

PREFEITURA MUNICIPAL DE TERESINA
SECRETARIA MUNICIPAL DE PLANEJAMENTO E COORDENAÇÃO

PROGRAMA LAGOAS DO NORTE

ACORDO DE EMPRÉSTIMO Nº 7523-BR - BIRD

PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA DE TERESINA

Rev.01
Volume 25 – Tomo 08
Relatório Final

 **CONCREMAT**
E N G E N H A R I A
Julho/2012

PREFEITURA MUNICIPAL DE TERESINA
SECRETARIA MUNICIPAL DE PLANEJAMENTO E COORDENAÇÃO

PROGRAMA LAGOAS DO NORTE

ACORDO DE EMPRÉSTIMO Nº 7523-BR - BIRD

PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA DE TERESINA



Rev.01
Volume 25 – Tomo 08
Relatório Final

 **CONCREMAT**
E N G E N H A R I A
Julho/2012

Ficha Catalográfica

Município de Teresina, Secretaria Municipal de Planejamento e Coordenação, Plano Diretor de Drenagem Urbana de Teresina – 2010.

Teresina: Concremat Engenharia, 2010

V.25, T.08/15

Conteúdo: 25 V

Relatório Final - Tomo 08.

1. Planejamento. 2. Plano Diretor de Drenagem Urbana. 3. Teresina.

I. Concremat Engenharia, II. Secretaria Municipal de Planejamento e Coordenação, III. Programa Lagoas do Norte

CDU 556:711.4

SUMÁRIO

TOMO 08

LISTA DE FIGURAS	III
LISTA DE QUADROS	VIII
15 MEDIDAS ESTRUTURAIS.....	751
15.1 MEDIDAS ESTRUTURAIS PARA ENCHENTES RIBEIRINHAS	751
15.1.1 Medidas extensivas.....	753
15.1.2 Medidas intensivas	753
15.2 MEDIDAS ESTRUTURAIS PARA AS INUNDAÇÕES URBANAS.....	756
15.2.1 Na fonte	756
15.2.2 Na microdrenagem	763
15.2.3 Na macrodrenagem	764
16 DIMENSIONAMENTO DE MEDIDAS ESTRUTURAIS PARA INUNDAÇÕES RIBEIRINHAS PARA A CIDADE DE TERESINA.....	766
16.1 ESTRUTURAS DO TIPO RESERVATÓRIOS DE AMORTECIMENTO DE CHEIAS.....	767
16.2 DIQUES E PÔLDERES PARA PROTEÇÃO DE ENCHENTES.....	769
16.2.1 Estruturas existentes.....	770
16.2.2 Detalhamento das soluções sugeridas	771
17 MEDIDAS ESTRUTURAIS PARA AS INUNDAÇÕES URBANAS	790
17.1 MODELOS AVALIADOS	791
17.1.1 Storm Water Management Model (SWMM).....	791
17.1.2 Hydrologic Engineering Center – River Analysis System (HEC-RAS).....	791
17.1.3 Representação topológica dos sistemas de macrodrenagem	792
17.2 DETALHAMENTO DOS CUSTOS	793

17.2.1	<i>Custo de implantação</i>	793
17.2.2	<i>Custo de manutenção</i>	804
17.3	MEDIDAS ESTRUTURAIS PROPOSTAS POR SUB-BACIA	806
17.3.1	<i>Macrobacia Poti Esquerda – PE.....</i>	810

LISTA DE FIGURAS

TOMO 08

Figura 15.1. Situação prévia e perspectiva da restauração do rio Cheonggyecheon (Seul, Coréia do Sul).	756
Figura 15.2. Biorretenção.	758
Figura 15.3. Telhados Verdes.	759
Figura 15.4. Pavimentos Permeáveis.	760
Figura 15.5. Aproveitamento de água de chuva (Brasil, Austrália e EUA).	761
Figura 15.6. Washington, D.C. (EUA) pré(2002) e pós (2025): implementação de programa de instalação de telhados verdes em 20% das edificações (mais de 900 m ²).Crédito: Casey Trees Endowment Fund.	762
Figura 15.7. Detenções em Porto Alegre.	763
Figura 15.8. Resíduo sólido urbano extraído de sistemas de drenagem (Austrália e Porto Alegre).	764
Figura 16.1. Série histórica de vazões médias diárias do ano de 1985. Fonte: HIDROWEB. .	769
Figura 16.2. Largura da plataforma de terraplenagem (Fonte: Normas do DAER – RS).....	771
Figura 17.1. Croqui dos elementos considerados no custo das galerias retangulares.	795
Figura 17.2. Croqui dos elementos considerados no custo das tubulações circulares.	795
Figura 17.3. Vistas em perspectiva do projeto paisagístico tipo dos reservatórios de detenção.....	802
Figura 17.4 Eficiência da Implementação Parcial de Microrreservatórios no lote (Tassi, 2002).	808
Figura 17.5. Perfil longitudinal da solução convencional proposta para a sub-bacia PE01...	810

Figura 17.6. Esquema e declividades da rede de drenagem sugerida para alternativa de dimensionamento na sub-bacia PE01.	812
Figura 17.7. Vazões em cada trecho simulado na sub-bacia PE01 considerando a alternativa convencional.	813
Figura 17.8. Vazões em cada trecho simulado na sub-bacia PE01 considerando a alternativa compensatória.....	815
Figura 17.9. Comparação das vazões de pico ($m^3.s^{-1}$) nos cenários compensatório e tradicional na sub-bacia PE01.	816
Figura 17.10. Perfil longitudinal da solução proposta para a sub-bacia PE02.	819
Figura 17.11. Esquema e declividades da rede de drenagem sugerida para dimensionamento na sub-bacia PE02.	820
Figura 17.12. Vazões em cada trecho simulado na sub-bacia PE02 – alternativa convencional.	821
Figura 17.13. Vazões em cada trecho simulado na sub-bacia PE02 – alternativa compensatória.....	823
Figura 17.14. Comparação das vazões de pico ($m^3.s^{-1}$) nos cenários compensatório e tradicional para a sub-bacia PE02.	824
Figura 17.15. Perfil longitudinal da solução proposta para a sub-bacia PE03.	826
Figura 17.16. Esquema e declividades da rede de drenagem sugerida para alternativa convencional de dimensionamento na sub-bacia PE03.....	827
Figura 17.17. Vazões em cada trecho simulado na sub-bacia PE03 considerando a alternativa convencional.	828
Figura 17.18. Vazões em cada trecho simulado na sub-bacia PE03 na alternativa compensatória.....	830
Figura 17.19. Comparação das vazões de pico ($m^3.s^{-1}$) nos cenários compensatório e tradicional na sub-bacia PE03.	832

Figura 17.20. Perfil longitudinal da solução proposta para a sub-bacia PE04.....	834
Figura 17.21. Esquema e declividades da rede de drenagem sugerida para alternativa convencional de dimensionamento na sub-bacia PE04.....	835
Figura 17.22. Vazões em cada trecho simulado na sub-bacia PE04 considerando a alternativa convencional.	836
Figura 17.23. Vazões em cada trecho simulado na sub-bacia PE04 na alternativa compensatória.....	838
Figura 17.24. Comparação das vazões de pico ($\text{m}^3.\text{s}^{-1}$) nos cenários compensatório e tradicional na sub-bacia PE04.	839
Figura 17.25. Perfil longitudinal da solução convencional proposta para a sub-bacia PE05.	841
Figura 17.26. Esquema e declividades da rede de drenagem sugerida para alternativa convencional de dimensionamento na sub-bacia PE05.....	843
Figura 17.27. Vazões em cada trecho simulado na sub-bacia PE05 considerando a alternativa convencional.	844
Figura 17.28. Perfil longitudinal da solução compensatória proposta para a sub-bacia PE05.	845
Figura 17.29. Esquema e declividades da rede de drenagem sugerida para alternativa compensatória de dimensionamento na sub-bacia PE05.....	846
Figura 17.30. Vazões em cada trecho simulado na sub-bacia PE05 na alternativa compensatória.....	849
Figura 17.31. Comparação das vazões de pico ($\text{m}^3.\text{s}^{-1}$) nos cenários compensatório e tradicional na sub-bacia PE05.	851
Figura 17.32. Perfil longitudinal da solução convencional proposta para a sub-bacia PE06.	853
Figura 17.33. Esquema e declividades da rede de drenagem sugerida para alternativa convencional de dimensionamento na sub-bacia PE06.....	854

