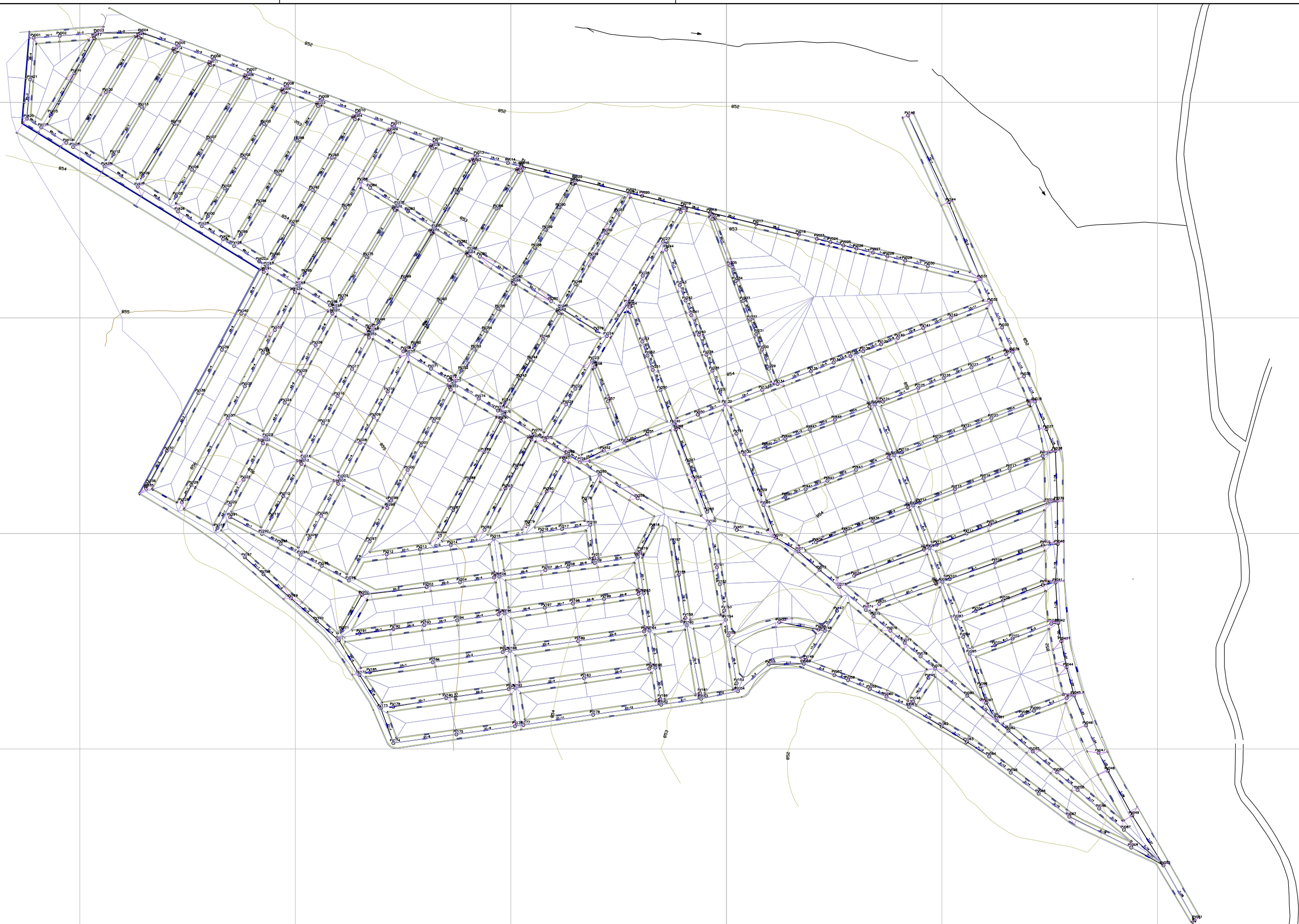
Apêndice C – Projetos dos Sistemas Unitários – Unitário Capacidade Restrita e
Unitário Capacidade Plena – Plantas



ALUNO: KEILLA BOEHLER FERREIRA	GRAU: MESTRADO
DRE 110033420	APROV 16-08-2013
DES. KEILLA	DATA 22-07-2013

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO
PROGRAMA DE ENGENHARIA AMBIENTAL
APLICABILIDADE DOS TIPOS DE SISTEMAS URBANOS DE ESGOTAMENTO
SANITÁRIO EM FUNÇÃO DE DIFERENTES VARIÁVEIS CLIMÁTICAS
E TOPOGRÁFICAS
 SISTEMAS UNITÁRIOS
 UNITÁRIO A CAPACIDADE PLENA E UNITÁRIO A CAPACIDADE RESTRITA

ESCALA 1:3500
CENÁRIO Nº 1
FOLHA 1
TOTAL 18



ALUNO:
KEILLA BOEHLER FERREIRA

GRAU:
MESTRADO

DRE
110033420

DES.
KEILLA

APROV
16-08-2013

DATA
22-07-2013

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO

PROGRAMA DE ENGENHARIA AMBIENTAL

APLICABILIDADE DOS TIPOS DE SISTEMAS URBANOS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO EM FUNÇÃO DE DIFERENTES VARIÁVEIS CLIMÁTICAS E TOPOGRÁFICAS

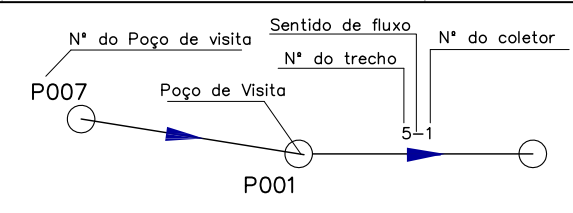
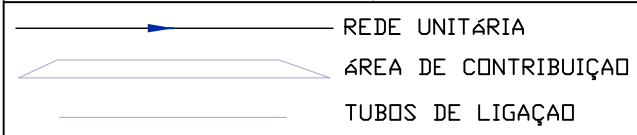
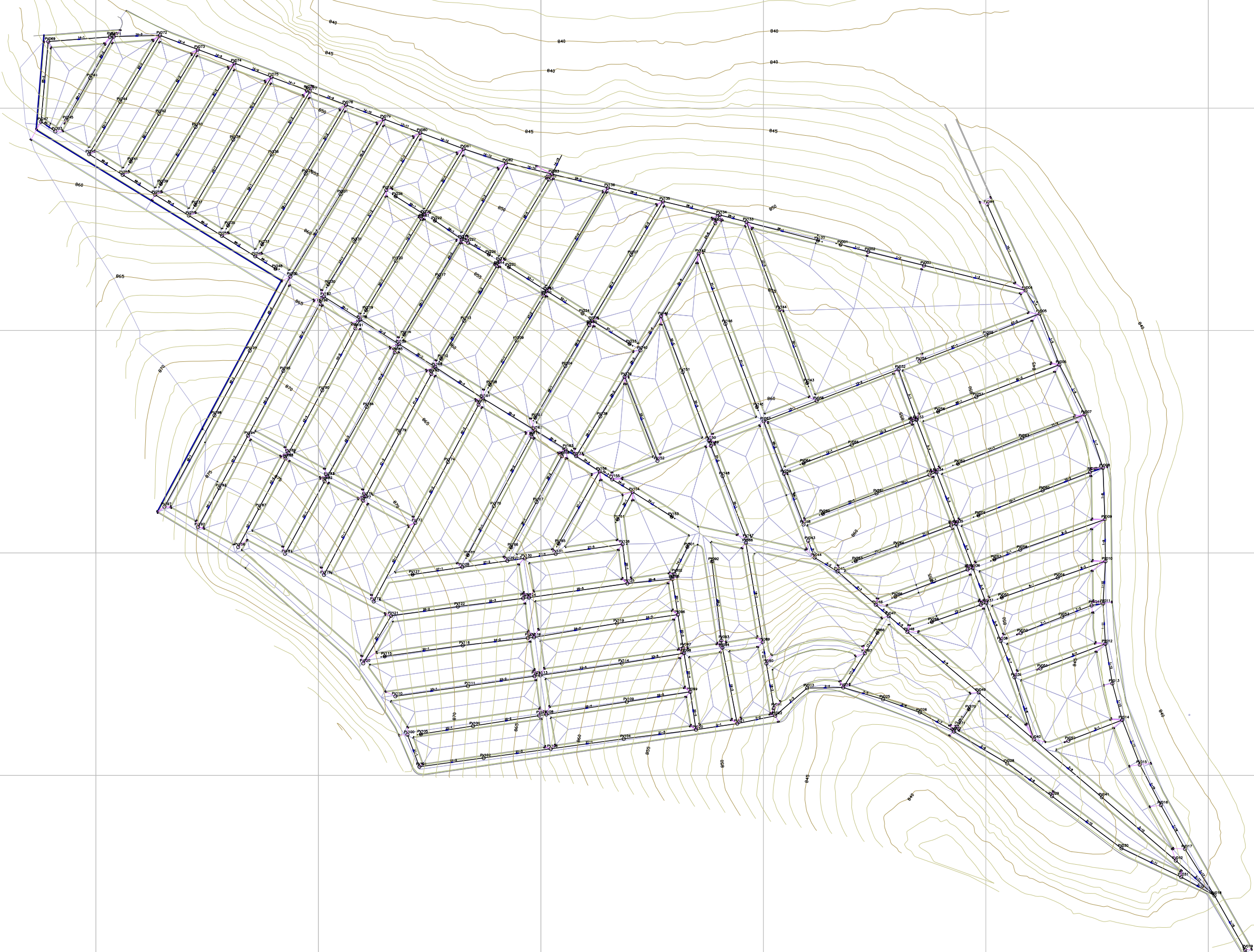
SISTEMAS UNITÁRIOS

UNITÁRIO A CAPACIDADE PLENA E UNITÁRIO A CAPACIDADE RESTRITA

ESCALA
1:3500

CENÁRIO Nº
2

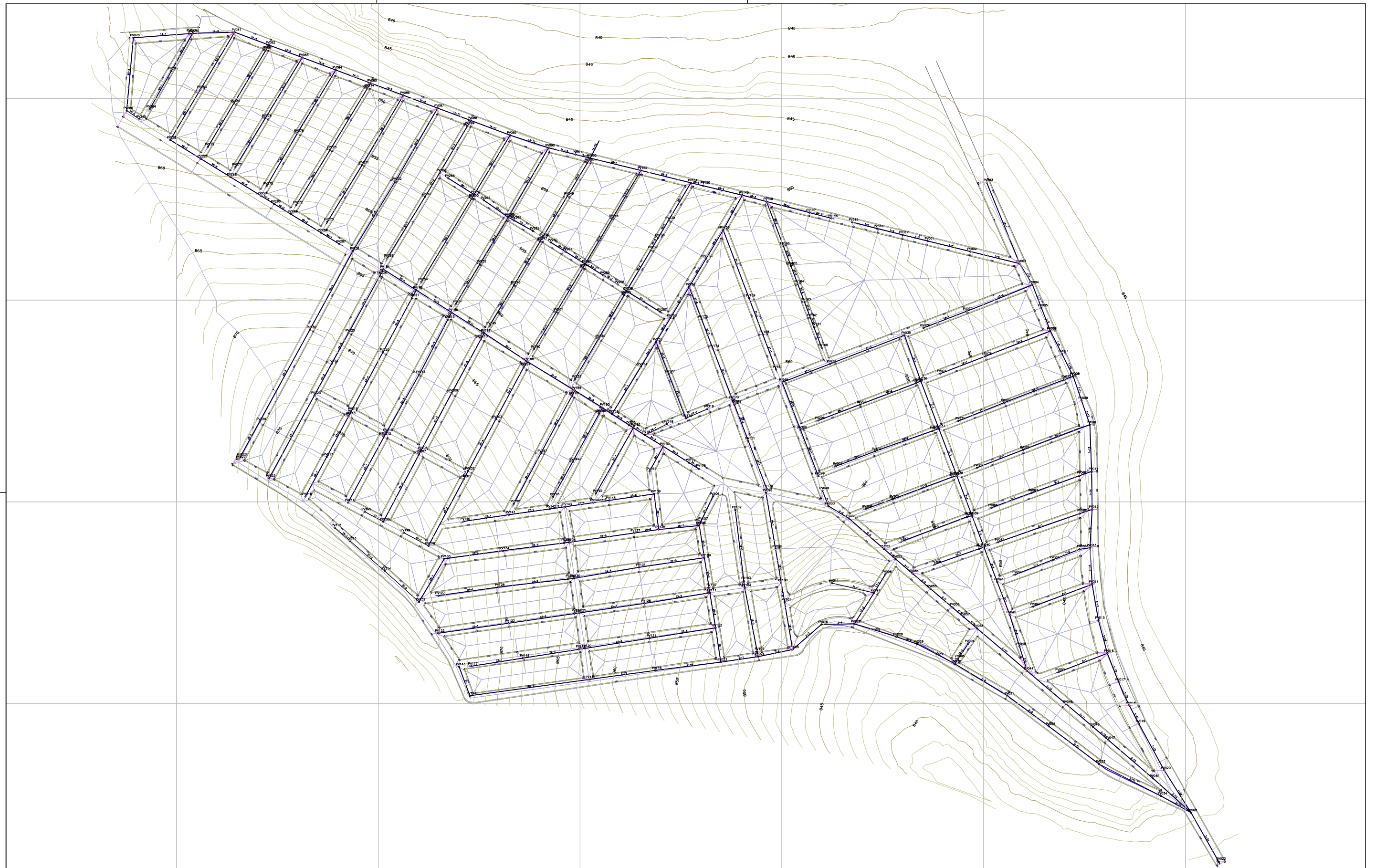
FOLHA 2	TOTAL 18
------------	-------------






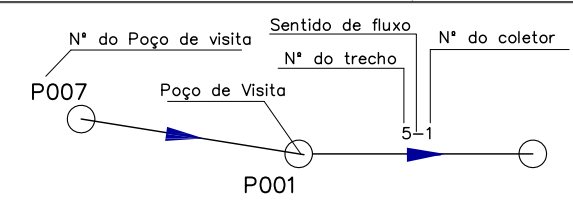
ALUNO: KEILLA BOEHLER FERREIRA GRAU: MESTRADO
 DRE: 110033420 APROV: 16-08-2013
 DES: KEILLA DATA: 22-07-2013

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO
PROGRAMA DE ENGENHARIA AMBIENTAL
APLICABILIDADE DOS TIPOS DE SISTEMAS URBANOS DE ESGOTAMENTO
SANITÁRIO EM FUNÇÃO DE DIFERENTES VARIÁVEIS CLIMÁTICAS
E TOPOGRÁFICAS
 SISTEMAS UNITÁRIOS
 UNITÁRIO A CAPACIDADE PLENA E UNITÁRIO A CAPACIDADE RESTRITA

ESCALA: 1:3500
 CENÁRIO Nº: 3
 FOLHA: 3 TOTAL: 18



 REDE UNITÁRIA PROJETADA
 ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO
 TUBOS DE LIGAÇÃO



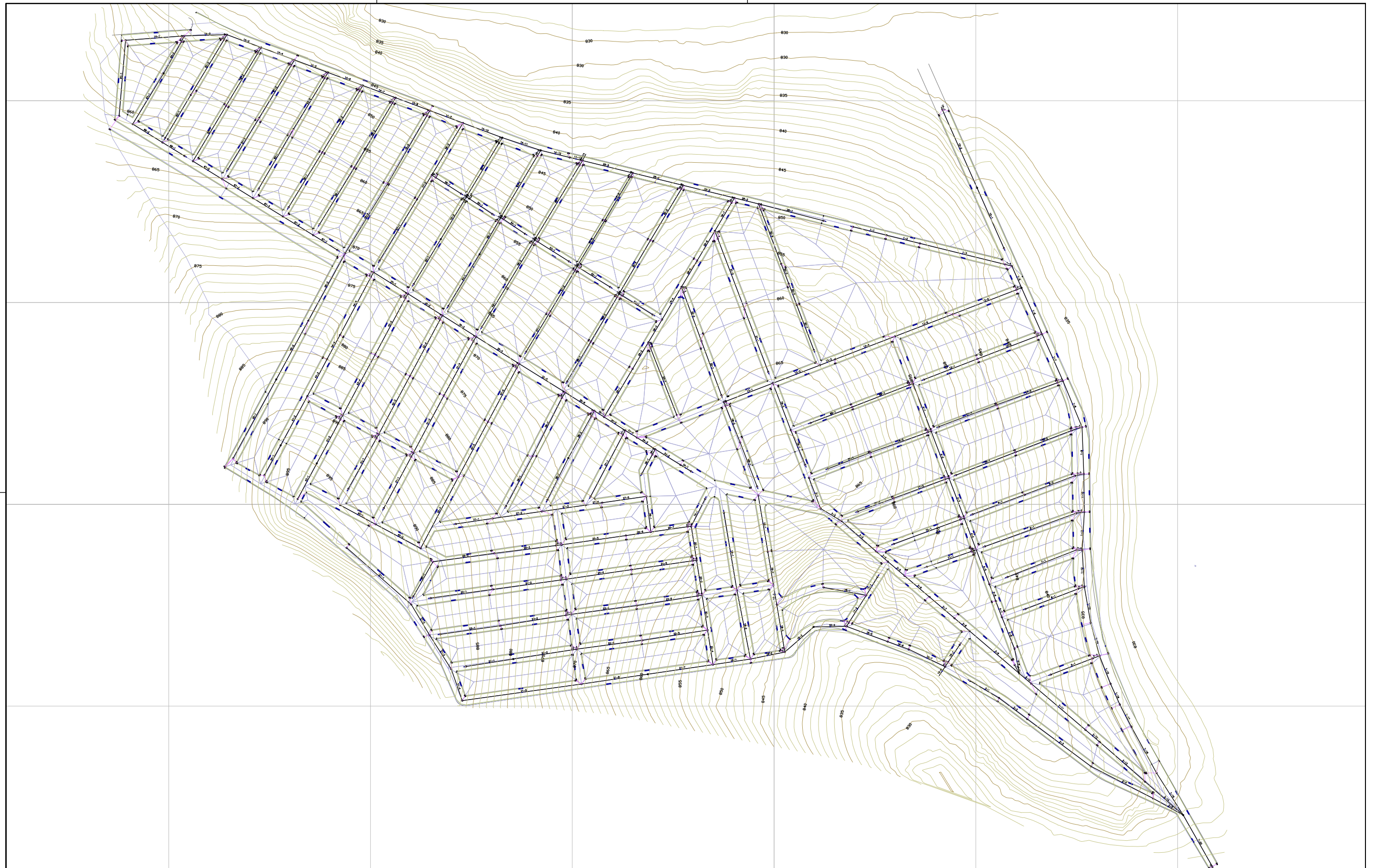
ALUNO: KEILLA BOEHLER FERREIRA GRAU: MESTRADO
 DRE: 110033420 APROV: 16-08-2013
 DES: KEILLA DATA: 22-07-2013




UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO
PROGRAMA DE ENGENHARIA AMBIENTAL
APLICABILIDADE DOS TIPOS DE SISTEMAS URBANOS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO EM FUNÇÃO DE DIFERENTES VARIÁVEIS CLIMÁTICAS E TOPOGRÁFICAS
 SISTEMAS UNITÁRIOS
 UNITÁRIO A CAPACIDADE PLENA E UNITÁRIO A CAPACIDADE RESTRITA

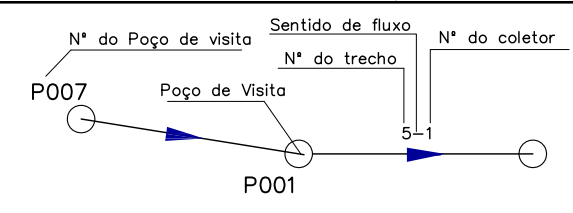
ESCALA	1:3500
CENÁRIO Nº	4
FOLHA	4
TOTAL	18



<p> </p>	<p> </p>	<p> </p> <p> ALUNO: KEILLA BOEHLER FERREIRA GRAU: MESTRADO DRE: 110033420 APROV: 16-08-2013 DES: KEILLA DATA: 22-07-2013 </p>	<p> UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO PROGRAMA DE ENGENHARIA AMBIENTAL APLICABILIDADE DOS TIPOS DE SISTEMAS URBANOS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO EM FUNÇÃO DE DIFERENTES VARIÁVEIS CLIMÁTICAS E TOPOGRÁFICAS SISTEMAS UNITÁRIOS UNITÁRIO A CAPACIDADE PLENA E UNITÁRIO A CAPACIDADE RESTRITA </p>	<p> ESCALA: 1:3500 CENÁRIO Nº: 5 FOLHA: 5 TOTAL: 18 </p>
----------	----------	--	--	---



 REDE UNITÁRIA PROJETADA
 ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO
 TUBOS DE LIGAÇÃO






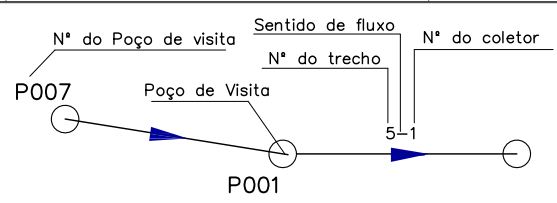
ALUNO: KEILLA BOEHLER FERREIRA
 DRE: 110033420
 DES.: KEILLA
 GRAU: MESTRADO
 APROV: 16-08-2013
 DATA: 22-07-2013

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO
PROGRAMA DE ENGENHARIA AMBIENTAL
APLICABILIDADE DOS TIPOS DE SISTEMAS URBANOS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO EM FUNÇÃO DE DIFERENTES VARIÁVEIS CLIMÁTICAS E TOPOGRÁFICAS
 SISTEMAS UNITÁRIOS
 UNITÁRIO A CAPACIDADE PLENA E UNITÁRIO A CAPACIDADE RESTRITA