Figura 17.34. Vazões em cada trecho simulado na sub-bacia PE06 considerando a alternativa convencional.	855
Figura 17.35. Perfil longitudinal da solução compensatória proposta para a sub-bacia PE06.	856
Figura 17.36. Esquema e declividades da rede de drenagem sugerida para alternativa compensatória de dimensionamento na sub-bacia PE06.....	857
Figura 17.37. Vazões em cada trecho simulado na sub-bacia PE06 na alternativa compensatória.....	860
Figura 17.38. Comparação das vazões de pico ($m^3.s^{-1}$) nos cenários compensatório e tradicional na sub-bacia PE06.	862
Figura 17.39. Perfil longitudinal da solução convencional proposta para a sub-bacia PE07 (trechos 1 a 48).....	865
Figura 17.40. Perfil longitudinal da solução convencional proposta para a sub-bacia PE07 (trechos 49 a 73).....	865
Figura 17.41. Esquema e declividades da rede de drenagem sugerida para alternativa convencional de dimensionamento na sub-bacia PE07.....	866
Figura 17.42. Vazões em cada trecho simulado na sub-bacia PE07 considerando a alternativa convencional.	867
Figura 17.43. Vazões em cada trecho simulado na sub-bacia PE07 na alternativa compensatória.....	871
Figura 17.44. Comparação das vazões de pico ($m^3.s^{-1}$) nos cenários compensatório e tradicional na sub-bacia PE07.	873
Figura 17.45. Perfil longitudinal da solução convencional proposta para a sub-bacia PE08.	875
Figura 17.46. Esquema e declividades da rede de drenagem sugerida para alternativa convencional de dimensionamento na sub-bacia PE08.....	876

Figura 17.47. Vazões em cada trecho simulado na sub-bacia PE08 considerando a alternativa convencional.	877
Figura 17.48. Perfil longitudinal da solução compensatória proposta para a sub-bacia PE08.	878
Figura 17.49. Esquema e declividades da rede de drenagem sugerida para alternativa compensatória de dimensionamento na sub-bacia PE08.....	879
Figura 17.50. Vazões em cada trecho simulado na sub-bacia PE08 na alternativa compensatória.....	882
Figura 17.51. Comparação das vazões de pico ($m^3.s^{-1}$) nos cenários compensatório e tradicional na sub-bacia PE08.	883
Figura 17.52. Perfil longitudinal da solução proposta para a sub-bacia PE09 (trechos 1 a 30).	886
Figura 17.53. Perfil longitudinal da solução proposta para a sub-bacia PE09 (trechos 31 a 43).	887
Figura 17.54. Esquema e declividades da rede de drenagem sugerida para alternativa convencional de dimensionamento na sub-bacia PE09.....	888
Figura 17.55. Vazões em cada trecho simulado na sub-bacia PE09 considerando a alternativa convencional.	889
Figura 17.56. Vazões em cada trecho simulado na sub-bacia PE09 na alternativa compensatória.....	892
Figura 17.57. Vazões em cada trecho simulado na sub-bacia PE09 na alternativa compensatória+canais naturais.	895
Figura 17.58. Comparação das vazões de pico ($m^3.s^{-1}$) nos cenários sugeridos para a sub-bacia PE09.	896

LISTA DE QUADROS

TOMO 08

Quadro 15.1. Medidas estruturais e suas características.	752
Quadro 16.1.Composição dos custos por m ³ de dique construído. Fonte dos custos: SINAPI.	773
Quadro 16.2. Cotas do terreno e de alagamento para diferentes TR ao longo do dique proposto na Av. Henry Wall de Carvalho.	774
Quadro 16.3. Cotas do terreno e de alagamento para diferentes TR ao longo do dique proposto na Av. Maranhão.	775
Quadro 16.4. Cotas do terreno e de alagamento para diferentes TR ao longo do dique proposto da Boa Esperança.....	778
Quadro 16.5. Cotas do terreno e de alagamento para diferentes TR ao longo do dique proposto Mocambinho.....	780
Quadro 16.6. Cotas do terreno e de alagamento para diferentes TR ao longo do dique proposto Poti Direita (medidas em metros).	783
Quadro 16.7. Volumes e vazões máximas de bombeamento em caso de implantação dos diques sugeridos.....	789
Quadro 17.1. Composição do custo de tubulações circulares (por metro linear).....	796
Quadro 17.2. Composição do custo de galerias retangulares in loco (por metro linear).....	798
Quadro 17.3. Composição do custo de reservatórios de detenção gramados (por m ³).	803
Quadro 17.4. Custos de limpeza para Bacias de Detenção (DEP, 2012).....	805
Quadro 17.5. Custos de limpeza de Galerias (DEP, 2012).	805
Quadro 17.6. Características e resultados da simulação para o cenário da alternativa convencional da sub-bacia PE01.	811

Quadro 17.7. Características e resultados da simulação para o cenário da alternativa compensatória de dimensionamento da rede de drenagem da sub-bacia PE01.	814
Quadro 17.8. Características dos reservatórios de retenção da sub-bacia PE01.	814
Quadro 17.9. Características e resultados da simulação para a alternativa convencional na sub-bacia PE02.	818
Quadro 17.10. Características e resultados da simulação para a alternativa compensatória de dimensionamento da rede de drenagem da sub-bacia PE02.	822
Quadro 17.11. Características do reservatório de retenção da sub-bacia PE02.....	822
Quadro 17.12. Características e resultados da simulação para o cenário da alternativa convencional da sub-bacia PE03.	825
Quadro 17.13. Características e resultados da simulação para o cenário da alternativa compensatória da sub-bacia PE03.	829
Quadro 17.14. Características dos reservatórios de retenção da sub-bacia PE03 (alternativa compensatória).	831
Quadro 17.15. Características e resultados da simulação para o cenário da alternativa convencional da sub-bacia PE04.	833
Quadro 17.16. Características e resultados da simulação para o cenário da alternativa compensatória da sub-bacia PE04.	837
Quadro 17.17. Características dos reservatórios de retenção da sub-bacia PE04.	837
Quadro 17.18. Características e resultados da simulação para o cenário da alternativa convencional da sub-bacia PE05.	840
Quadro 17.19. Características e resultados da simulação para o cenário da alternativa compensatória da sub-bacia PE05.	847
Quadro 17.20. Características dos reservatórios de retenção da sub-bacia PE05.	848
Quadro 17.21. Características e resultados da simulação para o cenário da alternativa convencional da sub-bacia PE06.	851

Quadro 17.22. Características e resultados da simulação para o cenário da alternativa compensatória da sub-bacia PE06.	858
Quadro 17.23. Características dos reservatórios de retenção da sub-bacia PE06.	859
Quadro 17.24. Características e resultados da simulação para o cenário da alternativa convencional da sub-bacia PE07.	862
Quadro 17.25. Características e resultados da simulação para o cenário da alternativa compensatória da sub-bacia PE07.	868
Quadro 17.26. Características dos reservatórios de retenção da sub-bacia PE07.	870
Quadro 17.27. Características e resultados da simulação para o cenário da alternativa convencional da sub-bacia PE08.	874
Quadro 17.28. Características e resultados da simulação para o cenário da alternativa compensatória da sub-bacia PE08.	880
Quadro 17.29. Características dos reservatórios de retenção da sub-bacia PE08.	881
Quadro 17.30. Características e resultados da simulação para o cenário da alternativa convencional da sub-bacia PE09.	885
Quadro 17.31. Características e resultados da simulação para o cenário da alternativa compensatória da sub-bacia PE09.	890
Quadro 17.32. Características dos reservatórios de retenção da sub-bacia PE09 (alternativa compensatória).	891
Quadro 17.33. Características e resultados da simulação para o cenário da alternativa compensatória + canais naturais da sub-bacia PE09.	893
Quadro 17.34. Características dos reservatórios de retenção da sub-bacia PE09 (alternativa compensatória + canais naturais).	894

15 MEDIDAS ESTRUTURAIS

O gerenciamento da drenagem de águas pluviais pode ser realizado por medidas estruturais (aplicação de estruturas físicas de controle) ou não estruturais (normas, incentivos fiscais) avaliadas frequentemente em três escalas: na fonte, na microdrenagem ou na macrodrenagem. Ao órgão público responsável pelo controle de drenagem, cabe a ponderação quanto à escolha de capacitar e aplicar medidas difusas na fonte, melhor opção numa ótica global de médio e longo prazo, quando houver disponibilidade de tempo, ou de empregar medidas estruturais na micro e na macrodrenagem, quando houver urgência de remediação de problemas. O revés observado em políticas de controle da drenagem se encontra na predileção por obras hidráulicas, que para o nível atual de conhecimento popular e, em virtude da pressão do setor industrial construtivo, onde há demanda por trabalhos de maior porte (logo, maior lucro), aparenta ser a panacéia, embora não a seja.

O dimensionamento das medidas estruturais de Teresina foi realizado tanto para as enchentes ribeirinhas, consequência da elevação do nível das águas dos rios Parnaíba e Poti, como para as enchentes de drenagem urbana, que são consequência por sua vez, de insuficiência no sistema de drenagem.

15.1 Medidas estruturais para enchentes ribeirinhas

As medidas estruturais são aquelas nas quais o homem modifica o sistema ribeirinho existente na tentativa de minimizar inundações. Estas medidas podem ser extensivas ou intensivas. No Quadro 15.1 são apresentadas as principais medidas estruturais e suas características.

Quadro 15.1. Medidas estruturais e suas características.

MEDIDA	TIPO	PRINCIPAL VANTAGEM	PRINCIPAL DESVANTAGEM	APLICAÇÃO
Medidas extensivas				
Alteração da cobertura vegetal	Difuso	Abatimento do pico e volume de cheia	Necessita de grande esforço	Todas as bacias
Controle de perda de solo	Difuso	Reduz assoreamento	Idem ao anterior	Todas as bacias
Medidas intensivas				
Diques e pôlderes	Local	Competência na proteção para o tempo de retorno de projeto	Danos significativos em caso de falha	Grandes rios e planície
Reservatório	Todos	Controle à jusante	Desapropriação para sua implantação	Bacias intermediárias
	Com comportas	Maior eficiência hídrica	Vulnerabilidade a falhas de operação	Usos múltiplos
	Controle de Cheias	Mínimo de perdas	Custo não-partilhado	Restrito ao controle de cheias
Alteração na calha	Desobstrução de fluxo	Ampliação de capacidade de descarga com pouco investimento	Efeito localizado	Pequenos rios
	Retificação (corte de meandros)	Acelera o escoamento	Efeito negativo em rio com fundo aluvionar	Área de inundação estreita
Alteração da calha	Caminho da cheia	Amortecimento de volume	Depende da topografia	Grandes bacias
	Desvio	Reduz vazão do canal principal	Idem ao anterior	Bacias médias e grandes
Revitalização do rio	Local	Controle de cheia, melhoria estética e de saúde do ecossistema	Necessita de grande esforço	Rios alterados

15.1.1 Medidas extensivas

As medidas extensivas são aquelas que agem no contexto global da bacia, procurando modificar as relações entre precipitação e vazão, como a alteração da cobertura vegetal do solo, que reduz e retarda os picos de cheias e controla a erosão da bacia.

Cobertura vegetal: a cobertura vegetal tem capacidade de armazenar parte do volume precipitado de água pela interceptação vegetal, aumentar a evapotranspiração e reduzir a velocidade do escoamento superficial pela bacia hidrográfica. Quando é retirada a cobertura vegetal, a tendência é de aumentar o volume escoado, as cheias, e reduzir as estiagens, aumentando a variabilidade das vazões. O aumento da cobertura é uma medida extensiva para redução das inundações, mas aplicável a pequenas bacias, onde tem mais efeito ($< 10 \text{ km}^2$). O efeito maior deste tipo de medida é sobre os eventos mais frequentes de alto risco de ocorrência. Para eventos raros de baixo risco o efeito da cobertura vegetal tende a ser pequeno.

Controle da erosão do solo: o aumento da erosão tem implicações ambientais pelo transporte de sedimentos e seus agregados, podendo contaminar os rios a jusante e diminuir a sua seção, e alterando o balanço de carga e transporte dos rios. Um dos fatores é a redução da seção dos rios e o aumento da frequência das inundações em locais de maior sedimentação. O controle da erosão do solo pode ser realizado pelo reflorestamento, pequenos reservatórios, estabilização das margens e práticas agrícolas corretas. Esta medida contribui para a redução dos impactos das inundações.

15.1.2 Medidas intensivas

As medidas intensivas são aquelas que agem numa escala menor, nos cursos d'água e superfícies, e podem ser obras de (a) renaturalização; (b) contenção, como diques e pôlderes; (c) aumento da capacidade de descarga, como retificações, ampliações de seção e corte de meandros de cursos d'água; (d) desvio do escoamento por canais, retardamento e infiltração, como reservatórios, bacias de amortecimento e dispositivos de infiltração no solo.

Diques ou pôlderes: São muros laterais de terra ou concreto, inclinados ou retos, construídos a certa distância das margens, que protegem as áreas ribeirinhas contra o extravasamento. Os efeitos de redução da largura do escoamento confinando o fluxo são o aumento do nível de água na seção para a mesma vazão, aumento da velocidade e erosão das margens e da seção e redução do tempo de viagem da onda de cheia, agravando a situação dos outros locais a jusante. O maior risco existente na construção de um dique é a definição correta da cheia máxima provável, pois existirá sempre um risco de colapso, quando os danos serão piores que a não existência do mesmo.

O dique permite proteção localizada para uma região ribeirinha. Deve-se evitar diques de grandes alturas, pois existe sempre o risco de rompimento para uma cheia maior do que a de projeto. No caso de rompimento, o impacto é maior do que se o mesmo não existisse.

Na construção de diques para a proteção de áreas agrícolas, o risco de colapso adotado pode ser mais alto que em áreas urbanas, sempre que os danos potenciais sejam somente econômicos. Quando o colapso pode produzir danos humanos o risco deve ser menor e a obra complementada por um sistema de previsão e alerta em tempo atual. Tanto em bacias rurais como urbanas é necessário planejar o bombeamento das áreas laterais contribuintes ao dique, caso contrário, chuvas sobre estas bacias laterais ficam represadas pela maior cota do rio principal ou acumuladas no seu interior, se não existirem drenos com comportas.