ESCALA: 1:3500
 CENÁRIO Nº: 6
 FOLHA: 6 / TOTAL: 18



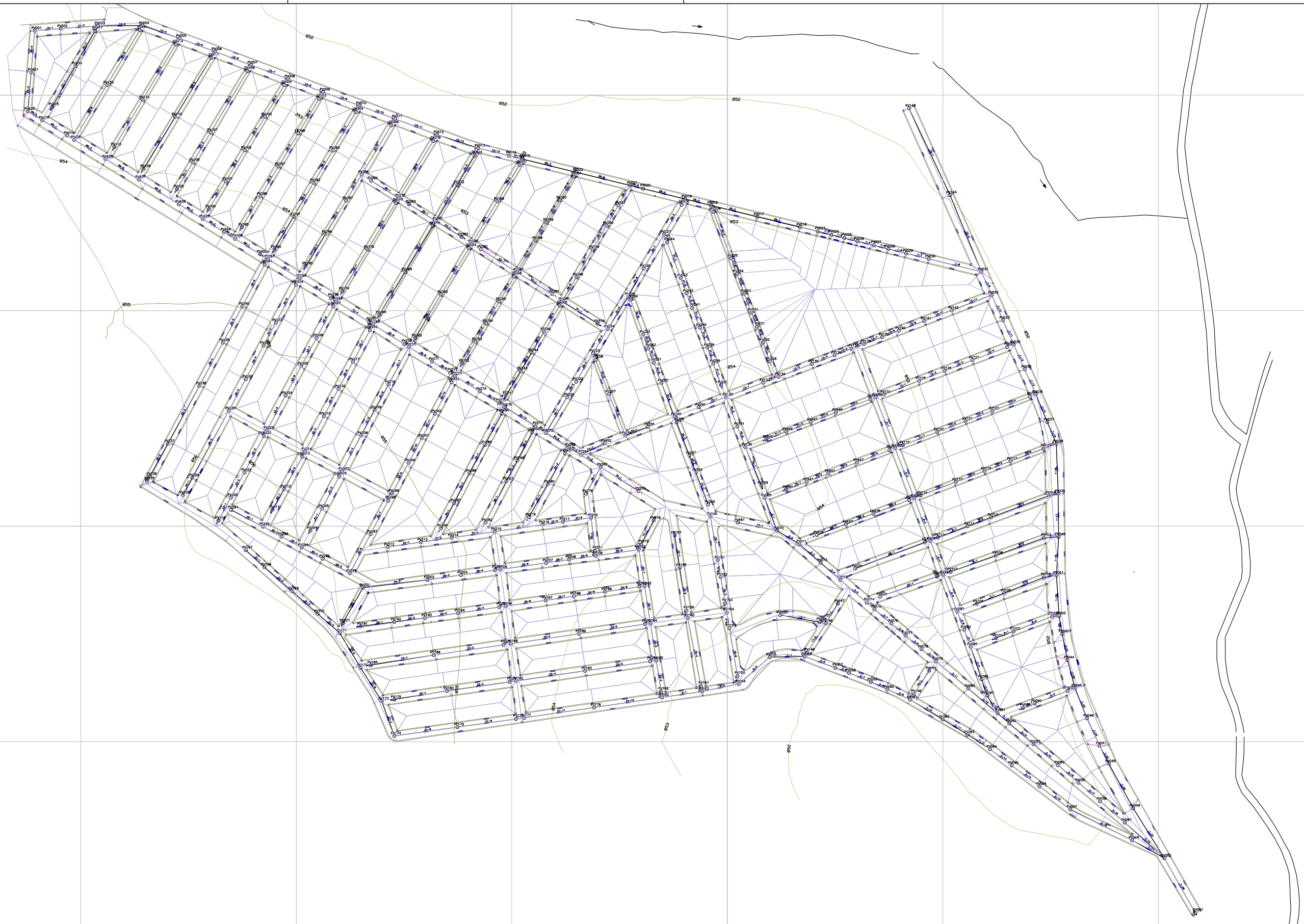
 REDE UNITÁRIA PROJETADA
 ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO
 TUBOS DE LIGAÇÃO






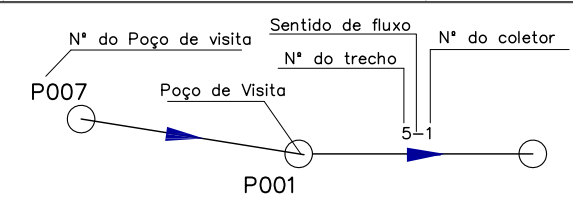
ALUNO: KEILLA BOEHLER FERREIRA GRAU: MESTRADO
 DRE: 110033420 APROV: 16-08-2013
 DES: KEILLA DATA: 22-07-2013

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO
PROGRAMA DE ENGENHARIA AMBIENTAL
APLICABILIDADE DOS TIPOS DE SISTEMAS URBANOS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO EM FUNÇÃO DE DIFERENTES VARIÁVEIS CLIMÁTICAS E TOPOGRÁFICAS
 SISTEMAS UNITÁRIOS
 UNITÁRIO A CAPACIDADE PLENA E UNITÁRIO A CAPACIDADE RESTRITA

ESCALA: 1:3500
 CENÁRIO Nº: 7
 FOLHA: 7 TOTAL: 18



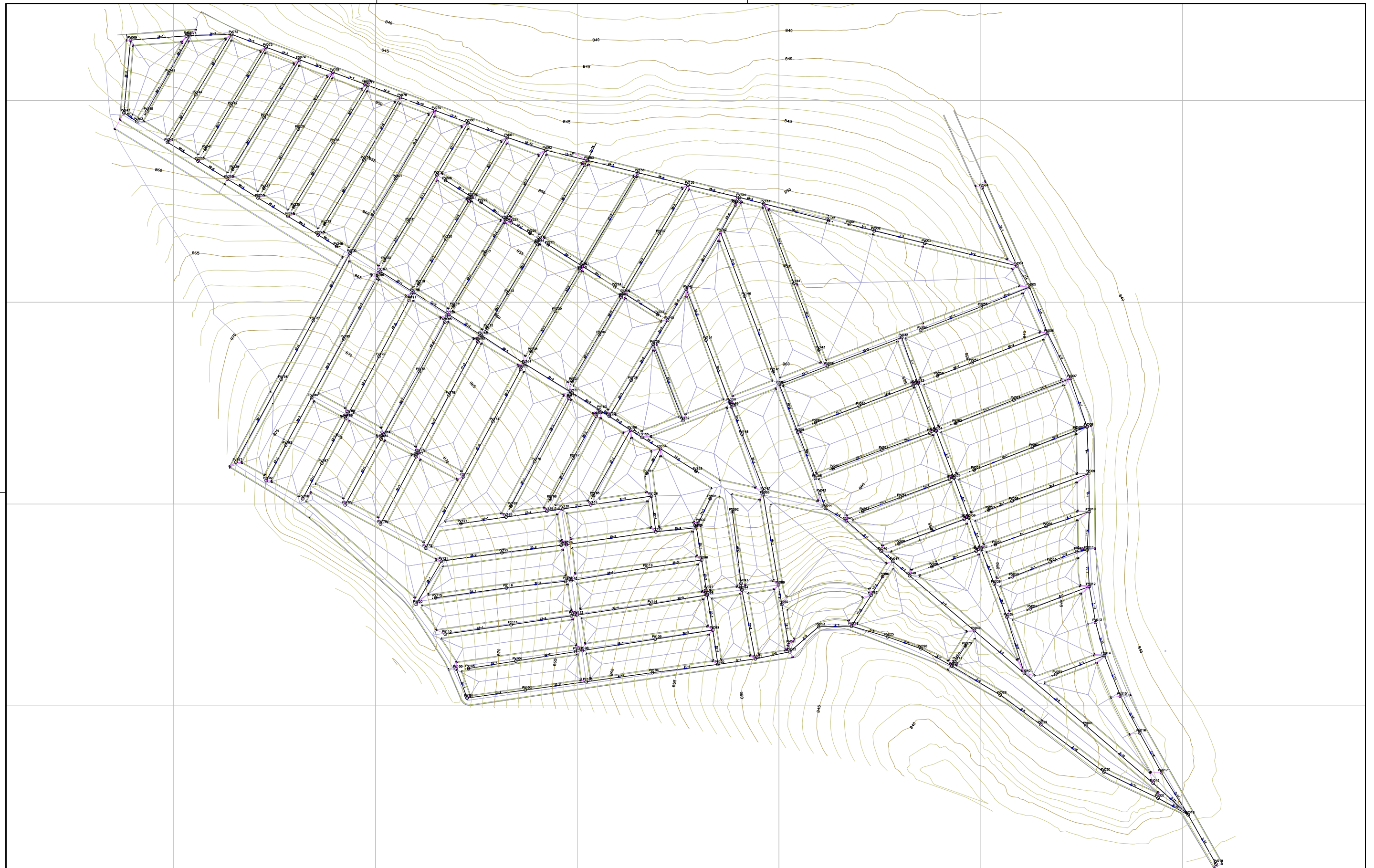
 REDE UNITÁRIA
 ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO
 TUBOS DE LIGAÇÃO



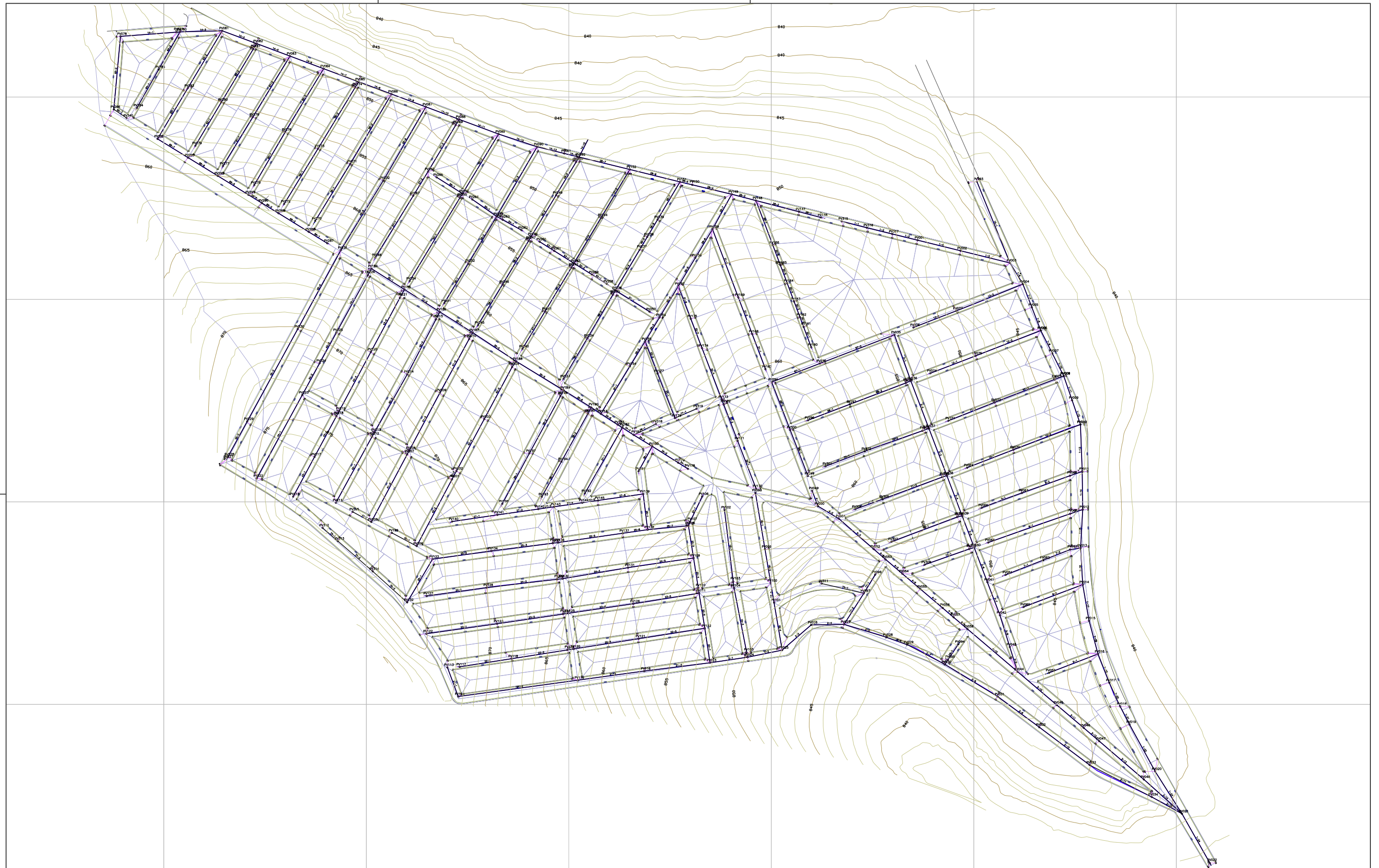
ALUNO: KEILLA BOEHLER FERREIRA GRAU: MESTRADO
 DRE: 110033420 APROV: 16-08-2013
 DES: KEILLA DATA: 22-07-2013

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO
PROGRAMA DE ENGENHARIA AMBIENTAL
APLICABILIDADE DOS TIPOS DE SISTEMAS URBANOS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO EM FUNÇÃO DE DIFERENTES VARIÁVEIS CLIMÁTICAS E TOPOGRÁFICAS
 SISTEMAS UNITÁRIOS
 UNITÁRIO A CAPACIDADE PLENA E UNITÁRIO A CAPACIDADE RESTRITA

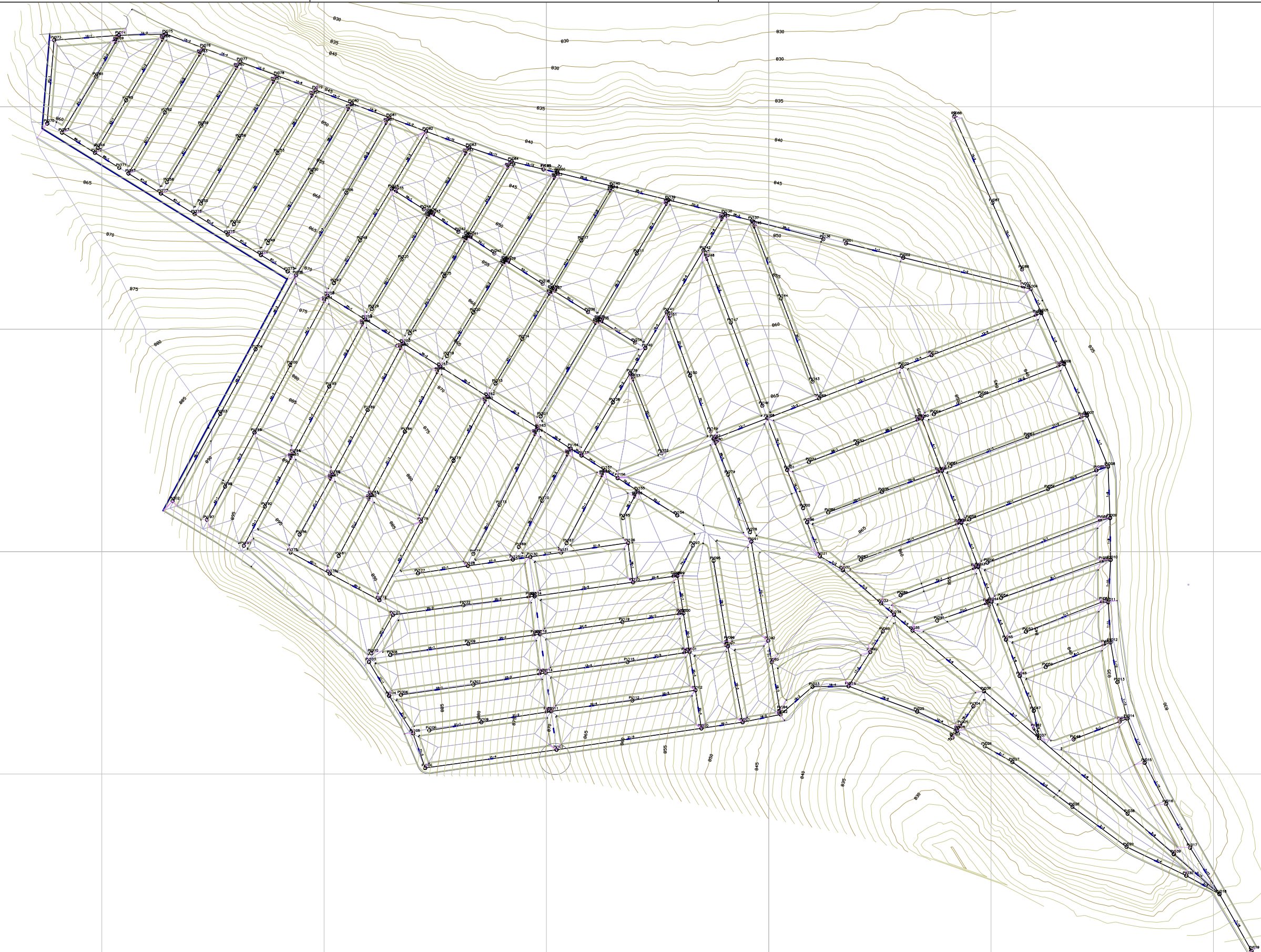
ESCALA: 1:3500
 CENÁRIO Nº: 8
 FOLHA: 8 TOTAL: 18



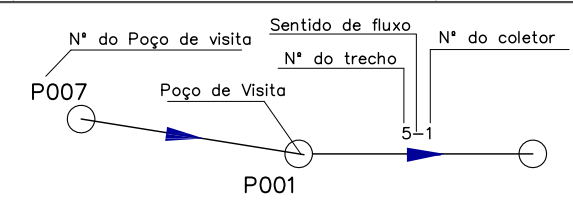
<p>REDE UNITÁRIA ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO TUBOS DE LIGAÇÃO</p>	<p>Nº do Poço de visita Sentido de fluxo Nº do trecho Nº do coletor P007 Poço de Visita 5-1 P001</p>	<p>pea UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO</p> <p>ALUNO: KEILLA BOEHLER FERREIRA GRAU: MESTRADO DRE: 110033420 APROV: 16-08-2013 DES: KEILLA DATA: 22-07-2013</p>	<p>UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO PROGRAMA DE ENGENHARIA AMBIENTAL APLICABILIDADE DOS TIPOS DE SISTEMAS URBANOS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO EM FUNÇÃO DE DIFERENTES VARIÁVEIS CLIMÁTICAS E TOPOGRÁFICAS SISTEMAS UNITÁRIOS UNITÁRIO A CAPACIDADE PLENA E UNITÁRIO A CAPACIDADE RESTRITA</p>	<p>ESCALA 1:3500 CENÁRIO Nº 9 FOLHA 9 TOTAL 18</p>
--	--	--	--	--



<p> REDE UNITÁRIA ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO TUBOS DE LIGAÇÃO </p>	<p> N° do Poço de visita Sentido de fluxo N° do coletor P007 Poço de Visita 5-1 P001 </p>	<p> ALUNO: KEILLA BOEHLER FERREIRA GRAU: MESTRADO DRE: 110033420 APROV: 16-08-2013 DES: KEILLA DATA: 22-07-2013 </p>	<p> UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO PROGRAMA DE ENGENHARIA AMBIENTAL APLICABILIDADE DOS TIPOS DE SISTEMAS URBANOS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO EM FUNÇÃO DE DIFERENTES VARIÁVEIS CLIMÁTICAS E TOPOGRÁFICAS SISTEMAS UNITÁRIOS UNITÁRIO A CAPACIDADE PLENA E UNITÁRIO A CAPACIDADE RESTRITA </p>	<p> ESCALA: 1:3500 CENÁRIO Nº: 10 FOLHA: 10 TOTAL: 18 </p>
---	---	---	---	---



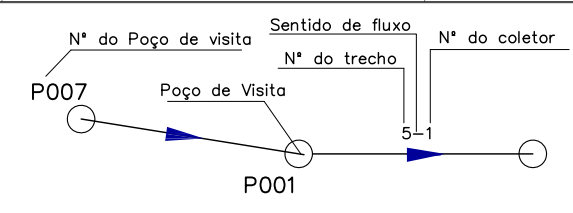
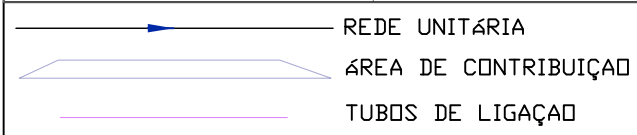
REDE UNITÁRIA
 ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO
 TUBOS DE LIGAÇÃO



ALUNO: KEILLA BOEHLER FERREIRA
 DRE: 110033420
 DES.: KEILLA
 GRAU: MESTRADO
 APROV: 16-08-2013
 DATA: 22-07-2013

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO
PROGRAMA DE ENGENHARIA AMBIENTAL
APLICABILIDADE DOS TIPOS DE SISTEMAS URBANOS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO EM FUNÇÃO DE DIFERENTES VARIÁVEIS CLIMÁTICAS E TOPOGRÁFICAS
 SISTEMAS UNITÁRIOS
 UNITÁRIO A CAPACIDADE PLENA E UNITÁRIO A CAPACIDADE RESTRITA