Reservatório: O reservatório de controle de cheias funciona retendo o volume do hidrograma durante as cheias, reduzindo o pico e o impacto a jusante do barramento. Podem ser de uso exclusivo para esta finalidade ou podem ter usos múltiplos. O primeiro tem como objetivo somente minimizar as inundações, enquanto que o segundo tem mais de um objetivo, que são muitas vezes conflitantes.

Um reservatório sem controle de operação é aquele que não dispõe de comportas de vertedor ou de fundo e a cheia é regulada pelas condições do vertedor livre. Quando

existem comportas é possível utilizar com mais eficiência o volume disponível para controle da cheia.

Modificações do rio: As modificações na morfologia do rio visam aumentar a vazão para um mesmo nível, reduzindo a sua frequência de ocorrência. Isto pode ser obtido pelo aumento da seção transversal ou pelo aumento da velocidade. Para aumentar a velocidade é necessário reduzir a rugosidade, tirando obstruções ao escoamento, dragando o rio, aumentando a declividade pelo corte de meandros ou aprofundando o rio. Essas medidas, em geral, apresentam custos elevados.

Para a seção de um rio que escoar uma dada vazão, a cota resultante depende da área da seção, da rugosidade, do raio hidráulico e da declividade. Para reduzir a cota devido a uma vazão pode-se atuar sobre as variáveis mencionadas. Para que a modificação seja efetiva é necessário modificar estas condições para o trecho que atua hidráulicamente sobre a área de interesse. Aprofundando o canal, a linha de água é rebaixada evitando inundação, mas as obras poderão envolver um trecho muito extenso para ser efetiva, o que aumenta o custo. A ampliação da seção de medição produz redução da declividade da linha de água e redução de níveis para montante. Estas obras devem ser examinadas quanto à alteração que podem provocar na energia do rio e na estabilidade do leito. Os trechos de montante e jusante das obras podem sofrer sedimentação ou erosão de acordo com alteração produzida.

Revitalização do rio: Alterações do sistema ribeirinho modificado, como rios canalizados ou retificados, para sistemas com características naturais promovem efeitos significativos na proteção de cheias por infiltração e armazenamento providenciados por várzeas, meandros, substrato e taludes revitalizados, isto é, não impermeabilizados e vegetados. Atividades de recuperação de rios têm recebido atenção especial recentemente em virtude da percepção mais acurada dos processos hidrobiogeoquímicos realizados pelo sistema natural. Com isto, sistemas ribeirinhos artificiais têm sido reavaliados, como o do rio Cheonggyecheon, na cidade de Seul (Coreia do Sul, Figura 15.1), com custos aproximados de US\$ 300 milhões, para a remoção de via expressa e uma avenida, com aproximadamente 6 km, com vistas à criação de um espaço mais ameno e convidativo à população.



Figura 15.1. Situação prévia e perspectiva da restauração do rio Cheonggyecheon (Seul, Coréia do Sul).¹

É importante destacar que as medidas estruturais não são projetadas para dar uma proteção completa. Isto exigiria a proteção contra a maior cheia possível, o que é fisicamente e economicamente inviável na maioria das situações. Além disto, medidas estruturais podem criar uma falsa sensação de segurança, permitindo a ampliação da ocupação das áreas inundáveis, podendo futuramente resultar em danos significativos.

15.2 Medidas estruturais para as inundações urbanas

15.2.1 Na fonte

Medidas de controle na fonte envolvem o emprego de dispositivos que regulam a drenagem o mais próximo possível da fonte de alteração de processos hidrológicos, como a aplicação de controles logo à jusante de áreas impermeáveis, minimizando os efeitos desta. Este tipo de medidas é implementada no PDDrU de Teresina através do decreto de regulamentação das águas pluviais urbanas e seu dimensionamento é descrito no Manual correspondente.

É necessário esclarecer uma confusão comum em publicações, incluindo regulamentações, as quais especificam o controle em escala de lote como sendo controle na fonte. Em estudos com métodos compensatórios, a aplicação de estruturas físicas era

¹ Extraída do sítio eletrônico: <<http://www.streetsblog.org>>

realizada apenas à saída de lotes para minimizar o ônus da construção e manutenção de estruturas físicas que objetivavam apenas o controle da drenagem. Como técnicas de controle evoluíram para estruturas em escalas menores e integradas aos processos pré-existentes na localidade, bem como, seu custo e esforço para instalação e manutenção diminuíram, o emprego de várias medidas distribuídas passou a ser possível (e desejável). Assim, um único lote pode ter vários dispositivos operando concomitantemente na fonte, sendo o controle na fonte realizado em escala menor que o controle no lote, o qual normalmente se realizava apenas à saída deste.

A grande vantagem do controle na fonte está na concentração e tratamento em estruturas difusas em vez do tratamento por diluição que apenas “esconde” o destino real de muitos poluentes, podendo estes voltarem a aparecer de forma indesejada. A concentração e o tratamento, de forma a isolar o escoamento, possibilitam o seu aproveitamento e o fechamento de ciclos hidrológicos e de nutrientes.

As estruturas físicas que merecem maior estímulo em virtude do desempenho que apresentam são:

- Preparo do solo - A incorporação de matéria orgânica derivada de compostagem ou húmus (de solo local ou importado), quando adequadamente implementada e mantida, providenciam funções hidrológicas (p. ex., redução de 50% de escoamento) e ambientais, incluindo: redução de erosão; aumento de filtragem de sedimentos, adsorção e biofiltragem de poluentes; aumento da taxa de crescimento de plantas, resistência a doenças e estética paisagística; melhoria da retenção de umidade do solo e redução de demanda por manutenção, isto é, irrigação, fertilizantes e pesticidas. A produção de compostagem – pela reciclagem de resíduos de comida, jardinagem e cultivo agrícola, de lodo de estações de tratamento e entulhos de construção – integra atividades, conduzindo ao desenvolvimento de ciclos;
- Biorretenções - (Figura 15.2) consiste em uma depressão rasa com solo preparado para o plantio (ver descrição do item anterior) de uma diversidade de espécies, sendo dimensionada para receber o escoamento de uma área pequena. Em biorretenções,

usualmente em formato de célula ou de valo, plantas, solo e micróbios realizam processos físicos, químicos e biológicos removendo poluentes e controlando águas pluviais. O emprego de uma faixa de vegetação no entorno deste dispositivo é aconselhado para a retenção de sedimentos. Drenos subjacentes para outros dispositivos são utilizados na proximidade de infraestrutura sensível (p. ex., fundação não impermeabilizada), aplicação em áreas onde efluentes com alta carga de poluente é lançada (p. ex., postos de combustível) ou solo subjacente apresenta baixa taxa de infiltração ou lençol freático alto;



Figura 15.2. Biorretenção.

- Telhados verdes - Dentre as vantagens apresentadas por estes dispositivos constam a melhoria de eficiência energética, da qualidade do ar (retenção de até 85% da poeira) e da estética, redução de temperatura e barulho, controle de águas pluviais e aumento da vida útil do telhado. A diversidade de opções de configuração de telhados verdes (como inclinação de até 40º) facilita a sua implantação em proporções crescentes (em 2003, 13,5 milhões de m² foram instalados na Alemanha, Figura 15.3a), podendo classificá-los em duas categorias: leves e pesados. Telhados pesados (Figura 15.3b) são dimensionados com perfil de solo profundo (≥ 15 cm), sendo plantados com arbustos e árvores e servindo ao público para caminhadas. Telhados leves são mais comumente empregados, contendo perfis de solo

rasos (2,5 a 12,5 cm) e plantas adaptadas às condições de telhados. Com carga variando de 75 a 250 kg/m² para perfis de solo de 2,5 a 12,5 cm, telhados têm sido instalados em reformas nos EUA com pouco ou nenhum reforço estrutural, mostrando ser o de 7,5 cm mais vantajoso numa avaliação custo-benefício ambiental e estético. Uma membrana impermeável (feita de PVC, p. ex.), uma cobertura de drenagem, meio de crescimento e vegetação são os componentes básicos (Figura 15.3c) deste dispositivo;

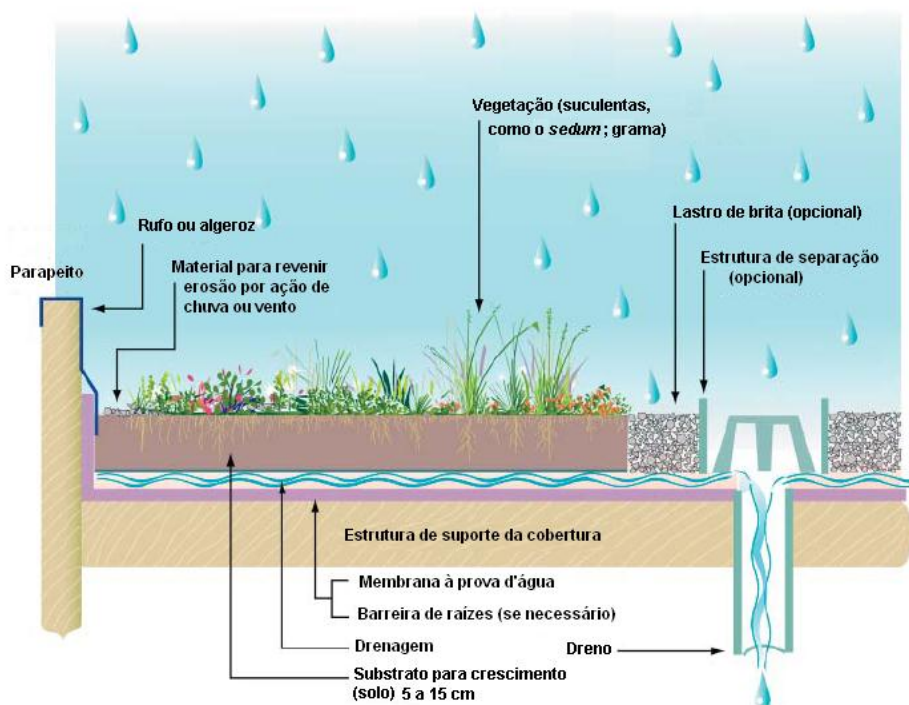
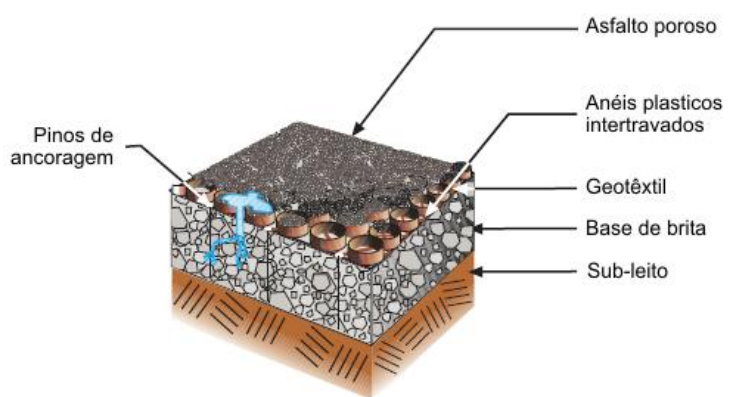


Figura 15.3. Telhados Verdes.

- Pavimentos permeáveis - Este dispositivo consiste da utilização de (Figura 15.4a) concreto/pavimento poroso ou blocos vazados em sua camada superior, uma camada de

base (normalmente brita) e uma manta geotêxtil para impedir a migração de material entre camadas. Áreas de tráfego de pedestres, ciclistas e veículos leves (como calçadas, estacionamentos e vias residenciais e internas a empreendimentos, Figura 15.4b) são preferencialmente escolhidas para implantação de pavimentos permeáveis, recomendando-se o controle apenas de sua área para que aporte de sedimentos de outras áreas venha colmatar o pavimento. No entanto, algumas aplicações com asfalto poroso em via expressa próximo à Phoenix (Arizona, EUA) e concreto permeável/bloco vazado em áreas industriais sujeitas a tráfego de veículos pesados provaram ser estruturalmente eficientes. Além do controle quantitativo e qualitativo de águas pluviais, pavimentos permeáveis apresentam a vantagem de aumentar a segurança e conforto em vias pela diminuição de derrapagens e ruídos. Estudo em Porto Alegre com asfalto poroso e bloco vazado (Figura 15.4c) revelou a eficiência hidráulica (coeficiente de escoamento, isto é, relação entre precipitação média e vazão média, de 5% e 2,3%, respectivamente) dos pavimentos permeáveis. Verificou-se ainda a disponibilidade no mercado de todos os materiais envolvidos no estudo, com o asfalto poroso custando 21% a mais que o asfalto comum para uma área de 132 m²;



Crédito: Gary Anderson



Figura 15.4. Pavimentos Permeáveis.

- Coletores de água de chuva - O aproveitamento de água de chuva providencia oportunidade para aumentar a eficiência hídrica no empreendimento, exonerando o poder público ou a concessionária pelo serviço de abastecimento do volume captado. Dentre as alternativas para coleta e armazenamento de água de chuva encontram-se cisternas, barris de chuva (Figura 15.5) e adaptações de pavimentos permeáveis, telhados verdes e biorretenções (as que apresentam drenos subjacentes). O uso de cisternas, especialmente na região Nordeste do país, apresenta-se bastante difundido em virtude da escassez de água na região e de políticas de instalação massiva empregadas nos últimos anos, como o Programa Um Milhão de Cisternas no Piauí, premiado pela Agência Nacional de Águas e incentivado pelo Ministério do Desenvolvimento Social e Combate à Fome.



Figura 15.5. Aproveitamento de água de chuva (Brasil, Austrália e EUA).

Para o controle efetivo na fonte, o planejamento de empreendimentos com minimização de práticas artificiais de manejo de águas pluviais e o incentivo à manutenção de processos hidrológicos naturais deve ser estimulado, por meio das seguintes medidas:

- elaboração de normas que conduzam à aplicação de práticas integradas, por exemplo, pela exigência de atendimento a critérios de preservação de áreas verdes e ciclos naturais;

- desenvolvimento de incentivos fiscais para abatimento do efeito da urbanização na drenagem urbana, podendo ser realizado por meio de cobrança de uma taxa, caso haja alteração do hidrograma de escoamento superficial ou do volume de recarga subterrânea, ou por meio da valorização do empreendimento via certificação ou premiação, por ter atendido exigências de manutenção do hidrograma do escoamento superficial ou volume de recarga.

O atendimento de tais exigências se mostra possibilitado mediante a aplicação de tecnologias verdes, planejadas para a máxima eficiência de manejo de águas pluviais.

Políticas locais podem ser trabalhadas como projeto-piloto, em escala de bairro ou sub-bacia, por exemplo. Uma iniciativa interessante é o estímulo à reformulação massiva de empreendimentos com implantação de dispositivos na fonte, como telhados verdes (Figura 15.6) em alguns condados americanos.