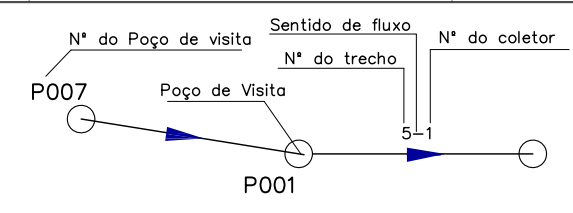
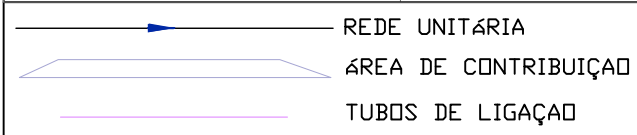
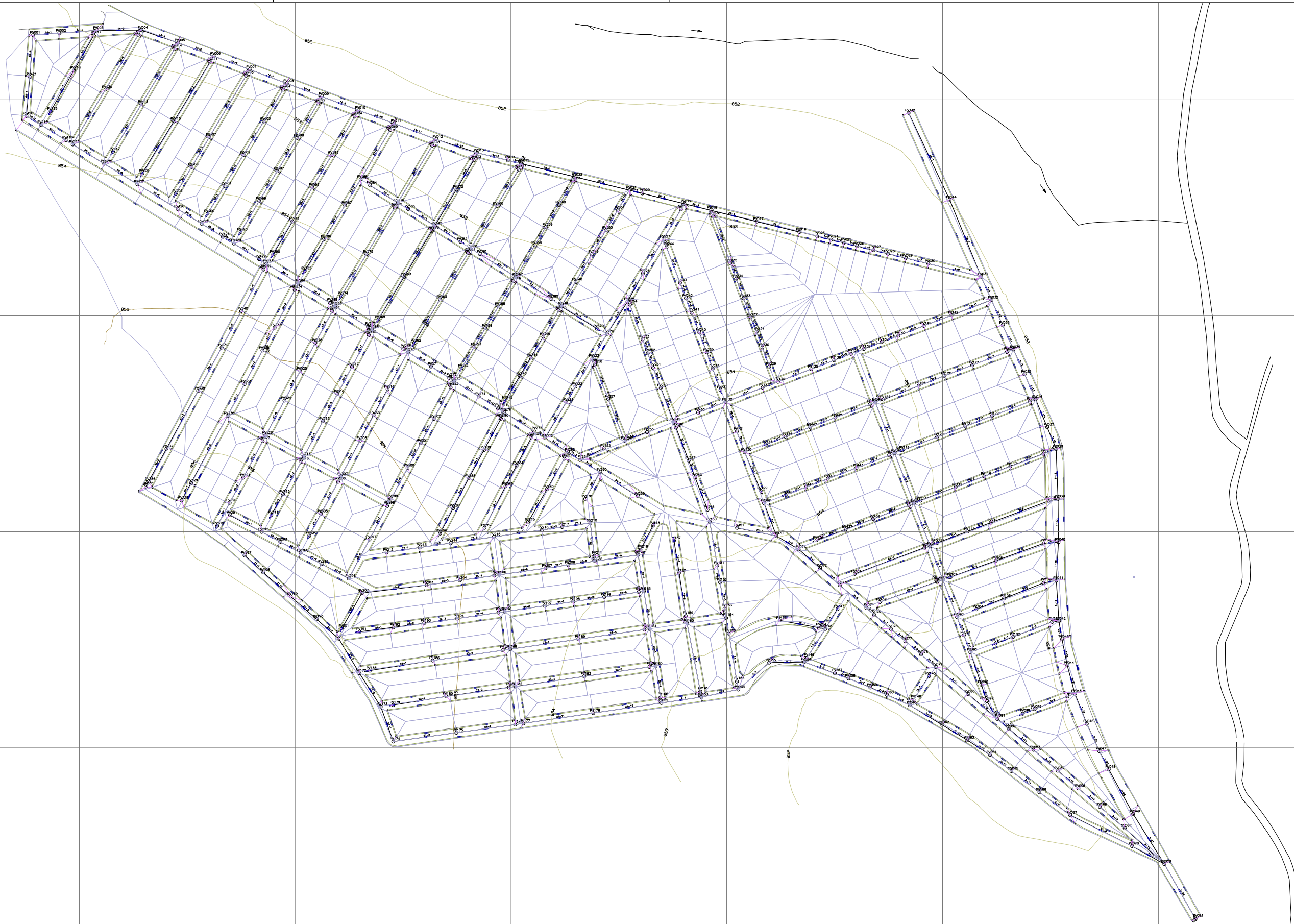
ESCALA: 1:3500
 CENÁRIO Nº: 11
 FOLHA: 11 TOTAL: 18



ALUNO: KEILLA BOEHLER FERREIRA GRAU: MESTRADO
 DRE: 110033420 APROV: 16-08-2013
 DES: KEILLA DATA: 22-07-2013

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO
PROGRAMA DE ENGENHARIA AMBIENTAL
APLICABILIDADE DOS TIPOS DE SISTEMAS URBANOS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO EM FUNÇÃO DE DIFERENTES VARIÁVEIS CLIMÁTICAS E TOPOGRÁFICAS
 SISTEMAS UNITÁRIOS
 UNITÁRIO A CAPACIDADE PLENA E UNITÁRIO A CAPACIDADE RESTRITA

ESCALA: 1:3500
 CENÁRIO Nº: 13
 FOLHA: 13 TOTAL: 18



ALUNO:
KEILLA BOEHLER FERREIRA

GRAU:
MESTRADO

DRE
110033420

DES.
KEILLA

APROV
16-08-2013

DATA
22-07-2013

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO

PROGRAMA DE ENGENHARIA AMBIENTAL

APLICABILIDADE DOS TIPOS DE SISTEMAS URBANOS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO EM FUNÇÃO DE DIFERENTES VARIÁVEIS CLIMÁTICAS E TOPOGRÁFICAS

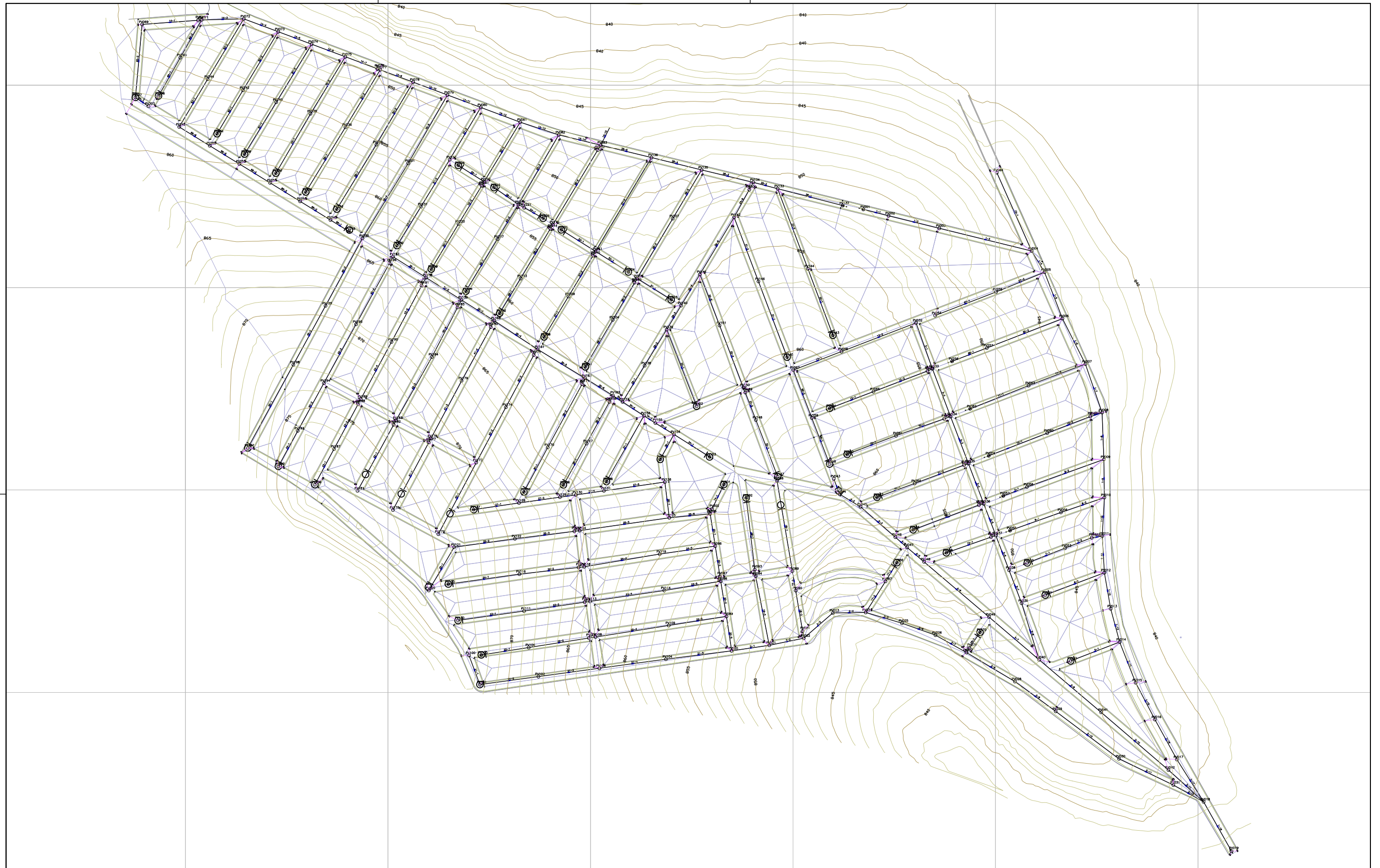
SISTEMAS UNITÁRIOS

UNITÁRIO A CAPACIDADE PLENA E UNITÁRIO A CAPACIDADE RESTRITA

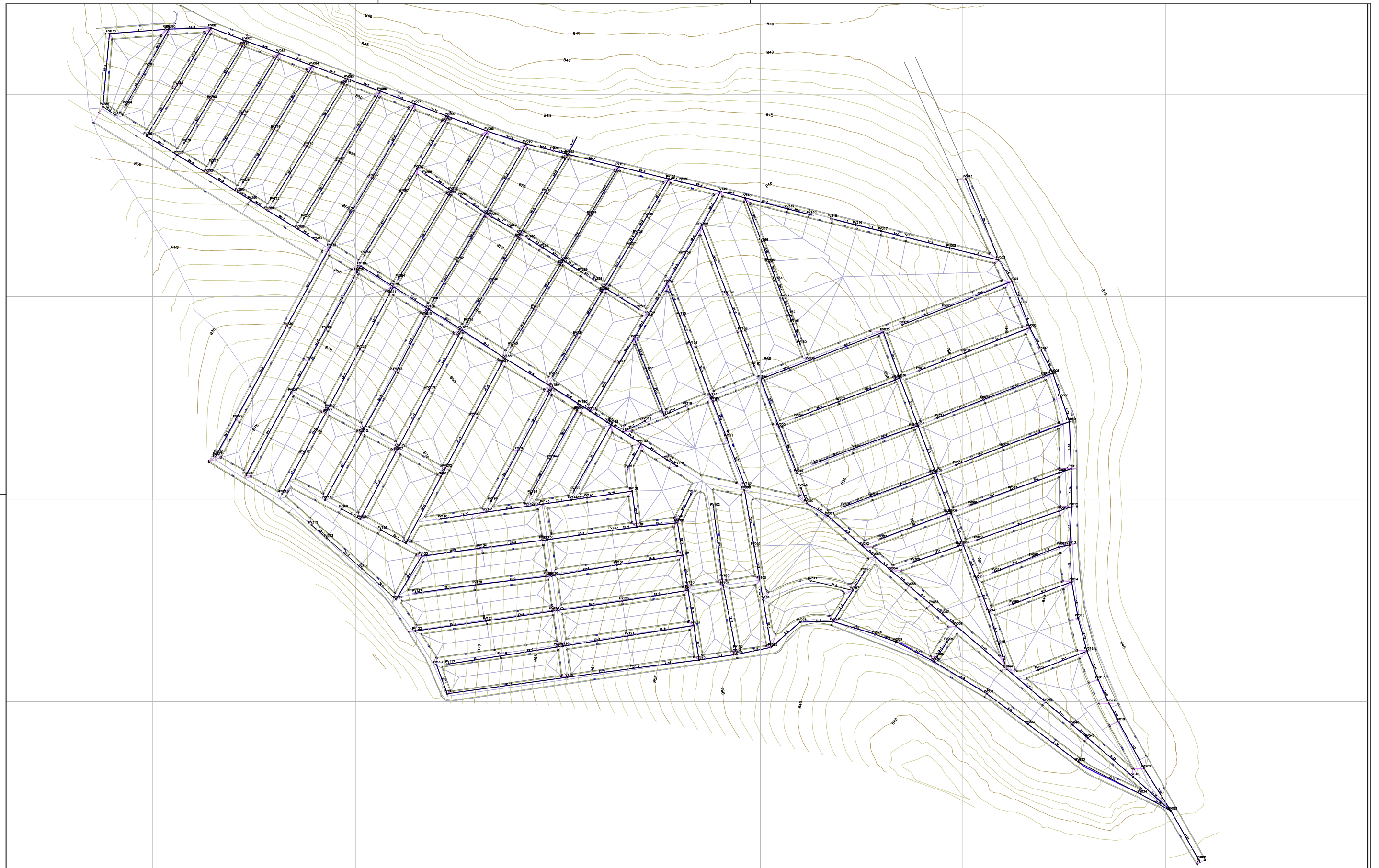
ESCALA
1:3500

CENÁRIO Nº
14

FOLHA	TOTAL
14	18




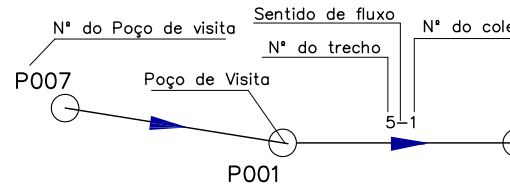



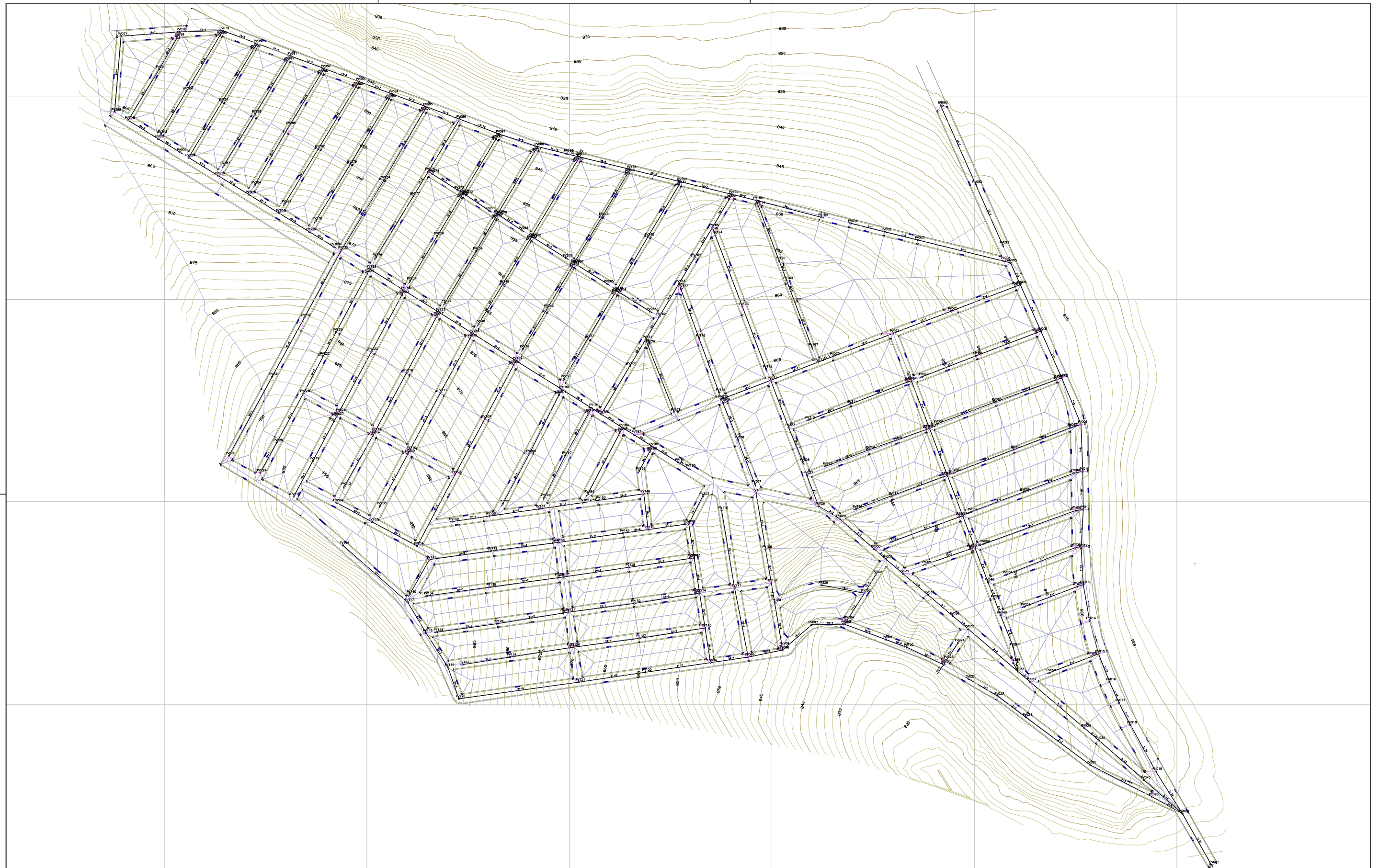
<p>REDE UNITÁRIA ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO TUBOS DE LIGAÇÃO</p>	<p>N° do Poço de visita Sentido de fluxo N° do coletor P007 Poço de visita 5-1 P001</p>	<p>ALUNO: KEILLA BOEHLER FERREIRA GRAU: MESTRADO DRE: 110033420 APROV: 16-08-2013 DES: KEILLA DATA: 22-07-2013</p>	<p>UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO PROGRAMA DE ENGENHARIA AMBIENTAL APLICABILIDADE DOS TIPOS DE SISTEMAS URBANOS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO EM FUNÇÃO DE DIFERENTES VARIÁVEIS CLIMÁTICAS E TOPOGRÁFICAS SISTEMAS UNITÁRIOS UNITÁRIO A CAPACIDADE PLENA E UNITÁRIO A CAPACIDADE RESTRITA</p>	<p>ESCALA: 1:3500 CENÁRIO Nº: 15 FOLHA: 15 TOTAL: 18</p>
--	---	---	--	---



<p>REDE UNITÁRIA ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO TUBOS DE LIGAÇÃO</p>	<p>Nº do Poço de visita Sentido de fluxo Nº do trecho Nº do coletor P007 Poço de Visita P001</p>	<p>pea</p> <p>ALUNO: KEILLA BOEHLER FERREIRA DRE: 110033420 DES.: KEILLA</p> <p>GRAU: MESTRADO APROV: 16-08-2013 DATA: 22-07-2013</p>	<p>UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO</p> <p>PROGRAMA DE ENGENHARIA AMBIENTAL</p> <p>APLICABILIDADE DOS TIPOS DE SISTEMAS URBANOS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO EM FUNÇÃO DE DIFERENTES VARIÁVEIS CLIMÁTICAS E TOPOGRÁFICAS</p> <p>SISTEMAS UNITÁRIOS</p> <p>UNITÁRIO A CAPACIDADE PLENA E UNITÁRIO A CAPACIDADE RESTRITA</p>	<p>ESCALA: 1:3500</p> <p>CENÁRIO Nº: 16</p> <p>FOLHA: 16 TOTAL: 18</p>
--	--	---	--	--



<p>  REDE UNITÁRIA PROJETADA  ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO  TUBOS DE LIGAÇÃO </p>	<p> N° do Poço de visita Sentido de fluxo N° do coletor  </p>	<p style="text-align: center;">  pea <small>PROJETO DE ENGENHARIA AMBIENTAL</small> </p> <p> ALUNO: KEILLA BOEHLER FERREIRA GRAU: MESTRADO DRE: 110033420 APROV: 16-08-2013 DES: KEILLA DATA: 22-07-2013 </p>	<p style="text-align: center;"> UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO PROGRAMA DE ENGENHARIA AMBIENTAL APLICABILIDADE DOS TIPOS DE SISTEMAS URBANOS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO EM FUNÇÃO DE DIFERENTES VARIÁVEIS CLIMÁTICAS E TOPOGRÁFICAS SISTEMAS UNITÁRIOS UNITÁRIO A CAPACIDADE PLENA E UNITÁRIO A CAPACIDADE RESTRITA </p>	<p> ESCALA: 1:3500 CENÁRIO Nº: 17 FOLHA: 17 TOTAL: 18 </p>
--	--	--	--	---



<p>REDE UNITÁRIA ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO TUBOS DE LIGAÇÃO</p>	<p>Nº do Poço de visita Sentido de fluxo Nº do trecho Nº do coletor</p> <p>P007 Poço de Visita P001</p>	<p>UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO</p> <p>ALUNO: KEILLA BOEHLER FERREIRA GRAU: MESTRADO DRE: 110033420 APROV: 16-08-2013 DES: KEILLA DATA: 22-07-2013</p>	<p>PROGRAMA DE ENGENHARIA AMBIENTAL</p> <p>APLICABILIDADE DOS TIPOS DE SISTEMAS URBANOS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO EM FUNÇÃO DE DIFERENTES VARIÁVEIS CLIMÁTICAS E TOPOGRÁFICAS</p> <p>SISTEMAS UNITÁRIOS</p> <p>UNITÁRIO A CAPACIDADE PLENA E UNITÁRIO A CAPACIDADE RESTRITA</p>	<p>ESCALA: 1:3500</p> <p>CENÁRIO Nº: 18</p> <p>FOLHA: 18 TOTAL: 18</p>
--	---	--	---	--

Apêndice D – Geometria das Redes

Apêndice D – Geometria – Vazões escoadas

Sistema	Vazão escoada (L/s)						
	Contorno	Cenário 1		Cenário 2		Cenário 3	
	Efluente	P1 T1 I(TR)1		P1 T1 I(TR)2		P1 T2 I(TR)1	
SEP	ESG	23,14	Total	23,14	Total	22,97	Total
	DRE	4 548,05	4 571,19	8 592,48	8 615,62	8 592,48	8 615,44
UNrst		96,01		97,16		92,59	
APUesg	ESG	18,19		20,61		13,58	
	MISTO	4 548,05		8 592,48		8 592,48	
UNple		4 547,59		9 291,53		4 477,66	
Sistema	Vazão escoada (L/s)						
	Contorno	Cenário 4		Cenário 5		Cenário 6	
	Efluente	P1 T2 I(TR)2		P1 T3 I(TR)1		P1 T3 I(TR)2	
SEP	ESG	22,97	Total	22,96	Total	22,96	Total
	DRE	9 296,58	9 319,55	4 960,08	4 983,05	10 423,83	10 446,79
UNrst		94,57		94,62		95,52	
APUesg	ESG	18,10		13,12		17,17	
	MISTO	9 296,58		4 960,08		10 423,83	
UNple		8 968,16		5 072,70		9 786,60	
Sistema	Vazão escoada (L/s)						
	Contorno	Cenário 7		Cenário 8		Cenário 9	
	Efluente	P2 T1 I(TR)1		P2 T1 I(TR)2		P2 T2 I(TR)1	
SEP	ESG	104,09	Total	104,09	Total	103,28	Total
	DRE	4 548,05	4 652,14	8 592,48	8 696,57	4 599,18	4 702,47
UNrst		431,94		436,95		416,42	
APUesg	ESG	81,79		92,69		61,08	
	MISTO	4 548,05		8 592,48		4 599,18	
UNple		4 562,94		9 314,79		4 500,96	
Sistema	Vazão escoada (L/s)						
	Contorno	Cenário 10		Cenário 11		Cenário 12	
	Efluente	P2 T2 I(TR)2		P2 T3 I(TR)1		P2 T3 I(TR)2	
SEP	ESG	103,28	Total	103,09	Total	103,09	Total
	DRE	9 296,58	9 399,87	4 960,08	5 063,17	10 423,83	10 526,92
UNrst		425,34		425,55		429,60	
APUesg	ESG	81,42		59,02		77,23	
	MISTO	9 296,58		4 960,08		10 423,83	
UNple		9 012,63		5 119,52		10 111,98	
Sistema	Vazão escoada (L/s)						
	Contorno	Cenário 13		Cenário 14		Cenário 15	
	Efluente	P3 T1 I(TR)1		P3 T1 I(TR)2		P3 T2 I(TR)1	
SEP	ESG	229,24	Total	229,24	Total	227,47	Total
	DRE	4 548,05	4 777,29	8 592,48	8 821,72	4 599,18	4 826,65
UNrst		951,28		962,32		917,09	
APUesg	ESG	180,13		204,14		134,51	
	MISTO	4 548,05		8 592,48		4 599,18	
UNple		4 590,19		9 346,89		4 532,40	
Sistema	Vazão escoada (L/s)						
	Contorno	Cenário 16		Cenário 17		Cenário 18	
	Efluente	P3 T2 I(TR)2		P3 T3 I(TR)1		P3 T3 I(TR)2	
SEP	ESG	227,47	Total	227,04	Total	227,04	
	DRE	9 296,58	9 524,05	4 960,08	5 187,12	10 423,83	
UNrst		936,74		937,22		946,13	
APUesg	ESG	179,31		129,97		170,09	
	MISTO	9 296,58		4 960,08		10 423,83	
UNple		9 036,53		5 156,15		10 172,00	