Figura 15.6. Washington, D.C. (EUA) pré(2002) e pós (2025): implementação de programa de instalação de telhados verdes em 20% das edificações (mais de 900 m²).Crédito: Casey Trees Endowment Fund.

Sugestão de uso: Sempre que possível, otimizados pelo planejamento do empreendimento e seleção de estruturas físicas adequadas para cada situação, respeitando restrições como nível do lençol freático/leito rochoso, espaço físico e características de permeabilidade do solo.

Limitações de uso: Urgência de remediação do sistema de drenagem em virtude do alto risco de novas ameaças à população, como inundações. Desenvolvimento de políticas de reformulação do sistema de drenagem deve ser retardado, caso seja clara a necessidade de capacitar o corpo técnico para a implementação de medidas.

15.2.2 Na microdrenagem

Medidas de controle na microdrenagem consistem no manejo de águas pluviais provenientes de loteamentos ou conjunto de lotes. Práticas mais comumente empregadas visam restaurar aspectos hidrológicos, como a utilização de bacias de retenção (Figura 15.7) e banhados artificiais para controle do pico de cheia, ou viabilizar o escoamento mais rápido para jusante pela ampliação/reparo de dutos pluviais.



Figura 15.7. Detenções em Porto Alegre.

Sugestão de uso: Emprego de estruturas físicas, sempre que o controle na fonte não for suficiente para recuperar ou manter processos hidrológicos naturais, com predileção por banhados artificiais a detenções em razão de ganhos ambientais (absorção de nutrientes e contaminantes) e térmicos.

Limitações de uso: A instalação de estruturas físicas, como detenções, em razão da manutenção necessária para sua operação apropriada. Caso esta manutenção não aconteça,

riscos à saúde da população passam a existir devido à sujeição da população à proximidade/contato com efluentes contaminados por resíduo sólido urbano (Figura 15.8) ou esgoto doméstico.



Figura 15.8. Resíduo sólido urbano extraído de sistemas de drenagem (Austrália e Porto Alegre).

15.2.3 Na macrodrenagem

Normalmente, refere-se à aplicação de medidas em cursos d'água urbanos como sendo a escala de macrodrenagem. Cabe ressaltar, no entanto, que a drenagem pode ser realizada por meio alternativo ao controle via alterações físicas de riachos para minimizar inundações, como a utilização de técnicas de convivência com eventos extremos. Algumas das medidas nesta escala podem ser: (a) o planejamento de uso e ocupação do solo, com definição de áreas de preservação e de desenvolvimento residencial, comercial ou industrial, embasado em características de solo, vegetação, topografia e hidrografia da região e (b) a implantação de políticas em nível municipal ou de bacia visando à aquisição pelo poder público de áreas pertencentes às várzeas de inundação, para implantação de áreas de lazer/recreação, diminuindo prejuízos à população e ao ecossistema ribeirinho após cada evento. Costumeiramente, canalização e aprofundamento de riachos urbanos com a finalidade de escoar mais rapidamente a água para jusante são medidas mais aplicadas em continuidade ao emprego de técnicas higienistas.

Sugestão de uso: Aconselha-se empregar estruturas físicas (como detenções, canalização ou estações de tratamento de água) em último caso, quando o controle na fonte

e na microdrenagem não for suficiente para recuperar ou manter processos hidrológicos naturais, devendo se privilegiar a recuperação da mata ciliar, vegetação ripária e aquática, e várzeas de inundação.

Limitações de uso: Cidades construídas “dentro” da várzea de inundação dificultam a aplicação de dispositivos desejáveis para minimização de impactos à saúde da população e do meio ambiente.

16 DIMENSIONAMENTO DE MEDIDAS ESTRUTURAIS PARA INUNDAÇÕES RIBEIRINHAS PARA A CIDADE DE TERESINA.

Neste item são sugeridas as medidas estruturais para o controle das inundações ribeirinhas em Teresina. As medidas propostas se baseiam principalmente em medidas intensivas, ou seja, aquelas que agem numa escala menor, nos cursos d'água e superfícies, e, em particular em obras de (a) renaturalização; (b) contenção, como diques e pôlderes; (c) aumento da capacidade de descarga, como retificações, ampliações de seção e corte de meandros de cursos d'água.

Embora a consideração de medidas de controle de cheias que extrapolam a área de estudo delimitada para este Plano não faça parte de seu escopo, o que se dá no caso de implantação de reservatórios de amortecimento de cheias em outras partes da bacia hidrográfica, como a construção da Barragem de Castelo, este Plano apresenta uma análise resumida desta solução, em vista da existência de um projeto deste tipo em vias de ser implantado e da relativa importância no controle de inundações ribeirinhas na área em estudo.

Por outro lado, as medidas extensivas são aquelas que agem no contexto global da bacia, procurando modificar as relações entre precipitação e vazão, como a alteração da cobertura vegetal do solo, que reduz e retarda os picos de cheias e controla a erosão da bacia. Estas medidas extrapolam também o Plano, e sua análise deve ser realizada junto com o Plano de Bacia do rio Parnaíba e Poti.

É importante ressaltar que todas as medidas e simulações realizadas se referem a propostas preliminares, no nível requerido pelo PDDrU de acordo com a Proposta e Plano de Trabalho Consolidado, e que estas soluções ainda precisam ser detalhadas com levantamentos complementares para que suas dimensões possam ser determinadas com precisão. Todos os resultados, valores e dimensões sugeridas devem ser verificados durante a elaboração do respectivo projeto executivo.

16.1 Estruturas do tipo reservatórios de amortecimento de cheias

Como mencionado no item 15.1.2, o reservatório de controle de cheias funciona retendo o volume do hidrograma durante as cheias, reduzindo o pico e o impacto a jusante do barramento. Podem ser de uso exclusivo para esta finalidade ou podem ter usos múltiplos. O primeiro tem como objetivo somente minimizar as inundações, enquanto que o segundo tem mais de um objetivo, que são muitas vezes conflitantes.

Em termos práticos, e pelo seu custo, as barragens devem procurar cumprir múltiplas finalidades para serem viáveis. No entanto, isto significa lidar com a questão de que, por exemplo, para produzir energia, a barragem deve estar o mais cheia possível, enquanto que para proteger contra inundações, o requerido é manter o maior volume livre (também denominado volume de espera) possível. A minimização deste conflito passa pelo investimento em tecnologias de previsão de vazões em tempo real.

O problema, portanto, de considerar este tipo de solução é que sua construção não depende simplesmente dos interesses da Prefeitura de Teresina, mas também do Estado do Piauí e dos estados vizinhos com os quais compartilha a bacia, e sem contar a necessidade de análise por parte do Governo Federal, o qual tem jurisdição nas bacias mencionadas. Ainda, sem repasses e financiamento Federal, as chances de viabilizar uma obra deste porte são ínfimas.

Sob estas condicionantes, as obras intensivas aqui propostas devem ser consideradas como alternativa à construção de barragens, e, quando da discussão de sua viabilidade, no respectivo comitê de bacia, todas as alternativas devem ser avaliadas em conjunto.

No caso de Teresina, barragens tanto no Poti como no Parnaíba teriam condições de minimizar o efeito de enchentes. As barragens de Castelo e Milagres, ambas na bacia do Poti, permitiriam o controle das águas do Poti, e, no caso do Parnaíba, além da barragem existente de Boa Esperança, há a necessidade de uma barragem abaixo de Amarante, para conter o fluxo das bacias dos rios Gurguéia e Piauí-Canindé, que não passam pela barragem de Boa Esperança. De qualquer forma, o controle que Boa Esperança faz acima já é importante para estabilizar a bacia do Parnaíba, uma vez que a Chesf opera a barragem de

forma a manter as vazões, sempre que possível, abaixo dos $3000 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, que é a vazão para a qual começam os efeitos de enchentes em Teresina (ONS, 2008) .

A barragem de Castelo é prevista para ser construída no leito do Poti, no município de Juazeiro do Piauí. A de Milagres, no rio São Nicolau, afluente do Poti, ficará no município de Santa Cruz dos Milagres. A barragem de Castelo, teria condições de acumular 2 bilhões de metros cúbicos de água, metade do que é acumulado na barragem de Boa Esperança, em Guadalupe, e a barragem de Milagres, no rio São Nicolau, que é outro de seus afluentes, com capacidade para 600 milhões de metros cúbicos.

Atualmente, ambas as barragens estão em fase de estudo, sendo uma das questões justamente o conflito entre geração e proteção contra enchentes. De acordo com o atual governador do Piauí, Wilson Martins, em entrevista ao site 180 Graus (2009), um dos problemas é que a barragem com capacidade para amortecimento de enchentes teria uma capacidade menor de geração de energia, em torno de 60 a 80 megawatts, e o Governo Federal solicitou uma capacidade de geração entre 80 e 100 megawatts.

Para estimar a necessidade de armazenamento foram revisitadas e analisadas as séries históricas já discutidas. De acordo com a análise do tempo de retorno das vazões no Parnaíba e Poti, foi estimada que vazões na ordem de $3000 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ possuem tempo de retorno na ordem de 10 anos. Como este valor é similar ao sugerido pela ONS (2008), foi tomado como referência de vazão de não inundação para Teresina.

Por outro lado, a enchente de 1985 é considerada a maior que se tem registros nos postos fluviométricos da Agencia Nacional de Águas localizados em Teresina (Figura 16.1). Segundo JB Engenharia (1999) esta cheia tem um tempo de retorno entre 80 e 100 anos.

Com estes valores foi estimado, em nível de gestão, o volume necessário para amortecer a cheia dos rios Poti e Parnaíba em Teresina utilizando a vazão limite mencionada acima. O procedimento foi simples: se a vazão média diária supera $3000 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, a água excedente é armazenada até que o rio tenha capacidade para escoar a água armazenada (vazões no rio inferiores a $3000 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$). Desta forma, foi estimado que seriam necessários 400 hm^3 no rio Poti e 1.100 hm^3 no rio Parnaíba para o amortecimento desta cheia a níveis

compatíveis com a capacidade da calha, sem alagamentos em Teresina. Este volume seria o volume de espera a ser deixado nas respectivas barragens para o amortecimento das vazões da cheia de 1985.

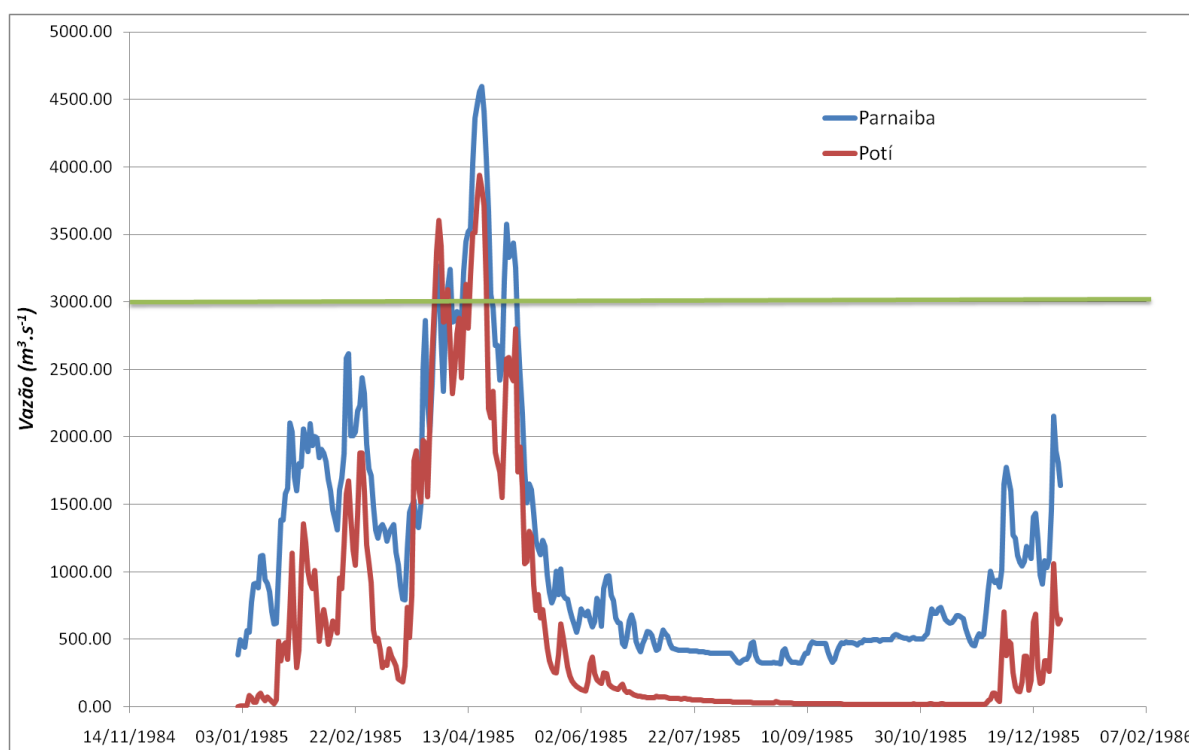


Figura 16.1. Série histórica de vazões médias diárias do ano de 1985. Fonte: HIDROWEB.

Vale ressaltar que os valores acima são valores no nível de gestão, e simplesmente servem como uma referência para o possível futuro dimensionamento de reservatórios. Todos os valores expressos devem ser verificados no momento da realização dos respectivos projetos executivos das barragens.

16.2 Diques e pôlderes para proteção de enchentes

Uma das principais medidas para a proteção contra enchentes ribeirinhas são os diques ou pôlderes. Neste item serão dimensionados diques laterais nas áreas dos rios Poti e Parnaíba com a finalidade de proteger a cidade contra as inundações destes rios. Em função

do risco que implica o rompimento de um dique, uma vez que a população protegida por eles possui um falso senso de invulnerabilidade, é necessário que estas estruturas sejam dimensionadas para tempos de retornos muito altos. Seguindo esta premissa, e aos fins do dimensionamento no nível exigido no edital e Plano de Trabalho consolidado, serão dimensionados diques para TR 100 anos com uma borda livre (*free board*) de 1m. É importante ressaltar que um evento desta magnitude já aconteceu na cidade em 1985, e que a escolha final do risco deverá ser discutida por todos os atores principais da cidade e detalhada no projeto executivo, assim como o traçado definitivo dos mesmos.

16.2.1 Estruturas existentes

Na década de 60, ocorreram enchentes que inundaram a área ribeirinha da confluência dos rios Parnaíba e Poti. No início dos anos 70, o DNOS, em uma política de controle de inundações (que contemplou outras cidades, como Porto Alegre), construiu um dique de proteção, denominado Av. Boa Esperança, o qual possui o seu greide em cota variando entre 59,3m e 60,1m, para um risco estimado entre 80 e 100 anos (JB Engenharia, 1999), mostrado na prancha no Anexo 45.