Apêndice D – Geometria – Extensões das redes

Sistema	Extensão da rede (m)						
	Contorno	Cenário 1		Cenário 2		Cenário 3	
	Efluente	P1 T1 I(TR)1		P1 T1 I(TR)2		P1 T2 I(TR)1	
SEP	ESG	12 245,86	Total	12 245,86	Total	12 151,06	Total
	DRE	9 622,13	21 867,99	10 904,76	23 150,62	10 904,76	23 055,82
UNrst		12700		12851,51		12247,5	
APUesg	ESG	9622,13		10904,76		7185,6	
	MISTO	9622,13		10904,76		10904,76	
UNple		12704,04		12851,51		12247,5	
Sistema	Extensão da rede (m)						
	Contorno	Cenário 4		Cenário 5		Cenário 6	
	Efluente	P1 T2 I(TR)2		P1 T3 I(TR)1		P1 T3 I(TR)2	
SEP	ESG	12 151,06	Total	12 150,27	Total	12 150,27	Total
	DRE	9 578,74	21 729,80	6 943,00	19 093,27	9 085,80	21 236,07
UNrst		12509,87		12516,27		12635,3	
APUesg	ESG	9578,74		6943		9085,8	
	MISTO	9578,74		6943		9085,8	
UNple		12509,87		12516,27		12635,3	
Sistema	Extensão da rede (m)						
	Contorno	Cenário 7		Cenário 8		Cenário 9	
	Efluente	P2 T1 I(TR)1		P2 T1 I(TR)2		P2 T2 I(TR)1	
SEP	ESG	12 245,86	Total	12 245,86	Total	12 151,06	Total
	DRE	9 622,13	21 867,99	10 904,76	23 150,62	7 185,60	19 336,66
UNrst		12704,04		12851,51		12247,5	
APUesg	ESG	9622,13		10904,76		7185,6	
	MISTO	9622,13		10904,76		7185,6	
UNple		12704,04		12851,51		12247,5	
Sistema	Extensão da rede (m)						
	Contorno	Cenário 10		Cenário 11		Cenário 12	
	Efluente	P2 T2 I(TR)2		P2 T3 I(TR)1		P2 T3 I(TR)2	
SEP	ESG	12 151,06	Total	12 128,03	Total	12 128,03	Total
	DRE	9 578,74	21 729,80	6 943,00	19 071,03	9 085,80	21 213,83
UNrst		12509,87		12516,27		12635,3	
APUesg	ESG	9578,74		6943		9085,8	
	MISTO	9578,74		6943		9085,8	
UNple		12509,87		12516,27		12635,3	
Sistema	Extensão da rede (m)						
	Contorno	Cenário 13		Cenário 14		Cenário 15	
	Efluente	P3 T1 I(TR)1		P3 T1 I(TR)2		P3 T2 I(TR)1	
SEP	ESG	12 245,86	Total	12 245,86	Total	12 151,06	Total
	DRE	9 622,13	21 867,99	10 904,76	23 150,62	7 185,60	19 336,66
UNrst		12704,04		12851,51		12247,5	
APUesg	ESG	9622,13		10904,76		7185,6	
	MISTO	9622,13		10904,76		7185,6	
UNple		12704,04		12851,51		12247,5	
Sistema	Vazão escoada (L/s)						
	Contorno	Cenário 16		Cenário 17		Cenário 18	
	Efluente	P3 T2 I(TR)2		P3 T3 I(TR)1		P3 T3 I(TR)2	
SEP	ESG	12 151,06	Total	12 128,03	Total	12 128,03	
	DRE	9 578,74	21 729,80	6 943,00	19 071,03	9 085,80	
UNrst		12509,87		12516,27		12635,3	
APUesg	ESG	9578,74		6943		9085,8	
	MISTO	9578,74		6943		9085,8	
UNple		12509,87		12516,27		12635,3	

Apêndice D – Geometria – Coletores e trechos

Sistema	Coletores e trechos das redes						
		Cenário 1		Cenário 2		Cenário 3	
	Contorno	P1 T1 I(TR)1		P1 T1 I(TR)2		P1 T2 I(TR)1	
	Efluente	Coletores	Trechos	Coletores	Trechos	Coletores	Trechos
SEP	ESG	66	234	66	234	69	230
	DRE	115	264	68	318	68	318
UNrst		75	327	77	454	74	303
APUesg	ESG	115	264	68	318	94	178
UNple		75	327	77	454	74	303
Sistema	Coletores e trechos das redes						
		Cenário 4		Cenário 5		Cenário 6	
	Contorno	P1 T2 I(TR)2		P1 T3 I(TR)1		P1 T3 I(TR)2	
	Efluente	Coletores	Trechos	Coletores	Trechos	Coletores	Trechos
SEP	ESG	69	230	68	233	68	233
	DRE	81	233	85	306	52	193
UNrst		77	340	78	310	78	329
APUesg	ESG	81	233	85	306	52	193
UNple		77	340	78	310	78	329
Sistema	Coletores e trechos das redes						
		Cenário 7		Cenário 8		Cenário 9	
	Contorno	P2 T1 I(TR)1		P2 T1 I(TR)2		P2 T2 I(TR)1	
	Efluente	Coletores	Trechos	Coletores	Trechos	Coletores	Trechos
SEP	ESG	68	233	68	233	69	229
	DRE	115	264	68	318	94	178
UNrst		75	329	77	454	74	303
APUesg	ESG	115	264	68	318	94	178
UNple		75	327	77	454	74	303
Sistema	Coletores e trechos das redes						
		Cenário 10		Cenário 11		Cenário 12	
	Contorno	P2 T2 I(TR)2		P2 T3 I(TR)1		P2 T3 I(TR)2	
	Efluente	Coletores	Trechos	Coletores	Trechos	Coletores	Trechos
SEP	ESG	69	229	69	229	69	229
	DRE	81	233	85	306	52	193
UNrst		77	340	78	310	78	329
APUesg	ESG	81	233	85	306	52	193
UNple		77	340	78	310	78	329
Sistema	Coletores e trechos das redes						
		Cenário 13		Cenário 14		Cenário 15	
	Contorno	P3 T1 I(TR)1		P3 T1 I(TR)2		P3 T2 I(TR)1	
	Efluente	Coletores	Trechos	Coletores	Trechos	Coletores	Trechos
SEP	ESG	68	233	68	233	69	229
	DRE	115	264	68	318	94	178
UNrst		75	327	77	454	74	303
APUesg		115	264	68	318	94	178
UNple		75	327	77	454	74	303
Sistema	Coletores e trechos das redes						
		Cenário 16		Cenário 17		Cenário 18	
	Contorno	P3 T2 I(TR)2		P3 T3 I(TR)1		P3 T3 I(TR)2	
	Efluente	Coletores	Trechos	Coletores	Trechos	Coletores	Trechos
SEP	ESG	69	229	69	229	69	229
	DRE	81	233	85	306	52	193
UNrst		77	340	78	310	78	329
APUesg		81	233	85	306	52	193
UNple		77	340	78	310	78	329

Apêndice E – Desempenho Hidráulico

Apêndice E – Vazões, declividades e diâmetros

		Cenário 1			Cenário 2			Cenário 3			Cenário 4			Cenário 5			Cenário 6		
Sistema	Coletor	Q (L/s)	I (m/m)	Φ (mm)	Q (L/s)	I (m/m)	Φ (mm)	Q (L/s)	I (m/m)	Φ (mm)	Q (L/s)	I (m/m)	Φ (mm)	Q (L/s)	I (m/m)	Φ (mm)	Q (L/s)	I (m/m)	Φ (mm)
SEP-ESG	A1	19.61	0.005	200	19.61	0.005	200	26.57	0.017	200	26.57	0.017	200	26.57	0.016	200	26.57	0.016	200
	B1	0.49	0.005	150	0.49	0.005	150	0.49	0.014	150	0.49	0.014	150	0.49	0.024	150	0.49	0.024	150
	C1	13.58	0.005	200	13.58	0.005	200	13.63	0.090	150	13.63	0.090	150	13.63	0.063	150	13.63	0.063	150
SEP-DRE	A2	1819.75	0.005	1100	3622.15	0.004	1400	1967.79	0.019	900	3883.82	0.019	1200	1023.71	0.003	900	4417.06	0.041	1300
	B2	85.16	0.005	400	176.11	0.002	500	85.61	0.002	400	179.36	0.002	500	85.81	0.009	300	206.75	0.010	500
	C2	2351.71	0.005	1200	4260.30	0.003	1300	2277.77	0.004	1000	4598.06	0.004	1500	1058.10	0.003	900	5247.77	0.003	1400
UNrst	A	47.10	0.002	350	47.34	0.002	350	46.31	0.033	250	46.66	0.033	250	27.62	0.049	200	27.30	0.049	200
	B	1.67	0.007	150	1.65	0.007	150	1.76	0.014	150	1.73	0.014	150	1.73	0.024	150	1.71	0.024	150
	C	48.39	0.003	300	48.18	0.005	300	49.03	0.099	250	48.77	0.099	250	46.04	0.117	250	47.37	0.117	250
APUesg	A	0.16	0.005	800	0.00	0.004	1400	0.35	0.019	900	0.11	0.019	1200	0.14	0.003	900	0.35	0.041	1300
	B	0.29	0.005	300	0.20	0.002	500	0.20	0.002	400	0.20	0.002	500	0.20	0.009	300	0.20	0.010	500
	C	0.03	0.005	300	0.17	0.003	1300	0.21	0.004	1000	0.16	0.004	1500	0.18	0.003	900	0.16	0.003	1400
UNple	A	1841.39	0.010	1300	3561.97	0.010	1700	2029.62	0.029	1100	4149.70	0.012	1400	1433.53	0.037	1000	2915.08	0.023	1200
	B	83.20	0.003	400	135.62	0.008	400	81.29	0.014	400	167.74	0.014	400	81.69	0.024	300	169.32	0.024	400
	C	2519.85	0.005	1300	4982.26	0.007	1600	2623.88	0.024	1200	4818.45	0.016	1600	2284.56	0.027	1100	4607.49	0.017	1500
		Cenário 7			Cenário 8			Cenário 9			Cenário 10			Cenário 11			Cenário 12		
Sistema	Coletor	Q (L/s)	I (m/m)	Φ (mm)	Q (L/s)	I (m/m)	Φ (mm)	Q (L/s)	I (m/m)	Φ (mm)	Q (L/s)	I (m/m)	Φ (mm)	Q (L/s)	I (m/m)	Φ (mm)	Q (L/s)	I (m/m)	Φ (mm)
SEP-ESG	A1	78.80	0.005	350	78.80	0.005	350	106.79	0.017	350	106.79	0.017	350	106.78	0.016	350	106.78	0.016	350
	B1	1.97	0.005	150	1.97	0.005	150	1.98	0.014	150	1.98	0.014	150	1.99	0.024	150	1.99	0.024	150
	C1	54.54	0.005	300	54.54	0.005	300	54.78	0.090	250	54.78	0.090	250	54.87	0.063	250	54.87	0.063	250
SEP-DRE	A2	1819.75	0.005	1100	3622.15	0.004	1400	1967.79	0.019	900	3883.82	0.019	1200	1023.71	0.003	900	4417.06	0.041	1300
	B2	85.16	0.005	400	176.11	0.002	500	85.61	0.002	400	179.36	0.002	500	85.81	0.009	300	206.75	0.010	500
	C2	2351.71	0.005	1200	4260.30	0.003	1300	2277.77	0.004	1000	4598.06	0.004	1500	1058.10	0.003	900	5247.77	0.003	1400
UNrst	A	205.40	0.001	700	206.41	0.001	700	202.22	0.033	450	203.54	0.033	450	120.47	0.049	350	119.04	0.049	350
	B	7.26	0.004	150	7.18	0.004	150	7.69	0.014	150	7.53	0.014	150	7.53	0.024	150	7.46	0.024	150
	C	210.97	0.004	500	210.01	0.004	500	214.01	0.099	400	212.77	0.099	400	200.83	0.114	350	206.56	0.114	350
APUesg	A	1.65	0.005	1100	0.02	0.004	1400	1.61	0.019	900	0.50	0.019	1200	0.65	0.003	900	1.60	0.041	1300
	B	0.91	0.005	400	0.91	0.002	500	0.91	0.002	400	0.91	0.002	500	0.90	0.009	300	0.90	0.010	500
	C	0.71	0.005	1200	0.78	0.003	1300	0.94	0.004	1000	0.71	0.004	1500	0.80	0.003	900	0.71	0.003	1400
UNple	A	1851.12	0.002	1300	3564.69	0.002	1700	2038.49	0.029	1100	3631.14	0.020	1400	1442.38	0.036	1000	2923.88	0.023	1200
	B	84.67	0.003	400	115.55	0.005	400	82.84	0.014	400	169.47	0.014	400	83.24	0.024	300	170.91	0.024	400
	C	2526.95	0.005	1300	4985.27	0.007	1600	2632.12	0.024	1200	4821.70	0.016	1500	2291.15	0.027	1100	4614.79	0.017	1500
		Cenário 13			Cenário 14			Cenário 15			Cenário 16			Cenário 17			Cenário 18		
Sistema	Coletor	Q (L/s)	I (m/m)	Φ (mm)	Q (L/s)	I (m/m)	Φ (mm)	Q (L/s)	I (m/m)	Φ (mm)	Q (L/s)	I (m/m)	Φ (mm)	Q (L/s)	I (m/m)	Φ (mm)	Q (L/s)	I (m/m)	Φ (mm)
SEP-ESG	A1	171.80	0.005	450	171.80	0.005	450	232.85	0.017	450	232.85	0.017	450	232.84	0.016	450	232.84	0.016	450
	B1	4.29	0.005	150	4.29	0.005	150	4.33	0.014	150	4.33	0.014	150	4.33	0.024	150	4.33	0.024	150
	C1	118.90	0.005	400	118.90	0.005	400	119.44	0.090	300	119.44	0.090	300	119.65	0.063	300	119.65	0.063	300
SEP-DRE	A2	1819.75	0.005	1100	3622.15	0.004	1400	1967.79	0.019	900	3883.82	0.019	1200	1023.71	0.003	900	4417.06	0.041	1300
	B2	85.16	0.005	400	176.11	0.002	500	85.61	0.002	400	179.36	0.002	500	85.81	0.009	300	206.75	0.010	500
	C2	2351.71	0.005	1200	4260.30	0.003	1300	2277.77	0.004	1000	4598.06	0.004	1500	1058.10	0.003	900	5247.77	0.003	1400
UNrst	A	454.15	0.010	800	456.34	0.010	800	447.20	0.033	700	450.06	0.033	700	266.38	0.049	500	263.21	0.049	500
	B	16.06	0.003	200	15.88	0.003	200	17.01	0.014	150	16.65	0.014	150	16.66	0.024	150	16.50	0.024	150
	C	466.45	0.003	700	464.30	0.003	700	473.26	0.097	500	470.48	0.096	500	444.07	0.112	450	456.72	0.119	500
APUesg	A	3.63	0.005	1100	0.04	0.004	1400	3.54	0.019	900	1.10	0.019	1200	1.44	0.003	900	3.53	0.041	1300
	B	2.00	0.005	400	2.00	0.002	500	2.00	0.002	400	2.00	0.002	500	1.99	0.009	300	1.99	0.010	500
	C	1.57	0.005	1200	1.72	0.003	1300	2.08	0.004	1000	1.57	0.004	1500	1.77	0.003	900	1.57	0.003	1400
UNple	A	1865.81	0.010	1300	3613.44	0.010	1700	2050.93	0.029	1100	3657.38	0.020	1400	1456.40	0.036	1000	2936.41	0.023	1200
	B	86.97	0.006	400	139.66	0.008	400	85.30	0.014	400	172.02	0.014	400	85.65	0.024	400	173.38	0.024	400
	C	2538.62	0.005	1300	4980.22	0.007	1600	2643.46	0.024	1400	4831.22	0.016	1500	2293.69	0.027	1100	4509.72	0.017	1500
		Q - Vazao			I - Declividade			Φ - Diâmetro											

Apêndice E – Velocidades e velocidades críticas

		Cenário 1				Cenário 2				Cenário 3				Cenário 4				Cenário 5				Cenário 6			
Sistema	Coletor	Φ (mm)	V (m/s)	Vc (m/s)	y/D	Φ (mm)	V (m/s)	Vc (m/s)	y/D	Φ (mm)	V (m/s)	Vc (m/s)	y/D	Φ (mm)	V (m/s)	Vc (m/s)	y/D	Φ (mm)	V (m/s)	Vc (m/s)	y/D	Φ (mm)	V (m/s)	Vc (m/s)	y/D
SEP-ESG	A1	200	0.83	4.58	0.71	200	0.83	4.58	0.71	200	1.44	4.37	0.57	200	1.44	4.37	0.57	200	1.42	4.38	0.58	200	1.42	4.38	0.58
	B1	150	0.43	2.80	0.25	150	0.43	2.80	0.25	150	0.61	2.50	0.20	150	0.61	2.50	0.20	150	0.75	2.35	0.17	150	0.75	2.35	0.17
	C1	200	0.77	4.33	0.55	200	0.77	4.33	0.55	150	2.25	3.29	0.37	150	2.25	3.29	0.37	150	1.98	3.41	0.41	150	1.98	3.41	0.41
SEP-DRE	A2	1100	2.57	NA	0.70	1400	2.68	NA	0.82	900	4.33	NA	0.67	1200	5.16	NA	0.63	900	1.83	NA	0.82	1300	7.19	NA	0.47
	B2	400	1.21	NA	0.55	1300	0.44	NA	0.04	400	0.78	NA	0.82	500	1.04	NA	0.82	300	1.47	NA	0.77	500	1.99	NA	0.52
	C2	1200	2.74	NA	0.71	0	0.00	0.00	0.00	1000	0.42	NA	0.04	1500	2.96	NA	0.82	900	1.89	NA	0.82	1400	0.41	NA	0.03
UNrst	A	350	0.67	6.02	0.68	350	0.67	6.03	0.69	250	2.12	4.56	0.46	250	2.12	4.57	0.46	200	2.16	3.98	0.43	200	2.15	3.97	0.42
	B	150	0.51	2.74	0.24	300	1.01	5.51	0.64	150	0.65	2.59	0.21	150	0.64	2.58	0.21	150	0.78	2.42	0.18	150	0.78	2.42	0.18
	C	300	0.90	5.62	0.71	0	0.00	0.00	0.00	250	3.22	4.13	0.35	250	3.21	4.12	0.35	250	3.36	4.00	0.32	250	3.38	4.03	0.33
APUesg	A	800	0.17	0.84	0.01	1400	0.09	1.08	0.00	900	0.17	0.69	0.01	1200	0.37	1.08	0.00	900	0.13	0.84	0.03	1300	0.25	1.08	0.01
	B	300	0.16	1.36	0.03	500	0.06	1.74	0.00	400	0.06	1.08	0.00	500	0.06	1.87	0.00	300	0.13	1.45	0.00	500	0.31	1.81	0.02
	C	300	0.09	0.00	0.01	1300	0.00	0.00	0.00	1000	0.10	0.00	0.01	1500	0.00	0.00	0.00	900	0.11	0.00	0.01	1400	0.00	0.00	0.00
UNple	A	1300	3.30	0.00	0.43	1700	3.89	0.00	0.41	1100	3.21	9.28	0.62	1400	3.00	1.81	0.61	1000	3.17	8.44	0.55	1200	3.79	10.08	0.64
	B	400	0.94	6.53	0.66	400	1.54	6.53	0.65	400	0.99	5.34	0.61	400	1.85	6.53	0.67	300	1.61	5.21	0.67	400	2.08	5.94	0.61
	C	1300	2.67	5.04	0.66	1600	3.65	5.52	0.64	1200	3.30	9.93	0.46	1600	2.60	1.93	0.47	1100	2.09	9.51	0.67	1500	3.84	11.50	0.63
		Cenário 7				Cenário 8				Cenário 9				Cenário 10				Cenário 11				Cenário 12			
Sistema	Coletor	Φ (mm)	V (m/s)	Vc (m/s)	y/D	Φ (mm)	V (m/s)	Vc (m/s)	y/D	Φ (mm)	V (m/s)	Vc (m/s)	y/D	Φ (mm)	V (m/s)	Vc (m/s)	y/D	Φ (mm)	V (m/s)	Vc (m/s)	y/D	Φ (mm)	V (m/s)	Vc (m/s)	y/D
SEP-ESG	A1	350	1.18	5.98	0.65	350	1.18	5.98	0.65	350	2.04	5.68	0.53	350	2.04	5.68	0.53	350	2.01	5.70	0.54	350	2.01	5.70	0.54
	B1	150	0.46	2.97	0.29	150	0.46	2.97	0.29	150	0.67	2.66	0.23	150	0.67	2.66	0.23	150	0.81	2.50	0.20	150	0.81	2.50	0.20
	C1	300	1.07	5.57	0.68	300	1.07	5.57	0.68	250	3.19	4.27	0.38	250	3.19	4.27	0.38	250	2.80	4.43	0.42	250	2.80	4.43	0.42
SEP-DRE	A2	1100	2.57	NA	0.70	1400	2.68	NA	0.82	900	4.33	NA	0.67	1200	5.16	NA	0.63	900	1.83	NA	0.82	1300	7.19	NA	0.47
	B2	400	1.21	NA	0.55	500	1.02	NA	0.82	400	0.78	NA	0.82	500	1.04	NA	0.82	300	1.47	NA	0.77	500	1.99	NA	0.52
	C2	1200	2.74	NA	0.71	1300	0.44	NA	0.04	1000	0.42	NA	0.04	1500	2.96	NA	0.82	900	1.89	NA	0.82	1400	0.41	NA	0.03
UNrst	A	700	0.75	8.48	0.67	700	0.75	8.49	0.67	450	3.06	6.01	0.43	450	3.07	6.01	0.43	350	3.12	5.25	0.42	350	3.11	5.24	0.42
	B	150	0.59	3.92	0.66	150	0.59	3.91	0.65	150	0.98	3.53	0.46	150	0.97	3.52	0.45	150	1.19	3.33	0.39	150	1.19	3.32	0.38
	C	500	1.31	7.31	0.77	500	1.33	7.30	0.75	400	4.67	5.46	0.39	400	4.67	5.46	0.39	350	4.86	5.35	0.44	350	4.89	5.37	0.45
APUesg	A	1100	0.25	0.97	0.05	1400	0.00	1.74	0.00	900	0.35	1.53	0.01	1200	0.27	0.00	0.01	900	0.14	1.60	0.01	1300	0.00	1.81	0.00
	B	400	0.10	1.67	0.00	500	0.23	1.53	0.05	400	0.18	0.84	0.00	500	0.23	1.53	0.05	300	0.33	0.84	0.05	500	0.32	1.53	0.03
	C	1200	0.32	0.00	0.02	1300	0.00	1.18	0.00	1000	0.17	1.18	0.01	1500	0.23	1.18	0.01	900	0.23	1.18	0.02	1400	0.00	1.18	0.00
UNple	A	1300	1.90	1.74	0.67	1700	3.89	1.99	0.42	1100	3.22	9.28	0.62	1400	0.00	1.81	0.00	1000	3.17	8.44	0.38	1200	3.81	10.08	0.48
	B	400	0.94	6.53	0.67	400	1.30	6.53	0.66	400	0.99	5.34	0.62	400	2.22	6.53	0.75	300	1.63	5.21	0.53	400	2.08	5.94	0.00
	C	1300	2.67	1.74	0.66	1600	3.65	1.93	0.64	1200	4.89	9.93	0.46	1500	5.11	11.50	0.50	1100	4.08	9.51	0.75	1500	3.85	11.50	0.50
		Cenário 13				Cenário 14				Cenário 15				Cenário 16				Cenário 17				Cenário 18			
Sistema	Coletor	Φ (mm)	V (m/s)	Vc (m/s)	y/D	Φ (mm)	V (m/s)	Vc (m/s)	y/D	Φ (mm)	V (m/s)	Vc (m/s)	y/D	Φ (mm)	V (m/s)	Vc (m/s)	y/D	Φ (mm)	V (m/s)	Vc (m/s)	y/D	Φ (mm)	V (m/s)	Vc (m/s)	y/D
SEP-ESG	A1	450	1.42	6.88	0.71	450	1.42	6.88	0.71	450	2.47	6.56	0.57	450	2.47	6.56	0.57	450	2.44	6.58	0.58	450	2.44	6.58	0.58
	B1	150	0.57	3.48	0.44	150	0.57	3.48	0.44	150	0.83	3.15	0.34	150	0.83	3.15	0.34	150	1.02	2.97	0.29	150	1.02	2.97	0.29
	C1	400	1.30	6.44	0.68	400	1.30	6.44	0.68	300	3.90	4.96	0.45	300	3.90	4.96	0.45	300	3.41	5.14	0.50	300	3.41	5.14	0.50
SEP-DRE	A2	1100	2.57	NA	0.70	1400	2.68	NA	0.82	900	4.33	NA	0.67	1200	5.16	NA	0.63	900	1.83	NA	0.82	1300	7.19	NA	0.47
	B2	400	1.21	NA	0.55	500	1.02	NA	0.82	400	0.78	NA	0.82	500	1.04	NA	0.82	300	1.47	NA	0.77	500	1.99	NA	0.52
	C2	1200	2.74	NA	0.71	1300	0.44	NA	0.04	1000	0.42	NA	0.04	1500	2.96	NA	0.82	900	1.89	NA	0.82	1400	0.41	NA	0.03
UNrst	A	800	2.37	7.83	0.41	800	2.37	7.84	0.41	700	3.70	6.93	0.35	700	3.71	6.94	0.35	500	3.79	6.08	0.39	500	3.78	6.06	0.38
	B	200	0.61	4.63	0.78	200	0.61	4.63	0.77	150	1.16	4.01	0.77	150	1.16	4.00	0.76	150	1.46	3.86	0.62	150	1.45	3.86	0.61
	C	700	1.57	8.60	0.72	700	1.60	8.57	0.71	500	5.66	6.37	0.44	500	5.64	6.37	0.44	450	5.89	6.22	0.48	500	6.05	6.20	0.41
APUesg	A	1100	0.37	1.67	0.03	1400	0.00	1.74	0.00	900	0.64	2.16	0.03	1200	0.42	0.00	0.01	900	0.26	1.60	0.03	1300	0.00	1.81	0.00
	B	400	0.39	1.18	0.00	500	0.23	1.53	0.05	400	0.27	1.18	0.00	500	0.23	1.53	0.05	300	0.52	0.84	0.10	500	0.50	1.53	0.05
	C	1200	0.22	2.18	0.01	1300	0.00	1.86	0.00	1000	0.31	1.86	0.03	1500	0.23	1.86	0.01	900	0.27	1.18	0.03	1400	0.00	1.74	0.00
UNple	A	1300	3.31	0.00	0.00	1700	3.91	1.99	0.00	1100	3.22	9.28	0.43	1400	3.72	1.81	0.00	1000	5.86	8.23	0.48	1200	3.79	10.29	0.50

B	400	0.98	6.53	0.75	400	1.30	6.53	0.75	400	1.00	5.50	0.40	400	1.89	6.53	0.75	400	2.23	5.29	0.55	400	1.91	6.53	0.75
C	1300	2.67	5.14	0.00	1600	3.65	1.93	0.00	1400	5.00	1.81	0.00	1500	5.00	11.50	0.50	1100	9.28	8.26	0.75	1500	3.82	11.27	0.48

Φ - Diâmetro V - Velocidade Vc - velocidade crítica y/D - Lamina líquida

Apêndice E – Declividades, tensões trativas, profundidades

		Cenário 1			Cenário 2			Cenário 3			Cenário 4			Cenário 5			Cenário 6		
Sistema	Coletor	I (m/m)	σ (Pa)	Prof. (m)	I (m/m)	σ (Pa)	Prof. (m)	I (m/m)	σ (Pa)	Prof. (m)	I (m/m)	σ (Pa)	Prof. (m)	I (m/m)	σ (Pa)	Prof. (m)	I (m/m)	σ (Pa)	Prof. (m)
SEP-ESG	A1	0.005	2.84	6.80	0.005	2.84	6.80	0.017	8.74	1.10	0.017	8.74	1.10	0.016	8.48	1.10	0.016	8.48	1.10
	B1	0.005	1.11	1.26	0.005	1.11	1.26	0.014	2.44	1.05	0.014	2.44	1.05	0.024	3.78	1.05	0.024	3.78	1.05
	C1	0.005	2.50	5.03	0.005	2.50	5.03	0.090	25.76	1.05	0.090	25.76	1.05	0.063	19.36	1.05	0.063	19.36	1.05
SEP-DRE	A2	0.005	NA	2.98	0.004	NA	2.75	0.019	NA	1.75	0.019	NA	2.20	0.003	NA	1.75	0.041	NA	2.35
	B2	0.005	NA	1.12	0.003	NA	2.60	0.002	NA	1.00	0.002	NA	1.15	0.009	NA	0.85	0.010	NA	1.15
	C2	0.005	NA	2.78	0.000	0.00	0.00	0.004	NA	1.90	0.004	NA	2.65	0.003	NA	1.75	0.003	NA	2.50
UNrst	A	0.002	1.56	4.04	0.002	1.55	4.12	0.033	18.31	1.15	0.033	18.29	1.15	0.049	20.63	1.10	0.049	20.53	1.10
	B	0.007	1.51	1.46	0.005	3.67	4.38	0.014	2.47	1.05	0.014	2.47	1.05	0.024	3.82	1.05	0.024	3.82	1.05
	C	0.003	2.90	4.32	0.000	0.00	0.00	0.099	44.62	1.15	0.099	44.53	1.15	0.117	49.53	1.15	0.117	50.14	1.15
UNple	A	0.010	0.88	4.76	0.010	1.15	4.70	0.029	70.84	2.14	0.012	0.82	2.64	0.037	73.87	2.02	0.023	65.66	2.31
	B	0.003	3.39	1.92	0.008	6.11	1.16	0.014	11.27	1.00	0.014	16.83	1.07	0.024	18.26	0.93	0.024	24.41	1.00
	C	0.005	0.40	5.07	0.007	0.73	4.45	0.024	68.36	2.20	0.016	1.72	2.80	0.027	68.74	1.38	0.017	62.96	1.86
APUesg	A	0.005	0.26	1.60	0.004	0.35	2.75	0.019	1.12	1.75	0.019	1.49	2.20	0.003	0.38	1.75	0.041	3.53	2.35
	B	0.005	0.20	0.87	0.002	0.07	1.17	0.002	0.02	1.00	0.002	0.07	1.15	0.009	0.18	0.85	0.010	0.34	1.15
	C	0.005	0.10	0.87	0.003	0.29	2.60	0.004	0.13	1.90	0.004	0.42	2.65	0.003	0.20	1.75	0.003	0.32	2.50
		Cenário 7			Cenário 8			Cenário 9			Cenário 10			Cenário 11			Cenário 12		
Sistema	Coletor	I (m/m)	σ (Pa)	Prof. (m)	I (m/m)	σ (Pa)	Prof. (m)	I (m/m)	σ (Pa)	Prof. (m)	I (m/m)	σ (Pa)	Prof. (m)	I (m/m)	σ (Pa)	Prof. (m)	I (m/m)	σ (Pa)	Prof. (m)
SEP-ESG	A1	0.005	4.78	6.95	0.005	4.78	6.95	0.017	14.62	1.25	0.017	14.62	1.25	0.016	14.18	1.25	0.016	14.18	1.25
	B1	0.005	1.16	1.26	0.005	1.16	1.26	0.014	2.56	1.05	0.014	2.56	1.05	0.024	3.96	1.05	0.024	3.96	1.05
	C1	0.005	4.16	5.13	0.005	4.16	5.13	0.090	43.09	1.15	0.090	43.09	1.15	0.063	32.41	1.15	0.063	32.41	1.15
SEP-DRE	A2	0.005	NA	2.98	0.004	NA	2.75	0.019	NA	1.75	0.019	NA	2.20	0.003	NA	1.75	0.041	NA	2.35
	B2	0.005	NA	1.12	0.002	NA	1.17	0.002	NA	1.00	0.002	NA	1.15	0.009	NA	0.85	0.010	NA	1.15
	C2	0.005	NA	2.78	0.003	NA	2.60	0.004	NA	1.90	0.004	NA	2.65	0.003	NA	1.75	0.003	NA	2.50
UNrst	A	0.001	1.54	3.07	0.001	1.54	3.08	0.033	31.54	1.35	0.033	31.62	1.35	0.049	35.73	1.25	0.049	35.56	1.25
	B	0.004	1.58	1.15	0.004	1.58	1.15	0.014	4.59	1.05	0.014	4.55	1.05	0.024	7.10	1.05	0.024	7.07	1.05
	C	0.004	5.19	3.06	0.004	5.38	3.09	0.099	78.09	1.30	0.099	77.90	1.30	0.114	85.83	1.25	0.114	86.81	1.25
UNple	A	0.002	0.88	4.34	0.002	1.15	4.58	0.029	70.62	2.14	0.020	1.82	2.47	0.036	73.59	2.02	0.023	65.52	2.31
	B	0.003	3.37	1.70	0.005	6.49	1.13	0.014	11.27	1.00	0.014	16.83	1.07	0.024	18.26	0.93	0.024	24.45	1.00
	C	0.005	0.40	4.46	0.007	0.73	4.42	0.024	68.22	2.20	0.016	61.09	2.65	0.027	68.62	1.38	0.017	62.93	1.86
APUesg	A	0.005	0.73	2.98	0.004	0.35	2.75	0.019	1.12	1.75	0.019	0.75	2.20	0.003	0.19	1.75	0.041	3.53	2.35
	B	0.005	0.13	1.12	0.002	0.14	1.17	0.002	0.22	1.00	0.002	0.15	1.15	0.009	0.88	0.85	0.010	0.68	1.15
	C	0.005	0.40	2.78	0.003	0.29	2.60	0.004	0.26	1.90	0.004	0.21	2.65	0.003	0.20	1.75	0.003	0.32	2.50
		Cenário 13			Cenário 14			Cenário 15			Cenário 16			Cenário 17			Cenário 18		
Sistema	Coletor	I (m/m)	σ (Pa)	Prof. (m)	I (m/m)	σ (Pa)	Prof. (m)	I (m/m)	σ (Pa)	Prof. (m)	I (m/m)	σ (Pa)	Prof. (m)	I (m/m)	σ (Pa)	Prof. (m)	I (m/m)	σ (Pa)	Prof. (m)
SEP-ESG	A1	0.005	6.37	7.05	0.005	6.37	7.05	0.017	19.56	1.35	0.017	19.56	1.35	0.016	18.96	1.35	0.016	18.96	1.35
	B1	0.005	1.60	1.26	0.005	1.60	1.26	0.014	3.58	1.05	0.014	3.58	1.05	0.024	5.57	1.05	0.024	5.57	1.05
	C1	0.005	5.56	5.25	0.005	5.56	5.25	0.090	58.24	1.20	0.090	58.24	1.20	0.063	43.68	1.20	0.063	43.68	1.20
SEP-DRE	A2	0.005	NA	2.98	0.004	NA	2.75	0.019	NA	1.75	0.019	NA	2.20	0.003	NA	1.75	0.041	NA	2.35
	B2	0.005	NA	1.12	0.002	NA	1.17	0.002	NA	1.00	0.002	NA	1.15	0.009	NA	0.85	0.010	NA	1.15
	C2	0.005	NA	2.78	0.003	NA	2.60	0.004	NA	1.90	0.004	NA	2.65	0.003	NA	1.75	0.003	NA	2.50
UNrst	A	0.010	15.74	2.68	0.010	15.78	2.71	0.033	41.81	1.60	0.033	41.93	1.60	0.049	47.82	1.40	0.049	47.58	1.40
	B	0.003	1.55	1.13	0.003	1.55	1.13	0.014	6.10	1.05	0.014	6.07	1.05	0.024	9.69	1.05	0.024	9.66	1.05
	C	0.003	6.64	2.69	0.003	6.90	2.59	0.097	103.6	1.45	0.096	102.8	1.40	0.112	114.20	1.35	0.119	120.1	1.45

								6			0						9		
UNple	A	0.010	0.88	4.10	0.010	1.15	4.48	0.029	70.35	2.13	0.020	1.81	2.47	0.036	94.62	1.70	0.023	68.04	2.31
	B	0.006	3.73	1.46	0.008	6.47	1.15	0.014	11.95	1.00	0.014	16.83	1.07	0.024	19.40	1.20	0.024	29.46	1.10
	C	0.005	0.40	4.46	0.007	0.73	4.32	0.024	2.25	2.50	0.016	61.01	2.65	0.027	246.91	1.90	0.017	61.37	1.86
APUesg	A	0.005	0.73	2.98	0.004	0.35	2.75	0.019	2.24	1.75	0.019	1.49	2.20	0.003	0.38	1.75	0.041	3.53	2.35
	B	0.005	0.65	1.12	0.002	0.35	1.17	0.002	0.30	1.00	0.002	0.37	1.15	0.009	1.21	0.85	0.010	0.68	1.15
	C	0.005	0.40	2.78	0.003	0.29	2.60	0.004	0.52	1.90	0.004	0.42	2.65	0.003	0.41	1.75	0.003	0.32	2.50

I - Declividade

 σ - Tensao trativaProf. -
Profundidad
e

Apêndice F – Quantitativos

Apêndice F – Quantitativos

Descrição	Item	Unid	Sistema separador: Esgoto Sanitário								
			T1			T2			T3		
			P1	P2	P3	P1	P2	P3	P1	P2	P3
			Cenários 1 e 2	Cenários 7 e 8	Cenários 13 e 14	Cenários 3 e 4	Cenários 9 e 10	Cenários 15 e 16	Cenários 5 e 6	Cenários 11 e 12	Cenários 17 e 18
Tubulação	MBV DN 150	m	11 318,49	9 749,77	9 312,92	11 511,93	10 156,17	9 549,68	11 511,14	10 330,26	9 722,86
	MBV DN 200	m	45,32	488,33	322,95	0,00	727,18	606,49	0,00	746,60	607,40
	MBV DN 250	m	839,73	892,52	456,48	639,13	404,78	197,12	639,13	188,24	111,15
	MBV DN 300	m	62,52	208,71	308,13	0,00	245,11	816,86	0,00	245,11	767,91
	MBV DN 350	m	0,00	0,00	621,74	0,00	49,07	62,20	0,00	49,07	0,00
	MBV DN 400	m	0,00	308,91	296,27	0,00	0,00	279,58	0,00	0,00	279,58
	Conc. DN 450	m	0,00	555,30	20,84	0,00	568,75	0,00	0,00	568,75	0,00
	Conc. DN 600	m	0,00	62,52	619,15	0,00	0,00	639,13	0,00	0,00	639,13
	Conc. DN 700	m	0,00	0,00	245,06	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Conc. DN 800	m	0,00	0,00	62,52	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
Totais de Tubulação			12 266,06	12 266,06	12 266,06	12 151,06	12 151,06	12 151,06	12 150,27	12 128,03	12 128,03
PV Tipo II (profundidade)	1.0 a 1.3 m	un	110	112	114	151	149	146	0	145	144
	1.3 a 1.6 m	un	12	18	18	8	10	13	151	12	13
	1.6 a 1.9 m	un	7	7	6	3	3	2	5	3	2
	1.9 a 2.2 m	un	6	3	2	3	2	3	1	0	1
	2.2 a 2.5 m	un	4	13	11	3	3	2	2	2	1
	2.5 a 2.8 m	un	1	6	12	1	1	2	1	1	2
PV Tipo III (profundidade)	2.8 a 3.2 m	un	0	0	0	0	2	2	3	2	2
	3.2 a 3.6 m	un	8	9	9	2	2	1	3	2	2
	3.6 a 4.0 m	un	24	6	2	1	0	1	0	0	0
	4.0 a 4.4 m	un	2	0	0	0	0	0	2	1	1
	4.8 a 5.2 m	un	0	0	0	0	0	0	1	1	1
Totais de PV			174	174	174	172	172	172	169	169	169
Locacao a Nivelamento Tubos		m	12 266,06	12 266,06	12 266,06	12 151,06	12 151,06	12 151,06	12 150,27	12 128,03	12 128,03
Cadastro Tecnico da Obra		m	12 266,06	12 266,06	12 266,06	12 151,06	12 151,06	12 151,06	12 150,27	12 128,03	12 128,03
Escavacao na Rede	Ate 1.5 m	m3	12 314,88	12 620,85	13 051,47	11 003,90	11 431,41	11 945,60	11 064,62	11 392,70	11 923,57
	1.5 a 3.0 m	m3	3 141,27	2 958,41	3 254,79	502,58	630,17	762,90	810,74	666,73	763,66
	3.0 a 4.5 m	m3	1 477,52	582,58	423,41	28,36	30,02	61,47	249,71	186,03	217,77
	4.5 a 6.0 m	m3	18,87	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	24,15	24,25	37,93
Escavacao nos PVs	Ate 1.5 m	m3	1 250,52	1 264,08	1 260,90	1 294,76	1 287,38	1 283,75	1 279,13	1 281,72	1 278,45
	1.5 a 3.0 m	m3	192,93	180,23	185,76	57,59	58,45	58,42	53,66	48,60	48,90
	3.0 a 4.5 m	m3	112,04	60,21	42,63	6,38	10,89	12,62	26,73	19,03	20,31
	4.5 a 6.0 m	m3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	3,72	4,35	5,10
Totais de escavação			18 508,03	17 666,36	18 218,96	12 893,57	13 448,32	14 124,76	13 512,46	13 623,41	14 295,69
Escoramento (acima de 1.3	Rede	m2	21 842,16	18 924,49	18 272,11	5 118,16	6 223,04	6 834,18	6 243,18	6 861,22	7 250,76
	PVs	m2	5 152,79	4 973,37	4 975,84	4 293,62	4 331,74	4 383,77	4 357,29	4 344,10	4 395,94
Totais escoramento			26 994,95	23 897,86	23 247,95	9 411,78	10 554,78	11 217,95	10 600,47	11 205,32	11 646,70
Botafora c/ empolamento	Rede	m3	7 061,01	7 692,24	8 609,45	6 664,72	7 153,18	7 768,97	6 706,97	7 119,43	7 711,97
	PVs	m3	763,27	729,56	761,57	603,22	615,93	630,89	617,59	618,38	631,31
Regularizacao Fundo de Valas		m3	969,08	1 003,23	1 098,34	921,94	953,16	1 010,56	927,63	951,83	1 007,33
Aterro com Areia		m3	2 277,22	2 553,48	2 936,32	2 126,08	2 331,24	2 586,55	2 141,52	2 315,84	2 560,66
Reaterro Adensamento		m3	2 907,25	2 972,62	3 066,27	2 765,82	2 836,51	2 912,52	2 782,89	2 832,90	2 905,15
Aterro com Po de Pedra		m3	2 428,81	2 472,39	2 534,82	2 329,92	2 377,05	2 427,73	2 341,27	2 373,72	2 421,89
Total Reaterro Apiloado Valas		m3	12 489,36	11 188,05	11 010,49	7 302,83	7 472,07	7 663,32	7 878,20	7 671,23	7 877,79
Reposicao Pavimentacao		m2	12 144,04	12 361,93	12 674,11	11 649,62	11 885,25	12 138,63	11 706,35	11 868,62	12 109,43

Apêndice F – Quantitativos

Descrição	Item	Unid	Sistema separador - Drenagem Pluvial					
			T1		T2		T3	
			I(TR)1	I(TR)2	I(TR)1	I(TR)2	I(TR)1	I(TR)2
			Cenários 1, 7 e 13	Cenários 2, 8 e 14	Cenários 3, 9 e 15	Cenários 4, 10 e 16	Cenários 5, 11 e 17	Cenários 6, 12 e 18
Tubulação	Conc. DN 300	m	4 779,62	3 361,42	3 123,58	4 530,35	3 713,70	4 418,20
	Conc. DN 400	m	1 297,34	2 573,11	861,57	864,46	912,00	752,10
	Conc. DN 500	m	680,01	1 163,13	812,00	815,95	761,90	867,60
	Conc. DN 600	m	1 101,11	605,83	1 036,49	654,66	756,60	730,20
	Conc. DN 700	m	872,68	811,28	533,26	569,82	437,70	338,00
	Conc. DN 800	m	361,11	646,58	326,83	572,35	294,00	434,20
	Conc. DN 900	m	452,15	849,40	472,30	749,79	36,60	547,10
	Conc. DN 1000	m	13,11	267,79	19,57	212,63	13,10	425,30
	Conc. DN 1100	m	58,54	545,97	0,00	528,27	6,40	125,00
	Conc. DN 1200	m	6,46	0,00	0,00	58,54	0,00	370,10
	Conc. DN 1300	m	0,00	19,57	0,00	13,11	0,00	58,50
	Conc. DN 1400	m	0,00	60,68	0,00	2,35	0,00	19,50
Conc. DN 1500	m	0,00	0,00	0,00	6,46	0,00	0,00	
Totais de Tubulação			9 622,13	10 904,76	7 185,60	9 578,74	6 932,00	9 085,80
PV Tipo II (profundidade)	0.7 a 1.0 m	un	76	92	19	57	26	52
	1.0 a 1.3 m	un	64	100	10	9	6	1
	1.3 a 1.6 m	un	30	59	60	65	68	54
	1.6 a 1.9 m	un	17	30	26	32	22	33
	1.9 a 2.2 m	un	6	19	18	31	19	17
	2.2 a 2.5 m	un	6	11	3	12	4	16
	2.5 a 2.8 m	un	4	4	2	12	1	11
PV Tipo III (profundidade)	2.8 a 3.2 m	un	5	8	1	4	0	3
	3.2 a 3.6 m	un	0	0	1	2	0	2
	3.6 a 4.0 m	un	0	0	0	1	0	0
Totais de PV			208	323	140	225	146	189
Locacao e Nivelamento Tubos		m	9 622,13	10 904,76	7 185,60	9 578,74	6 932,00	9 085,80
Cadastro Tecnico da Obra		m	9 622,13	10 904,76	7 185,60	9 578,74	6 932,00	9 085,80
Escavação								
Escavacao na Rede		m3	14 277,83	18 052,62	11 385,81	17 118,13	9 800,52	17 142,70
Escavacao nos PVs		m3	1 455,02	2 194,21	1 121,61	1 807,04	1 070,40	1 677,89
Totais de escavação			15 732,85	20 246,82	12 507,42	18 925,16	10 870,93	18 820,60
Escoramento (acima de 1,3	Rede	m2	13 696,26	17 764,50	13 585,59	19 054,32	11 325,29	18 626,63
	PVs	m2	1 538,78	3 006,95	2 120,70	3 448,35	2 081,49	3 156,25
Totais escoramento			15 235,04	20 771,44	15 706,29	22 502,68	13 406,78	21 782,88
Botafora c/ empolamento	Valas	m3	13 799,77	18 205,13	10 702,84	15 883,75	9 189,38	15 342,09
	PVs	m3	820,51	1 277,01	597,20	944,78	571,32	855,09
Regularizacao Fundo de Valas		m3	1 025,49	1 251,01	777,68	1 088,46	711,42	1 037,03
Aterro com Areia		m3	5 272,05	6 964,13	4 057,27	6 030,02	3 491,01	5 804,23
Reaterro Adensamento		m3	3 076,48	3 753,02	2 333,03	3 265,38	2 134,27	3 111,08
Aterro com Po de Pedra		m3	2 050,99	2 502,01	1 555,35	2 176,92	1 422,85	2 074,05
Total Reaterro Apiloado Valas		m3	4 761,41	5 263,28	4 098,71	6 369,82	3 551,30	6 943,43
Reposicao Pavimentacao		m2	12 760,12	15 414,01	9 599,45	13 293,56	8 882,35	12 615,92
Outros								
Construção de Sarjetas		m	25 851,95	25 860,66	25 855,30	25 753,10	25 856,30	25 750,10
Boca de Lobo	C/ Grelha	un	455	741	408	681	420	650
Ferro Fundido	C/ Abertura	un	1	2	1	2	1	3

Apêndice F – Quantitativos

Descrição	Item	Unid	Sistema Unitário: Capacidade Restrita																	
			T1						T2						T3					
			I(TR)1			I(TR)2			I(TR)1			I(TR)2			I(TR)1			I(TR)2		
			P1	P2	P3	P1	P2	P3	P1	P2	P3	P1	P2	P3	P1	P2	P3	P1	P2	P3
Cen 1	Cen 7	Cen 13	Cen 2	Cen 8	Cen 14	Cen 3	Cen 9	Cen 15	Cen 4	Cen 10	Cen 16	Cen 5	Cen 11	Cen 17	Cen 6	Cen 12	Cen 18			
Tubulação	MBV DN 150	m	10 824,00	9 641,36	6 959,17	11 027,90	9 795,25	7 414,45	10 996,68	9 450,92	9 213,01	11 222,01	9 450,92	9 475,68	11 572,55	10 500,63	9 670,57	11 691,62	10 545,39	9 749,28
	MBV DN 200	m	1 083,00	412,62	2 622,85	1 033,65	410,42	2 321,46	782,36	910,59	237,91	826,07	910,59	237,91	872,71	483,90	830,06	872,66	558,21	796,11
	MBV DN 250	m	670,00	404,11	314,74	671,08	404,11	312,54	468,46	400,91	269,49	461,79	400,91	197,59	71,01	1 007,28	483,90	71,02	565,66	470,21
	MBV DN 300	m	62,00	658,79	225,85	58,17	647,16	225,85	0,00	272,36	766,22	0,00	272,36	831,04	0,00	69,59	32,52	0,00	91,95	120,52
	MBV DN 350	m	61,00	387,74	579,93	60,71	399,36	460,81	0,00	744,26	426,08	0,00	744,26	395,82	0,00	404,18	974,76	0,00	823,39	555,50
	MBV DN 400	m	0,00	492,33	242,87	0,00	589,03	362,00	0,00	132,33	46,32	0,00	132,33	546,70	0,00	50,69	89,91	0,00	50,70	69,59
	Conc. DN 400	m	0,00	532,92	246,15	0,00	435,98	246,15	0,00	336,13	194,72	0,00	336,13	142,04	0,00	0,00	383,86	0,00	0,00	13,11
	Conc. DN 450	m	0,00	113,46	345,58	0,00	109,49	345,56	0,00	0,00	687,36	0,00	0,00	305,05	0,00	0,00	50,69	0,00	0,00	810,28
	Conc. DN 600	m	0,00	60,71	661,45	0,00	60,71	841,72	0,00	0,00	175,93	0,00	0,00	154,22	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	50,70
	Conc. DN 700	m	0,00	0,00	444,74	0,00	0,00	260,26	0,00	0,00	230,46	0,00	0,00	223,82	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Conc. DN 800	m	0,00	0,00	60,71	0,00	0,00	60,71	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
Totais de Tubulação			12 700,00	12 704,04	12 704,04	12 851,51	12 851,51	12 851,51	12 247,50	12 247,50	12 247,50	12 509,87	12 247,50	12 509,87	12 516,27	12 516,27	12 516,27	12 635,30	12 635,30	12 635,30
PV Tipo II (profundidade)	1.0 a 1.3 m	un	202	235	254	277	333	357	248	244	231	287	244	277	226	226	213	314	312	291
	1.3 a 1.6 m	un	44	42	21	72	53	30	4	8	22	5	8	19	5	5	18	6	8	28
	1.6 a 1.9 m	un	20	4	6	28	8	7	2	3	3	5	3	6	1	1	5	1	1	1
	1.9 a 2.2 m	un	10	2	2	15	5	5	3	3	3	3	3	6	3	4	4	2	3	4
	2.2 a 2.5 m	un	5	1	2	5	1	3	2	1	4	2	1	3	3	1	1	3	1	1
	2.5 a 2.8 m	un	3	3	10	3	5	12	1	5	2	5	5	3	1	3	0	1	3	3
PV Tipo III (profundidade)	2.8 a 3.2 m	un	2	10	10	3	11	14	6	2	3	8	2	3	2	1	0	2	1	1
	3.2 a 3.6 m	un	3	10	14	5	12	17	7	5	3	4	5	2	0	0	0	0	0	0
	3.6 a 4.0 m	un	5	19	9	6	23	9	1	2	3	0	2	0	0	0	0	0	0	0
	4.0 a 4.4 m	un	13	3	1	13	3	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
	4.4 a 4.8 m	un	20	0	0	19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	4.8 a 5.2 m	un	2	0	0	8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totais de PV			329	329	329	454	454	454	274	274	274	319	274	319	241	241	241	329	329	329
Locacao a Nivelamento Tubos	m	12 700,00	12 704,04	12 704,04	12 851,51	12 851,51	12 851,51	12 247,50	12 247,50	12 247,50	12 509,87	12 247,50	12 509,87	12 516,27	12 516,27	12 516,27	12 635,30	12 635,30	12 635,30	
Cadastro Técnico da Obra	m	12 700,00	12 704,04	12 704,04	12 851,51	12 851,51	12 851,51	12 247,50	12 247,50	12 247,50	12 509,87	12 247,50	12 509,87	12 516,27	12 516,27	12 516,27	12 635,30	12 635,30	12 635,30	
Escavacao na Rede	Ate 1.5 m	m3	13 464,40	13 532,51	14 118,22	13 609,67	13 691,41	14 224,12	11 370,19	11 919,88	12 579,41	11 490,87	11 919,88	12 589,49	11 182,81	11 526,72	12 062,91	11 278,04	11 731,92	12 320,40
	1.5 a 3.0 m	m3	3 302,17	2 847,20	3 110,05	3 324,83	2 876,40	3 101,60	1 190,00	1 181,67	1 328,73	919,96	1 181,67	885,90	274,89	272,87	298,05	259,44	267,69	308,76
	3.0 a 4.5 m	m3	2 043,38	947,84	582,82	2 035,37	975,86	547,50	422,64	214,45	196,43	59,47	214,45	73,43	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	4.5 a 6.0 m	m3	158,19	0,00	0,00	182,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Escavacao nos PVs	Ate 1.5 m	m3	1 793,98	1 832,93	1 805,70	2 507,47	2 541,71	2 501,99	1 520,11	1 528,15	1 513,12	1 785,95	1 528,15	1 786,32	1 744,82	1 743,09	1 735,27	1 865,40	1 864,75	1 851,63
	1.5 a 3.0 m	m3	298,70	214,99	234,19	377,61	271,53	294,17	86,26	90,05	98,02	121,52	90,05	96,74	49,95	51,63	57,36	45,99	48,06	58,56
	3.0 a 4.5 m	m3	154,80	127,27	83,06	179,57	148,38	89,98	47,85	33,68	30,71	15,61	33,68	13,89	3,33	3,33	0,00	3,33	3,33	0,00
	4.5 a 6.0 m	m3	35,57	0,00	0,00	44,28	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Totais de escavação			21 251,19	19 502,74	19 934,04	22 261,00	20 505,29	20 759,36	14 637,05	14 967,88	15 746,42	14 393,38	14 967,88	15 445,77	13 255,80	13 597,64	14 153,59	13 452,20	13 915,75	14 539,35
Escoramento (acima de 1.3)	Rede	m2	30 499,60	19 918,77	16 482,85	30 980,49	21 180,80	17 171,16	9 207,32	9 320,24	10 341,28	7 823,82	9 320,24	7 676,84	4 008,57	4 184,38	5 659,99	3 938,54	4 261,02	6 858,27
	PVs	m2	7 612,23	7 180,34	7 106,08	10 257,91	9 714,48	9 594,51	5 316,38	5 330,85	5 381,58	6 120,52	5 330,85	6 162,28	5 678,27	5 716,08	5 770,80	6 045,64	6 100,71	6 163,84
Totais escoramento			38 111,83	27 099,11	23 588,93	41 238,40	30 895,28	26 765,67	14 523,70	14 651,09	15 722,86	13 944,34	14 651,09	13 839,12	9 686,84	9 900,46	11 430,79	9 984,18	10 361,73	13 022,11
Botafora c/ empolamento	Rede	m3	7 434,04	8 317,23	9 695,20	7 505,67	8 379,08	9 690,64	6 830,72	7 472,65	8 349,87	6 930,93	7 472,65	8 320,53	6 813,47	7 152,81	7 695,62	6 874,96	7 317,32	7 934,23
	PVs	m3	1 140,51	1 119,76	1 127,74	1 525,78	1 494,15	1 498,48	756,95	767,02	786,78	863,84	767,02	885,84	794,47	800,77	810,91	845,65	855,16	867,09
Regularizacao Fundo de Valas	m3	1 013,51	1 060,01	1 201,84	1 024,13	1 068,86	1 202,54	941,53	975,27	1 060,75	955,56	975,27	1 058,04	945,47	963,28	1 003,21	954,07	977,49	1 029,52	
Aterro com Areia	m3	2 409,54	2 792,17	3 365,34	2 430,95	2 810,16	3 356,10	2 187,90	2 460,25	2 820,99	2 217,88	2 460,25	2 792,79	2 169,32	2 311,93	2 534,36	2 188,72	2 372,83	2 625,34	
Reaterro Adensamento	m3	3 040,52	3 126,38	3 273,70	3 072,40	3 157,07	3 297,48	2 824,60	2 911,70	3 013,13	2 866,67	2 911,70	3 045,24	2 836,41	2 889,85	2 964,54	2 862,21	2 930,44	3 011,31	
Aterro com Po de Pedra	m3	2 535,01	2 592,42	2 690,63	2 562,32	2 618,78	2 712,38	2 372,97	2 431,03	2 498,65	2 411,51	2 431,03	2 530,55	2 391,59	2 427,22	2 477,01	2 413,55	2 459,04	2 512,95	
Total Reaterro Apiloado Valas	m3	14 655,39	12 243,53	11 608,70	15 313,74	12 910,50	12 152,33	8 800,38	8 629,67	8 718,23	8 397,40	8 629,67	8 363,94	7 403,53	7 479,49	7 610,11	7 513,26	7 629,22	7 769,10	
Reposicao Pavimentacao	m2	12 675,05	12 962,09	13 453,15	12 811,62	13 093,88	13 561,92	11 864,84	12 155,17	12 493,27	12 057,55	12 155,17	12 652,76	11 957,94	12 136,08	12 385,06	12 067,76	12 295,18	12 564,76	
Metragem de Construção de			25 851,95	25 851,95	25 851,95	25 860,66	25 860,66	25 860,66	25 855,30	25 855,30	25 855,30	25 753,10	25 753,10	25 753,10	25 856,30	25 856,30	25 856,30	25 750,10	25 750,10	25 750,10
Boca de Lobo Ferro Fundido	Com Grelha	un	455	455	455	741	741	741	408	408	408	681	681	681	420	420	420	650	650	650
	Sem Grelha	un	1	1	1	2	2	2	1	1	1	2	2	2	1	1	1	3	3	3

Apêndice G – Custos

Apêndice G - Custos

Descrição	Item	Referência SCO	Valor Unitário (R\$)	Sistema separador: Esgoto Sanitário								
				T1			T2			T3		
				P1	P2	P3	P1	P2	P3	P1	P2	P3
				Cenários 1 e 2 (R\$)	Cenários 7 e 8 (R\$)	Cenários 13 e 14 (R\$)	Cenários 3 e 4 (R\$)	Cenários 9 e 10 (R\$)	Cenários 15 e 16 (R\$)	Cenários 5 e 6 (R\$)	Cenários 11 e 12 (R\$)	Cenários 17 e 18 (R\$)
Tubulação	MBV DN 150	DR 05.30.0100	28,03	317 257,27	273 286,05	261 041,15	322 679,40	284 677,45	267 677,53	322 657,25	289 557,19	272 531,77
	MBV DN 200	DR 05.30.0150	37,58	1 703,13	18 351,44	12 136,46	0,00	27 327,42	22 791,89	0,00	28 057,23	22 826,09
	MBV DN 250	DR 05.30.0200	63,19	53 062,54	56 398,34	28 844,97	40 386,62	25 578,05	12 456,01	40 386,62	11 894,89	7 023,57
	MBV DN 300	DR 05.30.0250	99,27	6 206,36	20 718,64	30 588,07	0,00	24 332,07	81 089,69	0,00	24 332,07	76 230,43
	MBV DN 350	DR 05.30.0250	99,27	0,00	0,00	61 720,13	0,00	4 871,18	6 174,59	0,00	4 871,18	0,00
	MBV DN 400	DR 05.30.0250	99,27	0,00	30 665,50	29 410,72	0,00	0,00	27 753,91	0,00	0,00	27 753,91
	Conc. DN 450	DR 05.15.0150	88,58	0,00	49 188,47	1 846,01	0,00	50 379,88	0,00	0,00	50 379,88	0,00
	Conc. DN 600	DR 05.15.0200	105,07	0,00	6 568,98	65 054,09	0,00	0,00	67 153,39	0,00	0,00	67 153,39
	Conc. DN 700	DR 05.20.0200	198,06	0,00	0,00	48 536,58	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Conc. DN 800	DR 05.20.0250	181,87	0,00	0,00	11 370,51	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
Totais de Tubulação				378 229,30	455 177,42	550 548,69	363 066,02	417 166,04	485 097,02	363 043,88	409 092,43	67 153,39
PV Tipo II (profundidade)	1.0 a 1.3 m	DR 20.10.0056	1 582,01	174 021,10	177 185,12	180 349,14	238 883,51	235 719,49	230 973,46	0,00	229 391,45	227 809,44
	1.3 a 1.6 m	DR 20.10.0056	1 582,01	18 984,12	28 476,18	28 476,18	12 656,08	15 820,10	20 566,13	238 883,51	18 984,12	20 566,13
	1.6 a 1.9 m	DR 20.10.0059	1 844,98	12 914,86	12 914,86	11 069,88	5 534,94	5 534,94	3 689,96	9 224,90	5 534,94	3 689,96
	1.9 a 2.2 m	DR 20.10.0065	2 156,10	12 936,60	6 468,30	4 312,20	6 468,30	4 312,20	6 468,30	2 156,10	0,00	2 156,10
	2.2 a 2.5 m	DR 20.10.0068	2 764,97	11 059,88	35 944,61	30 414,67	8 294,91	8 294,91	5 529,94	5 529,94	5 529,94	2 764,97
PV Tipo III (profundidade)	2.5 a 2.8 m	DR 20.10.0072	3 744,62	3 744,62	22 467,72	44 935,44	3 744,62	3 744,62	7 489,24	3 744,62	3 744,62	7 489,24
	2.8 a 3.2 m	Extrapolado	4 516,60	0,00	0,00	0,00	0,00	9 033,20	9 033,20	13 549,80	9 033,20	9 033,20
	3.2 a 3.6 m	Extrapolado	5 293,48	42 347,84	47 641,32	47 641,32	10 586,96	10 586,96	5 293,48	15 880,44	10 586,96	10 586,96
	3.6 a 4.0 m	Extrapolado	6 070,36	145 688,64	36 422,16	12 140,72	6 070,36	0,00	6 070,36	0,00	0,00	0,00
	4.0 a 4.4 m	Extrapolado	6 847,24	13 694,48	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	13 694,48	6 847,24	6 847,24
4.4 a 5.2 m	Extrapolado	8 401,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	8 401,00	8 401,00	8 401,00	
Totais de PV				435 392,14	367 520,27	359 339,55	292 239,68	293 046,42	295 114,07	311 064,79	298 053,47	299 344,24
Locacao a Nivelamento Tubos		MOI003400	1,47	18 031,11	18 031,11	18 031,11	17 862,06	17 862,06	17 862,06	17 860,90	17 828,20	17 828,20
Cadastro Tecnico da Obra		MOI003400	1,47	18 031,11	18 031,11	18 031,11	17 862,06	17 862,06	17 862,06	17 860,90	17 828,20	17 828,20
Totais Nivelamento a Cadastro				36 062,22	36 062,22	36 062,22	35 724,12	35 724,12	35 724,12	35 721,79	35 656,41	35 656,41
Escavacao na Rede	Ate 1.5 m	MT 10.05.0050	3,87	47 658,59	48 842,69	50 509,19	42 585,09	44 239,56	46 229,47	42 820,08	44 089,75	46 144,22
	1.5 a 3.0 m	MT 10.05.0050	3,87	12 156,71	11 449,05	12 596,04	1 944,98	2 438,76	2 952,42	3 137,56	2 580,25	2 955,36
	3.0 a 4.5 m	MT 10.05.0050	3,87	5 718,00	2 254,58	1 638,60	109,75	116,18	237,89	966,38	719,94	842,77
	4.5 a 6.0 m	MT 10.05.0050	3,87	73,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	93,46	93,85	146,79
Escavacao nos PVs	Ate 1.5 m	MT 10.05.0050	3,87	4 839,51	4 891,99	4 879,68	5 010,72	4 982,16	4 968,11	4 950,23	4 960,26	4 947,60
	1.5 a 3.0 m	MT 10.05.0050	3,87	746,64	697,49	718,89	222,87	226,20	226,09	207,66	188,08	189,24
	3.0 a 4.5 m	MT 10.05.0050	3,87	433,59	233,01	164,98	24,69	42,14	48,84	103,45	73,65	78,60
	4.5 a 6.0 m	MT 10.05.0050	3,87	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	14,40	16,83	19,74
Totais de escavação				143 750,51	140 493,25	142 631,81	121 346,35	123 493,23	126 111,05	123 736,81	124 035,41	126 637,14
Escoramento (acima de 1.3)	Rede	FD 10.25.0050	26,58	580 564,61	503 012,94	485 672,68	136 040,69	165 408,40	181 652,50	165 943,72	182 371,23	192 725,20
	PVs	FD 10.25.0050	26,58	136 961,16	132 192,17	132 257,83	114 124,42	115 137,65	116 520,61	115 816,77	115 466,18	116 844,09
Totais escoramento				717 525,77	635 205,12	617 930,51	250 165,11	280 546,05	298 173,11	281 760,49	297 837,41	309 569,29
Botafora c/ empolamento	Rede			0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	PVs			0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Regularizacao Fundo de Valas		MT 15.05.0250	20,76	20 118,10	20 827,05	22 801,54	19 139,47	19 787,60	20 979,23	19 257,60	19 759,99	20 912,17
Aterro com Areia		MT 15.05.0250	20,76	47 275,09	53 010,24	60 958,00	44 137,42	48 396,54	53 696,78	44 457,96	48 076,84	53 159,30
Reaterro Adensamento		MT 15.05.0250	20,76	60 354,51	61 711,59	63 655,77	57 418,42	58 885,95	60 463,92	57 772,80	58 811,00	60 310,91
Aterro com Po de Pedra		MT 15.05.0300	93,72	227 628,07	231 712,39	237 563,33	218 360,10	222 777,13	227 526,86	219 423,82	222 465,04	226 979,53
Total Reaterro Apilado Valas		MT 15.05.0250	20,76	259 279,11	232 263,92	228 577,77	151 606,75	155 120,17	159 090,52	163 551,43	159 254,73	163 542,92
Reposicao Pavimentacao		BP 10.05.0500	4,05	49 183,36	50 065,82	51 330,15	47 180,96	48 135,26	49 161,45	47 410,72	48 067,91	49 043,19
Totais aterro e reposição de pavimento				663 838,25	649 591,02	664 886,56	537 843,13	553 102,65	570 918,75	551 874,32	556 435,52	573 948,03
Totais Cenários (R\$)				2 338 735,97	2 247 987,07	2 335 337,12	1 564 660,30	1 667 354,40	1 775 414,00	1 631 480,29	1 685 454,23	1 376 652,08

Apêndice G - Custos

Descrição	Item	Referência SCO	Valor Unitário (R\$)	Sistema separador - Drenagem Pluvial					
				T1		T2		T3	
				I(TR)1	I(TR)2	I(TR)1	I(TR)2	I(TR)1	I(TR)2
				Cenários 1, 7 e 13 (R\$)	Cenários 2, 8 e 14 (R\$)	Cenários 3, 9 e 15 (R\$)	Cenários 4, 10 e 16 (R\$)	Cenários 5, 11 e 17 (R\$)	Cenários 6, 12 e 18 (R\$)
Tubulação	Conc. DN 300	DR 05.15.0050	45,07	215 417,47	151 499,20	140 779,75	204 182,87	167 376,46	199 128,27
	Conc. DN 400	DR 05.15.0100	62,44	81 005,91	160 664,99	53 796,43	53 976,88	56 945,28	46 961,12
	Conc. DN 500	DR 05.15.0150	88,58	60 235,29	103 030,06	71 926,96	72 276,85	67 489,10	76 852,01
	Conc. DN 600	DR 05.15.0200	105,07	115 693,63	63 654,56	108 904,00	68 785,13	79 495,96	76 722,11
	Conc. DN 700	DR 05.20.0200	198,06	172 843,00	160 682,12	105 617,48	112 858,55	86 690,86	66 944,28
	Conc. DN 800	DR 05.20.0250	181,87	65 675,08	117 593,50	59 440,57	104 093,29	53 469,78	78 967,95
	Conc. DN 900	DR 05.20.0300	302,60	136 820,59	257 028,44	142 917,98	226 886,45	11 075,16	165 552,46
	Conc. DN 1000	DR 05.20.0350	278,10	3 645,89	74 472,40	5 442,42	59 132,40	3 643,11	118 275,93
	Conc. DN 1100	DR 05.20.0400	312,91	18 317,75	170 839,47	0,00	165 300,97	2 002,62	39 113,75
	Conc. DN 1200	DR 05.20.0450	377,50	2 438,65	0,00	0,00	22 098,85	0,00	139 712,75
	Conc. DN 1300	DR 05.20.0500	535,00	0,00	10 469,95	0,00	7 013,85	0,00	31 297,50
	Conc. DN 1400	DR 05.20.0500	535,00	0,00	32 463,80	0,00	1 257,25	0,00	10 432,50
	Conc. DN 1500	DR 05.20.0500	535,00	0,00	0,00	0,00	3 456,10	0,00	0,00
Totais de Tubulação				872 093,26	1 302 398,48	688 825,59	1 101 319,45	528 188,34	1 049 960,64
PV Tipo II (profundidade)	0.7 a 1.0 m	DR	1 582,01	120 232,76	145 544,92	30 058,19	90 174,57	41 132,26	82 264,52
	1.0 a 1.3 m	DR	1 582,01	101 248,64	158 201,00	15 820,10	14 238,09	9 492,06	1 582,01
	1.3 a 1.6 m	DR	1 844,98	55 349,40	108 853,82	110 698,80	119 923,70	125 458,64	99 628,92
	1.6 a 1.9 m	DR	2 156,10	36 653,70	64 683,00	56 058,60	68 995,20	47 434,20	71 151,30
	1.9 a 2.2 m	DR	2 764,97	16 589,82	52 534,43	49 769,46	85 714,07	52 534,43	47 004,49
	2.2 a 2.5 m	DR	3 744,62	22 467,72	41 190,82	11 233,86	44 935,44	14 978,48	59 913,92
	2.5 a 2.8 m	Extrapolado	4 128,16	16 512,64	16 512,64	8 256,32	49 537,92	4 128,16	45 409,76
PV Tipo III (profundidade)	2.8 a 3.2 m	Extrapolado	4 516,60	22 583,00	36 132,80	4 516,60	18 066,40	0,00	13 549,80
	3.2 a 3.6 m	Extrapolado	5 293,48	0,00	0,00	5 293,48	10 586,96	0,00	10 586,96
	3.6 a 4.0 m	Extrapolado	6 070,36	0,00	0,00	0,00	6 070,36	0,00	0,00
Totais de PV				391 637,68	623 653,43	291 705,41	508 242,71	295 158,23	431 091,68
Locacao e Nivelamento Tubos		MOI003400	1,47	14 144,53	16 030,00	10 562,83	14 080,75	10 190,04	13 356,13
Cadastro Tecnico da Obra		MOI003400	1,47	14 144,53	16 030,00	10 562,83	14 080,75	10 190,04	13 356,13
Totais Nivelamento e Cadastro				28 289,06	32 059,99	21 125,66	28 161,50	20 380,08	26 712,25
Escavacao na Rede		MT 10.05.0050	4,87	69 533,04	87 916,24	55 448,90	83 365,27	47 728,55	83 484,97
Escavacao nos PVs		MT 10.05.0050	3,87	5 630,91	8 491,59	4 340,63	6 993,24	4 142,46	6 493,44
Totais de escavação				75 163,95	96 407,82	59 789,53	90 358,51	51 871,01	89 978,42
Escoramento (acima de 1,3	Rede	FD 10.25.0050	26,58	364 046,55	472 180,39	361 104,95	506 463,90	301 026,10	495 095,81
	PVs	FD 10.25.0050	26,58	40 900,81	79 924,60	56 368,16	91 657,27	55 325,99	83 893,01
Totais escoramento				404 947,37	552 105,00	417 473,12	598 121,17	356 352,09	578 988,83
Botafora c/ empolamento	Rede			0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	PVs			0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Regularizacao Fundo de Valas		MT 15.05.0250	20,76	21 289,23	25 970,87	16 144,58	22 596,43	14 769,14	21 528,68
Aterro com Areia		MT 15.05.0250	20,76	109 447,85	144 575,34	84 228,97	125 183,14	72 473,28	120 495,83
Reaterro Adensamento		MT 15.05.0250	20,76	63 867,70	77 912,62	48 433,74	67 789,28	44 307,42	64 586,04
Aterro com Po de Pedra		MT 15.05.0300	93,72	192 218,41	234 488,47	145 767,81	204 020,92	133 349,13	194 380,34
Total Reaterro Apiloado Valas		MT 15.05.0250	20,76	98 846,81	109 265,59	85 089,29	132 237,37	73 724,99	144 145,52
Reposicao Pavimentacao		BP 10.05.0500	4,05	51 678,50	62 426,74	38 877,76	53 838,94	35 973,53	51 094,47
Totais aterro e reposição de pavimento				537 348,50	654 639,64	418 542,15	605 666,08	374 597,49	596 230,88
Construção de Sarjetas		BP 20.25.0200	24,98	645 781,71	645 999,29	645 865,39	643 312,44	645 890,37	643 237,50
Boca de Lobo Ferro Fundido	C/ Grelha	DR 30.15.0100	551,00	250 705,00	408 291,00	224 808,00	375 231,00	231 420,00	358 150,00
	C/ Abertura	DR 30.15.0103	781,00	781,00	1 562,00	781,00	1 562,00	781,00	2 343,00
Total Sarjetas e Bocas de lobo				897 267,71	1 055 852,29	871 454,39	1 020 105,44	878 091,37	1 003 730,50
Totais Cenários (R\$)				3 206 747,53	4 317 116,66	2 768 915,86	3 951 974,86	2 504 638,61	3 776 693,20

Apêndice G - Custos

Descrição	Item	Referência SCO	Valor Unitário (R\$)	Sistema Unitário: Capacidade Plena (1/2)								
				T 1						T 2		
				I(TR) 1			I(TR) 2			I(TR) 1		
				P 1	P 2	P 3	P 1	P 2	P 3	P 1	P 2	P 3
Cen 1	Cen 7	Cen 13	Cen 2	Cen 8	Cen 14	Cen 3	Cen 9	Cen 15				
Tubulacao	MBV DN 150	DR 05.30.0100	28,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	MBV DN 200	DR 05.30.0150	37,58	99 922,21	99 922,21	99 922,21	50 795,38	50 795,38	50 795,38	132 430,79	132 430,79	132 430,79
	Conc. DN 300	DR 05.15.0050	45,07	168 760,56	169 803,93	169 803,93	111 843,01	111 843,01	112 067,01	242 476,60	242 476,60	238 447,79
	Conc. DN 400	DR 05.15.0100	62,44	139 043,89	139 072,61	139 072,61	172 903,23	172 903,23	167 236,17	24 355,35	24 355,35	29 936,86
	Conc. DN 500	DR 05.15.0150	88,58	110 449,52	108 358,14	108 358,14	217 161,84	223 047,98	233 813,11	24 803,29	24 803,29	24 803,29
	Conc. DN 600	DR 05.15.0200	105,07	39 139,63	39 139,63	33 865,11	84 059,15	77 077,25	80 027,62	14 082,53	14 082,53	14 082,53
	Conc. DN 700	DR 05.20.0200	198,06	59 136,75	59 136,75	49 112,94	61 246,09	61 246,09	48 605,90	170 359,33	170 359,33	170 359,33
	Conc. DN 800	DR 05.20.0250	181,87	116 620,50	116 620,50	134 954,81	61 872,17	61 872,17	61 872,17	58 252,96	51 656,54	51 656,54
	Conc. DN 900	DR 05.20.0300	302,60	143 707,77	129 872,89	129 872,89	42 603,05	42 603,05	42 603,05	143 786,44	139 789,10	139 789,10
	Conc. DN 1000	DR 05.20.0350	278,10	199 456,10	212 170,83	212 170,83	116 562,83	116 562,83	116 562,83	69 177,38	82 937,76	82 937,76
	Conc. DN 1100	DR 05.20.0400	312,91	30 017,46	30 017,46	30 017,46	104 111,42	104 111,42	104 111,42	144 070,02	144 070,02	160 504,06
	Conc. DN 1200	DR 05.20.0450	377,50	39 169,40	39 169,40	39 169,40	247 587,15	247 587,15	247 587,15	65 930,38	65 930,38	19 263,83
	Conc. DN 1300	DR 05.20.0500	535,00	65 724,75	65 724,75	65 724,75	268 521,85	268 521,85	268 521,85	0,00	0,00	38 038,50
	Conc. DN 1400	DR 05.20.0500	535,00	0,00	0,00	0,00	40 178,50	40 178,50	40 178,50	0,00	0,00	0,00
Conc. DN 1500	DR 05.20.0500	535,00	0,00	0,00	0,00	119 107,05	119 107,05	119 107,05	0,00	0,00	0,00	
Totais de Tubulação				1 145 423,78	1 143 284,36	1 146 320,35	1 270 745,33	1 269 649,57	1 265 281,82	1 089 725,06	1 092 891,68	1 064 211,87
PV Tipo II (profundidade)	1.0 a 1.3 m	DR 20.10.0056	1 582,01	162 947,03	169 275,07	180 349,14	280 015,77	297 417,88	340 132,15	310 073,96	311 655,97	314 819,99
	1.3 a 1.6 m	DR 20.10.0059	1 844,98	12 914,86	20 294,78	81 179,12	143 908,44	180 808,04	171 583,14	38 744,58	38 744,58	35 054,62
	1.6 a 1.9 m	DR 20.10.0065	2 156,10	30 185,40	77 619,60	137 990,40	137 990,40	92 712,30	66 839,10	32 341,50	32 341,50	32 341,50
	1.9 a 2.2 m	DR 20.10.0068	2 764,97	94 008,98	171 428,14	85 714,07	88 479,04	80 184,13	69 124,25	33 179,64	38 709,58	38 709,58
	2.2 a 2.5 m	DR 20.10.0072	3 744,62	175 997,14	142 295,56	56 169,30	71 147,78	52 424,68	41 190,82	18 723,10	14 978,48	14 978,48
2.5 a 2.8 m	Extrapolado	4 128,16	169 254,56	57 794,24	33 025,28	24 768,96	28 897,12	53 666,08	16 512,64	8 256,32	16 512,64	
PV Tipo III (profundidade)	2.8 a 3.2 m	Extrapolado	4 516,60	85 815,40	45 166,00	36 132,80	99 365,20	99 365,20	67 749,00	18 066,40	27 099,60	18 066,40
	3.2 a 3.6 m	Extrapolado	5 293,48	95 282,64	52 934,80	58 228,28	68 815,24	74 108,72	68 815,24	37 054,36	31 760,88	31 760,88
	3.6 a 4.0 m	Extrapolado	6 070,36	60 703,60	91 055,40	66 773,96	78 914,68	72 844,32	78 914,68	42 492,52	36 422,16	36 422,16
	4.0 a 4.4 m	Extrapolado	6 847,24	123 250,32	95 861,36	89 014,12	123 250,32	116 403,08	150 639,28	6 847,24	6 847,24	6 847,24
	4.8 a 5.2 m	Extrapolado	7 624,12	114 361,80	91 489,44	76 241,20	83 865,32	76 241,20	22 872,36	15 248,24	15 248,24	15 248,24
	4.8 a 5.2 m	Extrapolado	8 401,00	25 203,00	0,00	0,00	8 401,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	5.2 a 5.6 m	Extrapolado	9 177,88	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	5.6 a 6.0 m	Extrapolado	9 954,76	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Acima 6.0 m	Extrapolado	10 731,64	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
Totais de PV				1 149 924,73	1 015 214,39	900 817,67	1 208 922,15	1 171 406,67	1 131 526,10	569 284,18	562 064,55	560 761,73
Locacao e Nivelamento Tubos			m	1,47	18 674,94	18 674,94	18 674,94	18 389,51	18 891,72	18 891,72	18 003,83	18 003,83
Cadastro Tecnico da Obra			m	1,47	18 674,94	18 674,94	18 674,94	18 389,51	18 891,72	18 891,72	18 003,83	18 003,83
Escavacao na Rede			m3	3,87	149 330,57	133 254,24	120 384,86	140 182,70	136 072,45	131 555,66	78 899,39	78 401,87
Escavacao nos PVs			m3	3,87	9 427,63	8 714,89	8 065,78	11 034,22	10 753,03	10 424,43	3 225,80	3 178,04
Totais de escavacao					158 758,20	141 969,13	128 450,64	151 216,92	146 825,48	141 980,08	82 125,19	81 579,91
Escoramento Rede			m2	26,58	1 677 281,99	1 505 418,90	1 156 854,36	1 249 456,96	1 133 005,73	1 006 353,89	510 569,37	495 053,30
Escoramento (acima de 1,3 PVs)			m2	26,58	240 139,67	221 183,61	204 894,59	294 071,02	287 462,97	279 917,44	88 282,01	86 888,16
Totais escoramento					53,16	1 917 421,66	1 726 602,51	1 361 748,95	1 543 527,98	1 286 271,32	598 851,39	581 941,46
Botafora c/ empolamento	Valas	m3		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	PVs	m3		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Regularizacao Fundo de Valas			m3	20,76	43 480,16	42 740,07	42 291,65	56 516,40	56 309,01	56 149,36	37 600,93	37 693,72
Aterro com Areia			m3	20,76	147 656,95	144 098,27	141 663,33	185 599,17	184 680,96	183 962,46	121 609,38	121 819,47
Reaterro Adensamento			m3	20,76	90 933,37	89 188,90	87 951,61	97 219,91	96 909,96	96 716,07	80 223,08	80 248,40
Aterro com Po de Pedra			m3	93,72	321 301,21	316 051,02	312 326,59	340 774,35	339 841,84	339 257,97	287 354,89	287 431,74
Total Reaterro Apilado Valas			m3	20,76	522 600,20	441 283,07	374 365,08	395 121,14	374 112,64	350 817,43	176 909,25	173 499,21
Reposicao Pavimentacao			m2	4,05	69 423,20	68 288,87	67 484,22	73 630,74	73 429,25	73 303,18	62 088,61	62 105,09
Construcao de Sarjetas			m	24,98	647 998,44	647 998,44	647 998,44	648 361,90	648 361,90	648 361,90	646 286,56	646 286,56
Boca de Lobo C/ Grelha			un	551,00	311 315,00	311 315,00	311 315,00	434 188,00	434 188,00	434 188,00	253 460,00	253 460,00
Ferro Fundido C/ Abertura			un	781,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Totais de Sarjetas e Bocas de lobo					959 313,44	959 313,44	959 313,44	1 082 549,90	1 082 549,90	1 082 549,90	899 746,56	899 746,56
Totais por cenário					5 330 841,81	4 986 383,83	4 496 651,04	5 256 962,28	5 090 900,31	4 907 609,22	3 239 732,38	3 218 224,15

Apêndice G - Custos

Descrição	Item	Referência SCO	Valor Unitário (R\$)	Sistema Unitário: Capacidade Plena (2/2)								
				T 2			T 3			I(TR) 2		
				I(TR) 2			I(TR) 1			I(TR) 2		
				P 1	P 2	P 3	P 1	P 2	P 3	P 1	P 2	P 3
Cen 4	Cen 10	Cen 16	Cen 5	Cen 11	Cen 17	Cen 6	Cen 12	Cen 18				
Tubulacao	MBV DN 150	DR 05.30.0100	28,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	MBV DN 200	DR 05.30.0150	37,58	88 356,97	88 356,97	88 356,97	173 167,89	173 167,89	173 167,89	114 540,46	304 664,82	114 540,46
	Conc. DN 300	DR 05.15.0050	45,07	225 514,05	221 657,87	218 940,14	217 370,81	214 437,65	208 052,13	220 257,54	57 099,18	223 000,50
	Conc. DN 400	DR 05.15.0100	62,44	103 724,70	109 067,07	112 379,51	44 648,97	48 712,57	43 884,08	90 607,31	47 054,78	86 502,50
	Conc. DN 500	DR 05.15.0150	88,58	32 833,95	32 833,95	33 476,15	32 268,81	29 196,85	48 596,76	66 834,50	23 057,37	67 266,77
	Conc. DN 600	DR 05.15.0200	105,07	37 124,38	37 124,38	37 124,38	36 768,20	40 412,02	40 412,02	27 391,75	27 875,07	27 391,75
	Conc. DN 700	DR 05.20.0200	198,06	35 842,92	35 842,92	35 842,92	85 555,98	85 555,98	58 352,44	52 614,64	61 814,53	52 614,64
	Conc. DN 800	DR 05.20.0250	181,87	37 621,63	37 621,63	64 438,36	77 476,62	77 476,62	71 016,60	56 819,83	38 938,37	56 819,83
	Conc. DN 900	DR 05.20.0300	302,60	137 704,18	94 029,92	93 085,81	126 532,19	126 532,19	178 842,65	64 819,95	85 091,12	64 819,95
	Conc. DN 1000	DR 05.20.0350	278,10	112 794,58	152 932,75	112 794,58	103 647,87	103 647,87	103 647,87	78 299,06	56 982,69	78 299,06
	Conc. DN 1100	DR 05.20.0400	312,91	136 591,47	136 591,47	136 591,47	2 256,08	2 256,08	2 256,08	64 190,36	247 574,39	64 190,36
	Conc. DN 1200	DR 05.20.0450	377,50	65 564,20	65 564,20	65 564,20	0,00	0,00	0,00	299 025,30	58 663,50	299 025,30
	Conc. DN 1300	DR 05.20.0500	535,00	66 495,15	66 495,15	66 495,15	0,00	0,00	0,00	83 331,60	3 852,00	83 331,60
	Conc. DN 1400	DR 05.20.0500	535,00	327 548,40	327 548,40	327 548,40	0,00	0,00	0,00	3 857,35	0,00	3 857,35
Conc. DN 1500	DR 05.20.0500	535,00	93 437,75	93 437,75	93 437,75	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
Totais de Tubulação				1 013 673,04	1 011 623,13	998 594,50	899 693,41	901 395,72	928 228,52	1 135 400,67	1 008 815,83	1 134 471,10
PV Tipo II (profundidade)	1.0 a 1.3 m	DR 20.10.0056	1 582,01	351 206,22	355 952,25	357 534,26	276 851,75	278 433,76	283 179,79	371 772,35	371 772,35	374 936,37
	1.3 a 1.6 m	DR 20.10.0059	1 844,98	25 829,72	27 674,70	27 674,70	14 759,84	16 604,82	18 449,80	27 674,70	33 209,64	35 054,62
	1.6 a 1.9 m	DR 20.10.0065	2 156,10	40 965,90	28 029,30	36 653,70	34 497,60	36 653,70	47 434,20	30 185,40	28 029,30	25 873,20
	1.9 a 2.2 m	DR 20.10.0068	2 764,97	35 944,61	44 239,52	30 414,67	52 534,43	49 769,46	35 944,61	60 829,34	58 064,37	49 769,46
	2.2 a 2.5 m	DR 20.10.0072	3 744,62	48 680,06	56 169,30	56 169,30	18 723,10	18 723,10	7 489,24	59 913,92	56 169,30	59 913,92
2.5 a 2.8 m	Extrapolado	4 128,16	41 281,60	53 666,08	53 666,08	20 640,80	20 640,80	20 640,80	16 512,64	20 640,80	20 640,80	
PV Tipo III (profundidade)	2.8 a 3.2 m	Extrapolado	4 516,60	54 199,20	58 715,80	58 715,80	27 099,60	22 583,00	27 099,60	31 616,20	27 099,60	31 616,20
	3.2 a 3.6 m	Extrapolado	5 293,48	10 586,96	21 173,92	21 173,92	26 467,40	21 173,92	15 880,44	15 880,44	21 173,92	10 586,96
	3.6 a 4.0 m	Extrapolado	6 070,36	6 070,36	18 211,08	18 211,08	6 070,36	6 070,36	6 070,36	48 562,88	42 492,52	48 562,88
	4.0 a 4.4 m	Extrapolado	6 847,24	13 694,48	13 694,48	13 694,48	6 847,24	6 847,24	0,00	13 694,48	13 694,48	13 694,48
	4.8 a 5.2 m	Extrapolado	7 624,12	7 624,12	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	15 248,24	7 624,12	7 624,12
	4.8 a 5.2 m	Extrapolado	8 401,00	8 401,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	8 401,00	8 401,00	8 401,00
	5.2 a 5.6 m	Extrapolado	9 177,88	27 533,64	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	9 177,88	9 177,88
	5.6 a 6.0 m	Extrapolado	9 954,76	39 819,04	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Acima 6.0 m	Extrapolado	10 731,64	21 463,28	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
Totais de PV				733 300,19	677 526,43	673 907,99	484 492,12	477 500,16	462 188,84	700 291,59	697 549,28	695 851,89
Locacao e Nivelamento Tubos		m	1,47	18 389,51	18 389,51	18 389,51	18 398,92	18 398,92	18 398,92	18 573,89	18 573,89	18 573,89
Cadastro Tecnico da Obra		m	1,47	18 389,51	18 389,51	18 389,51	18 398,92	18 398,92	18 398,92	18 573,89	18 573,89	18 573,89
Escavacao na Rede		m3	3,87	104 536,59	93 818,86	93 219,17	66 348,83	65 025,52	64 105,16	82 896,91	82 155,22	82 288,51
Escavacao nos PVs		m3	3,87	4 372,56	3 976,23	3 996,32	3 233,04	3 120,50	3 075,95	4 433,28	4 342,53	4 438,04
Totais de escavacao				108 909,15	97 795,09	97 215,48	69 581,86	68 146,02	67 181,11	87 330,19	86 497,75	86 726,55
Escoramento (acima de 1,3	Rede	m2	26,58	599 602,27	529 001,81	514 508,53	416 785,83	380 951,47	338 215,08	511 433,22	489 563,20	485 482,11
	PVs	m2	26,58	135 971,85	125 744,93	126 377,53	87 817,40	85 553,05	84 355,09	124 342,83	122 744,31	124 708,31
Totais escoramento				53,16	735 574,12	654 746,73	640 886,06	504 603,23	466 504,52	422 570,17	635 776,06	612 307,51
Botafora c/ empolamento	Valas	m3		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	PVs	m3		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Regularizacao Fundo de Valas		m3	20,76	50 204,53	49 628,03	49 259,33	32 453,49	32 438,95	32 927,23	42 051,87	41 928,97	42 034,64
Aterro com Areia		m3	20,76	159 866,53	156 987,33	156 032,37	105 665,29	105 616,71	107 045,00	135 371,60	134 727,83	135 249,32
Reaterro Adensamento		m3	20,76	88 669,70	88 112,91	87 944,76	78 071,72	77 982,66	78 266,65	84 794,84	84 486,56	84 681,08
Aterro com Po de Pedra		m3	93,72	313 760,50	312 084,79	311 578,70	281 888,20	281 620,17	282 474,89	302 568,46	301 580,65	302 226,38
Total Reaterro Apilado Valas		m3	20,76	238 463,68	185 623,26	184 411,50	140 775,84	133 399,40	125 327,91	173 446,27	170 421,12	170 563,12
Reposicao Pavimentacao		m2	4,05	67 793,96	67 431,85	67 322,54	60 907,34	60 849,51	61 034,15	65 375,79	65 162,27	65 301,80
Construcao de Sarjetas		m	24,98	645 868,39	645 868,39	645 868,39	648 321,18	648 321,18	648 321,18	649 014,12	649 014,12	649 014,12
Boca de Lobo	C/ Grelha	un	551,00	401 128,00	401 128,00	401 128,00	255 664,00	255 664,00	255 664,00	473 309,00	473 309,00	473 309,00
Ferro Fundido	C/ Abertura	un	781,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
Totais de Sarjetas e Bocas de lobo				1 046 996,39	1 046 996,39	1 046 996,39	903 985,18	903 985,18	903 985,18	1 122 323,12	1 122 323,12	1 122 323,12
Totais por cenário				3 638 452,90	3 488 687,78	3 457 600,43	2 862 355,80	2 817 531,59	2 784 153,82	3 681 121,63	3 527 493,49	3 649 563,07

Apêndice G - Custos

Descrição	Item	Referência SCO	Valor Unitário (R\$)	Sistema Unitário: Capacidade Restrita (1/2)								
				T1						T2		
				I(TR)1			I(TR)2			I(TR)1		
				P1	P2	P3	P1	P2	P3	P1	P2	P3
Cen 1	Cen 7	Cen 13	Cen 2	Cen 8	Cen 14	Cen 3	Cen 9	Cen 15				
Tubulação	MBV DN 150	DR 05.30.0100	28,03	303 396,72	270 247,32	195 065,54	309 112,04	274 560,86	207 827,03	308 236,94	264 909,29	258 240,67
	MBV DN 200	DR 05.30.0150	37,58	40 699,14	15 506,26	98 566,70	38 844,57	15 423,58	87 240,47	29 401,09	34 219,97	8 940,66
	MBV DN 250	DR 05.30.0200	63,19	42 337,30	25 535,71	19 888,42	42 405,55	25 535,71	19 749,40	29 601,99	25 333,50	17 029,07
	MBV DN 300	DR 05.30.0250	99,27	6 154,74	65 398,08	22 420,13	5 774,54	64 243,57	22 420,13	0,00	27 037,18	76 062,66
	MBV DN 350	DR 05.30.0250	99,27	6 055,47	38 490,95	57 569,65	6 026,68	39 644,47	45 744,61	0,00	73 882,69	42 296,96
	MBV DN 400	DR 05.15.0100	62,44	0,00	30 741,09	15 164,80	0,00	36 779,03	22 603,28	0,00	8 262,69	2 892,22
	Conc. DN 400	DR 05.15.0150	88,58	0,00	47 206,05	21 803,97	0,00	38 619,11	21 803,97	0,00	29 774,40	17 248,30
	Conc. DN 450	DR 05.15.0200	105,07	0,00	11 921,24	36 310,09	0,00	11 504,11	36 307,99	0,00	0,00	72 220,92
	Conc. DN 600	DR 05.15.0200	105,07	0,00	6 378,80	69 498,55	0,00	6 378,80	88 439,52	0,00	0,00	18 484,97
	Conc. DN 700	DR 05.20.0200	198,06	0,00	0,00	88 085,20	0,00	0,00	51 547,10	0,00	0,00	45 644,91
Conc. DN 800	DR 05.20.0250	181,87	0,00	0,00	11 041,33	0,00	0,00	11 041,33	0,00	0,00	0,00	
Totais de Tubulação				398 643,37	511 425,51	635 414,38	402 163,37	512 689,25	614 724,82	367 240,02	463 419,71	559 061,33
PV Tipo II (profundidade)	1.0 a 1.3 m	DR 20.10.0056	1 582,01	319 566,02	371 772,35	401 830,54	438 216,77	526 809,33	564 777,57	392 338,48	386 010,44	365 444,31
	1.3 a 1.6 m	DR 20.10.0059	1 844,98	81 179,12	77 489,16	38 744,58	132 838,56	97 783,94	55 349,40	7 379,92	14 759,84	40 589,56
	1.6 a 1.9 m	DR 20.10.0065	2 156,10	43 122,00	8 624,40	12 936,60	60 370,80	17 248,80	15 092,70	4 312,20	6 468,30	6 468,30
	1.9 a 2.2 m	DR 20.10.0068	2 764,97	27 649,70	5 529,94	5 529,94	41 474,55	13 824,85	13 824,85	8 294,91	8 294,91	8 294,91
	2.2 a 2.5 m	DR 20.10.0072	3 744,62	18 723,10	3 744,62	7 489,24	18 723,10	3 744,62	11 233,86	7 489,24	3 744,62	14 978,48
	2.5 a 2.8 m	Extrapolado	4 128,16	12 384,48	12 384,48	41 281,60	12 384,48	20 640,80	49 537,92	4 128,16	20 640,80	8 256,32
PV Tipo III (profundidade)	2.8 a 3.2 m	Extrapolado	4 516,60	9 033,20	45 166,00	45 166,00	13 549,80	49 682,60	63 232,40	27 099,60	9 033,20	13 549,80
	3.2 a 3.6 m	Extrapolado	5 293,48	15 880,44	52 934,80	74 108,72	26 467,40	63 521,76	89 989,16	37 054,36	26 467,40	15 880,44
	3.6 a 4.0 m	Extrapolado	6 070,36	30 351,80	115 336,84	54 633,24	36 422,16	139 618,28	54 633,24	6 070,36	12 140,72	18 211,08
	4.0 a 4.4 m	Extrapolado	6 847,24	89 014,12	20 541,72	6 847,24	89 014,12	20 541,72	0,00	0,00	6 847,24	0,00
	4.4 a 4.8 m	Extrapolado	7 624,12	152 482,40	0,00	0,00	144 858,28	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	4.8 a 5.2 m	Extrapolado	8 401,00	16 802,00	0,00	0,00	67 208,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Totais de PV				816 188,38	713 524,31	688 567,70	1 081 528,02	953 416,70	917 671,10	494 167,23	494 407,47	491 673,20
Locacao a Nivelamento Tubos		MOI003400	1,47	18 669,00	18 674,94	18 674,94	18 891,72	18 891,72	18 891,72	18 003,83	18 003,83	18 003,83
Cadastro Tecnico da Obra		MOI003400	1,47	18 669,00	18 674,94	18 674,94	18 891,72	18 891,72	18 891,72	18 003,83	18 003,83	18 003,83
Escavacao na Rede	Ate 1.5 m	MT 10.05.0050	3,87	52 107,23	52 370,81	54 637,51	52 669,42	52 985,76	55 047,34	44 002,64	46 129,94	48 682,32
	1.5 a 3.0 m	MT 10.05.0050	3,87	12 779,40	11 018,66	12 035,89	12 867,09	11 131,67	12 003,19	4 605,30	4 573,06	5 142,19
	3.0 a 4.5 m	MT 10.05.0050	3,87	7 907,88	3 668,14	2 255,51	7 876,88	3 776,58	2 118,83	1 635,62	829,92	760,18
	4.5 a 6.0 m	MT 10.05.0050	3,87	612,20	0,00	0,00	705,11	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Escavacao nos PVs	Ate 1.5 m	MT 10.05.0050	3,87	6 942,70	7 093,44	6 988,06	9 703,91	9 836,42	9 682,70	5 882,83	5 913,94	5 855,77
	1.5 a 3.0 m	MT 10.05.0050	3,87	1 155,97	832,01	906,32	1 461,35	1 050,82	1 138,44	333,83	348,49	379,34
	3.0 a 4.5 m	MT 10.05.0050	3,87	599,08	492,53	321,44	694,94	574,23	348,22	185,18	130,34	118,85
4.5 a 6.0 m	MT 10.05.0050	3,87	137,66	0,00	0,00	171,36	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
Totais de escavação				119 580,11	112 825,48	114 494,61	123 933,51	117 138,91	118 122,16	92 653,03	93 933,35	96 946,30
Escoramento (acima de 1.3)	Rede	FD 10.25.0050	26,58	810 679,37	529 440,91	438 114,15	823 461,42	562 985,66	456 409,43	244 730,57	247 731,98	274 871,22
	PVs	FD 10.25.0050	26,58	202 333,07	190 853,44	188 879,61	272 655,25	258 210,88	255 022,08	141 309,38	141 693,99	143 042,40
Totais escoramento				1 013 012,44	720 294,34	626 993,76	1 096 116,67	821 196,54	711 431,51	386 039,95	389 425,97	417 913,62
Botafora c/ empolamento	Rede			0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	PVs			0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Regularizacao Fundo de Valas		MT 15.05.0250	20,76	21 040,47	22 005,81	24 950,20	21 260,94	22 189,53	24 964,73	19 546,16	20 246,61	22 021,17
Aterro com Areia		MT 15.05.0250	20,76	50 022,05	57 965,45	69 864,46	50 466,52	58 338,92	69 672,64	45 420,80	51 074,79	58 563,75
Reaterro Adensamento		MT 15.05.0250	20,76	63 121,20	64 903,65	67 962,01	63 783,02	65 540,77	68 455,68	58 638,70	60 446,89	62 552,58
Aterro com Po de Pedra		MT 15.05.0300	93,72	237 581,14	242 961,60	252 165,84	240 140,63	245 432,06	254 204,25	222 394,75	227 836,13	234 173,48
Total Reaterro Apilado Valas		MT 15.05.0250	20,76	304 245,90	254 175,68	240 996,61	317 913,24	268 021,98	252 282,37	182 695,89	179 151,95	180 990,45
Reposicao Pavimentacao		BP 10.05.0500	4,05	51 333,95	52 496,46	54 485,26	51 887,06	53 030,21	54 925,78	48 052,60	49 228,44	50 597,74
Metragem de Construcao de		BP 20.25.0200	24,98	645 781,71	645 781,71	645 781,71	645 999,29	645 999,29	645 999,29	645 865,39	645 865,39	645 865,39
Boca de Lobo	Com Grelha	DR 30.15.0100	551,00	250 705,00	250 705,00	250 705,00	408 291,00	408 291,00	408 291,00	224 808,00	224 808,00	224 808,00
Ferro Fundido	Sem Grelha	DR 30.15.0103	781,00	781,00	781,00	781,00	1 562,00	1 562,00	1 562,00	781,00	781,00	781,00
Totais de Sarjetas e Bocas de lobo				897 267,71	897 267,71	897 267,71	1 055 852,29	1 055 852,29	1 055 852,29	871 454,39	871 454,39	871 454,39
Totais por cenário				3 972 036,71	3 649 846,01	3 673 162,55	4 505 045,27	4 172 847,17	4 142 307,33	2 788 303,52	2 900 625,70	3 045 948,01

Apêndice G - Custos

Descrição	Item	Referência SCO	Valor Unitário (R\$)	Sistema Unitário: Capacidade Restrita (2/2)								
				T2			T3					
				I(TR)2			I(TR)1			I(TR)2		
				P1	P2	P3	P1	P2	P3	P1	P2	P3
Cen 4	Cen 10	Cen 16	Cen 5	Cen 11	Cen 17	Cen 6	Cen 12	Cen 18				
Tubulação	MBV DN 150	DR 05.30.01	28,03	314 552,94	264 909,29	265 603,31	324 378,58	294 332,66	271 066,08	327 716,11	295 587,28	273 272,32
	MBV DN 200	DR 05.30.01	37,58	31 043,71	34 219,97	8 940,66	32 796,44	18 184,96	31 193,65	32 794,56	20 977,53	29 917,81
	MBV DN 250	DR 05.30.02	63,19	29 180,51	25 333,50	12 485,71	4 487,12	63 650,02	30 577,64	4 487,75	35 744,06	29 712,57
	MBV DN 300	DR 05.30.02	99,27	0,00	27 037,18	82 497,34	0,00	6 908,20	3 228,26	0,00	9 127,88	11 964,02
	MBV DN 350	DR 05.30.02	99,27	0,00	73 882,69	39 293,05	0,00	40 122,95	96 764,43	0,00	81 737,93	55 144,49
	MBV DN 400	DR 05.15.01	62,44	0,00	8 262,69	34 135,95	0,00	3 165,08	5 613,98	0,00	3 165,71	4 345,20
	Conc. DN 40	DR 05.15.01	88,58	0,00	29 774,40	12 581,90	0,00	0,00	34 002,32	0,00	0,00	1 161,28
	Conc. DN 45	DR 05.15.02	105,07	0,00	0,00	32 051,60	0,00	0,00	5 326,00	0,00	0,00	85 136,12
	Conc. DN 60	DR 05.15.02	105,07	0,00	0,00	16 203,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	5 327,05
	Conc. DN 70	DR 05.20.02	198,06	0,00	0,00	44 329,79	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Conc. DN 80	DR 05.20.02	181,87	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
Totais de Tubulação				374 777,16	463 419,71	548 123,21	361 662,14	426 363,88	477 772,36	364 998,43	446 340,38	495 980,86
PV Tipo II (profundidade)	1.0 a 1.3 m	DR 20.10.00	1 582,01	454 036,87	386 010,44	438 216,77	357 534,26	357 534,26	336 968,13	496 751,14	493 587,12	460 364,91
	1.3 a 1.6 m	DR 20.10.00	1 844,98	9 224,90	14 759,84	35 054,62	9 224,90	9 224,90	33 209,64	11 069,88	14 759,84	51 659,44
	1.6 a 1.9 m	DR 20.10.00	2 156,10	10 780,50	6 468,30	12 936,60	2 156,10	2 156,10	10 780,50	2 156,10	2 156,10	2 156,10
	1.9 a 2.2 m	DR 20.10.00	2 764,97	8 294,91	8 294,91	16 589,82	8 294,91	11 059,88	11 059,88	5 529,94	8 294,91	11 059,88
	2.2 a 2.5 m	DR 20.10.00	3 744,62	7 489,24	3 744,62	11 233,86	11 233,86	3 744,62	3 744,62	11 233,86	3 744,62	3 744,62
	2.5 a 2.8 m	Extrapolado	4 128,16	20 640,80	20 640,80	12 384,48	4 128,16	12 384,48	0,00	4 128,16	12 384,48	12 384,48
PV Tipo III (profundidade)	2.8 a 3.2 m	Extrapolado	4 516,60	36 132,80	9 033,20	13 549,80	9 033,20	4 516,60	0,00	9 033,20	4 516,60	4 516,60
	3.2 a 3.6 m	Extrapolado	5 293,48	21 173,92	26 467,40	10 586,96	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	3.6 a 4.0 m	Extrapolado	6 070,36	0,00	12 140,72	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	4.0 a 4.4 m	Extrapolado	6 847,24	0,00	6 847,24	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	4.4 a 4.8 m	Extrapolado	7 624,12	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	4.8 a 5.2 m	Extrapolado	8 401,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Totais de PV				567 773,94	494 407,47	550 552,91	401 605,39	400 620,84	395 762,77	539 902,28	539 443,67	545 886,03
Locacao a Nivelamento		MOI003400	1,47	18 389,51	18 003,83	18 389,51	18 398,92	18 398,92	18 398,92	18 573,89	18 573,89	18 573,89
Cadastro Técnico da		MOI003400	1,47	18 389,51	18 003,83	18 389,51	18 398,92	18 398,92	18 398,92	18 573,89	18 573,89	18 573,89
Escavacao na Rede	Ate 1.5 m	MT 10.05.00	3,87	44 469,67	46 129,94	48 721,33	43 277,47	44 608,41	46 683,46	43 646,01	45 402,53	47 679,95
	1.5 a 3.0 m	MT 10.05.00	3,87	3 560,25	4 573,06	3 428,43	1 063,82	1 056,01	1 153,45	1 004,03	1 035,96	1 194,90
	3.0 a 4.5 m	MT 10.05.00	3,87	230,15	829,92	284,17	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	4.5 a 6.0 m	MT 10.05.00	3,87	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Escavacao nos PVs	Ate 1.5 m	MT 10.05.00	3,87	6 911,63	5 913,94	6 913,06	6 752,45	6 745,76	6 715,49	7 219,10	7 216,58	7 165,81
	1.5 a 3.0 m	MT 10.05.00	3,87	470,28	348,49	374,38	193,31	199,81	221,98	177,98	185,99	226,63
	3.0 a 4.5 m	MT 10.05.00	3,87	60,41	130,34	53,75	12,89	12,89	0,00	12,89	12,89	0,00
	4.5 a 6.0 m	MT 10.05.00	3,87	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Totais de escavação				92 481,40	93 933,35	96 554,15	88 097,78	89 420,70	91 572,23	89 207,80	91 001,73	93 415,07
Escoramento (acima de)	Rede	FD 10.25.00	26,58	207 957,14	247 731,98	204 050,41	106 547,79	111 220,82	150 442,53	104 686,39	113 257,91	182 292,82
	PVs	FD 10.25.00	26,58	162 683,42	141 693,99	163 793,40	150 928,42	151 933,41	153 387,86	160 693,11	162 156,87	163 834,87
Totais escoramento				370 640,56	389 425,97	367 843,81	257 476,21	263 154,23	303 830,40	265 379,50	275 414,78	346 127,68
Botafora c/ empolamento	Rede			0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	PVs			0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Regularizacao Fundo de		MT 15.05.02	20,76	19 837,43	20 246,61	21 964,91	19 627,96	19 997,69	20 826,64	19 806,49	20 292,69	21 372,84
Aterro com Areia		MT 15.05.02	20,76	46 043,19	51 074,79	57 978,32	45 035,08	47 995,67	52 613,31	45 437,83	49 259,95	54 502,06
Reaterro Adensamento		MT 15.05.02	20,76	59 512,07	60 446,89	63 219,18	58 883,87	59 993,29	61 543,85	59 419,48	60 835,93	62 514,80
Aterro com Po de Pedra		MT 15.05.03	93,72	226 006,72	227 836,13	237 163,15	224 139,81	227 479,06	232 145,38	226 197,91	230 461,23	235 513,67
Total Reaterro Apiloado		MT 15.05.02	20,76	174 330,02	179 151,95	173 635,39	153 697,28	155 274,21	157 985,88	155 975,28	158 382,61	161 286,52
Reposicao Pavimentacao		BP 10.05.05	4,05	48 833,08	49 228,44	51 243,68	48 429,66	49 151,12	50 159,49	48 874,43	49 795,48	50 887,28
Metragem de Construcao		BP 20.25.02	24,98	643 312,44	643 312,44	643 312,44	645 890,37	645 890,37	645 890,37	643 237,50	643 237,50	643 237,50
Boca de Lobo Ferro	Com Grelha	DR 30.15.01	551,00	375 231,00	375 231,00	375 231,00	231 420,00	231 420,00	231 420,00	358 150,00	358 150,00	358 150,00
	Sem Grelha	DR 30.15.01	781,00	1 562,00	1 562,00	1 562,00	781,00	781,00	781,00	2 343,00	2 343,00	2 343,00
Totais de Sarjetas e Bocas de lobo				1 020 105,44	1 020 105,44	1 020 105,44	878 091,37	878 091,37	878 091,37	1 003 730,50	1 003 730,50	1 003 730,50
Totais por cenário				3 000 341,00	3 049 276,74	3 188 384,15	2 536 746,56	2 617 542,06	2 722 303,68	2 818 929,92	2 924 958,96	3 071 217,30