Em abril de 1985 houve uma coincidência dos picos de vazão dos rios Poti e Parnaíba, provocando a entrada do fluxo de água, pelo rio Poti, numa posição não protegida pelo dique Boa Esperança. Depois deste evento, e em vista da densificação da ocupação ocorrida na área atingida, o dique da Boa Esperança foi estendido até o conjunto Mocambinho e instalado dois sistemas de recalque, um na lagoa Cacimba Velha (mesma lagoa dos Oleiros) e outro na lagoa do Mocambinho. Em associação com esta obra foram melhoradas as interligações das lagoas através de canais e orifícios, visando à laminação de vazões.

Posteriormente, estudos realizados por JB Engenharia (1999) e Tucci e Cruz (2006) detalharam melhor as soluções que hoje estão sendo implantadas. Assim, o sistema de lagoas existente na região norte de Teresina é responsável pelo armazenamento temporário dos volumes pluviais escoados durante os eventos de precipitação. Estas lagoas são interligadas através de redes e canais que possibilitam a troca de volumes entre elas. O nível d'água no sistema é regulado pela saída através de bombeamento por cima do dique.

Mesmo sem ser projetada como um dique, a Av. Maranhão também possui elevações (cotas) maiores do que algumas áreas laterais e funciona, em algumas regiões, como proteção. No entanto, justamente na região central da cidade, as cotas da avenida são as menores e sua função como dique não é aparente.

No rio Poti não foram construídos diques laterais, embora por ter as cotas maiores na margem esquerda, as avenidas que margeiam este rio de alguma forma se comportam como diques. Na margem direita, as cotas são mais baixas e não há efeito de endicamento apreciável.

16.2.2 Detalhamento das soluções sugeridas

Como mencionado, se propõem aqui uma série de diques conforme o mapa mostrado no Anexo 46. Os diques visam proteger a cidade de Teresina para enchentes iguais ou inferiores a TR 100 anos, com uma borda livre de 1m.

Foi considerado um dique que pode atuar como estrada de pista simples com duas faixas de 3,5m de largura, acostamento com largura de 1m e a folga também de 1m, conforme esquema da Figura 16.2.

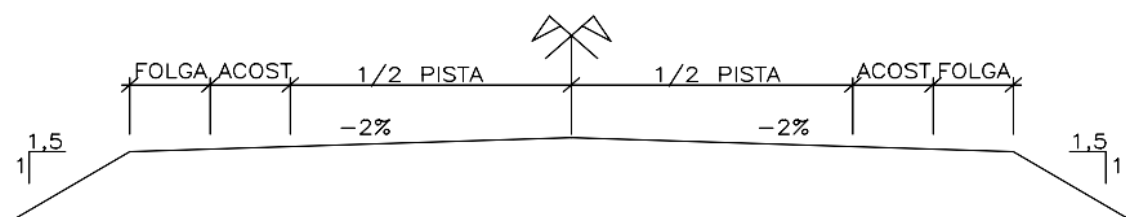


Figura 16.2. Largura da plataforma de terraplenagem (Fonte: Normas do DAER – RS).

Para a estimativa do custo foi consultado o SINAPI. A estimativa de custo possui 2 partes, sendo que a primeira indica o custo do aterro em si, e a segunda indica os acessórios do aterro (camada vegetal, asfalto, etc.).

Para a estimativa do transporte foi considerado um coeficiente de empolamento de 1,3 que corresponde a um solo argiloso típico tal como o que deverá ser utilizado para o dique,

ou seja, a terra natural no empréstimo sofre uma descompactação que aumenta seu volume em 30%. Simplificadamente foi considerada que a compactação no local de destino reduz o solo para seu volume inicial. Ainda foi considerado transporte em condições médias em uma distância de até 11km do local do dique.

Não foi considerada remuneração pelo empréstimo, uma vez que se considerou o mesmo em terrenos próprios da Prefeitura.

Uma vez que se trata de um serviço de aterro em área urbana, não foi considerado serviço de desmatamento e destoca, simplesmente foi considerada a limpeza do terreno de empréstimo e no local do dique.

No projeto executivo estes condicionantes, assim como a verificação hidráulica e hidrológica considerando o traçado definitivo e levantamentos particulares (topografia, etc.) deverão ser rigorosamente avaliados.

No Quadro 16.1 se encontra um resumo da composição dos custos apuradas para este projeto para a composição do aterro do dique. Quanto ao pavimento superior foi adotado o valor de R\$ 300.000,00 por quilômetro de dique, conforme valores atuais usualmente praticados em Teresina.

Quadro 16.1. Composição dos custos por m³ de dique construído. Fonte dos custos: SINAPI.

DESCRIÇÃO DO COMPONENTE	PERCENTAGEM	UNID.	CUSTO UNITÁRIO (R\$)	CUSTO (R\$)
Escavação, carga e transporte de material de 1ª categoria, caminho de serviço leito natural, com escavadeira hidráulica e caminhão 6 m ³ , dmt 800 ate 1.000 m	45%	m ³	4,02	1,80
Escavação, carga e transporte de material de 1ª categoria, caminho de Serviço pavimentado, com escavadeira hidráulica e caminhão basculante 6 m ³ , dmt 800 ate 1.000 m	45%	m ³	3,54	1,59
Escavação, carga e transporte de material de 2ª categoria	10%	m ³	10,01	1,00
Transporte comercial com caminhão basculante 6m ³ , rodovia em leito natural	50%	t.10 km	0,61	3,96
Transporte comercial com caminhão basculante 6m ³ , rodovia com revestimento primário	50%	t.10 km	0,50	3,25
Compactação mecânica c/ controle do GC>=95% do pn (áreas) (c/mo niveladora 140hp e rolo compressor vibratório 80hp)		m ³	2,25	2,92
Limpeza mecanizada de terreno de empréstimo, inclusive retirada de arvore entre 0,05m e 0,15m de diâmetro		m ²	0,44	0,04
Margem de Erro de 10% Custo apurado				1,45
Total				16,04

Para um melhor detalhamento da solução, o sistema de diques foi dividido nos seguintes trechos, conforme descritos na prancha do Anexo 46 e nos quadros apresentados a seguir.

16.2.2.1 Dique Av. Henry Wall de Carvalho

Este dique seria instalado na Av. Henry Wall de Carvalho, compreendendo a região entre 150m ao Sul da Rua Josias Carneiro e a Rua XIV. No Quadro 16.2 se descrevem as principais características deste dique, que totaliza 504m e na prancha do Anexo 47 pode-se observar o perfil longitudinal do dique.

Quadro 16.2. Cotas do terreno e de alagamento para diferentes TR ao longo do dique proposto na Av. Henry Wall de Carvalho.

ESTACA	COTA TERRENO (m)	TR (ANOS)					DISTÂNCIA (m)	OBS.
		2	5	10	50	100		
1	63,68	59,94	60,79	61,29	62,26	62,63	66,67	
2	63,84	59,93	60,78	61,28	62,25	62,62	55,90	
3	63,53	59,92	60,77	61,27	62,24	62,61	55,90	Rua Josias Carneiro
4	62,71	59,91	60,76	61,26	62,23	62,60	81,56	
5	63,08	59,90	60,74	61,24	62,21	62,58	81,56	
6	62,82	59,89	60,73	61,23	62,20	62,57	81,56	
7	61,77	59,87	60,71	61,21	62,15	62,52	81,56	
8	63,37	59,84	60,67	61,17	62,13	62,49		Rua XIV

O custo somente do aterro que serviria de dique, conforme o detalhamento de custos anteriores, somado aos custos de limpeza simples do terreno ascende a aproximadamente R\$ 94.000,00, sendo o custo da pista de aproximadamente R\$ 150.000,00, totalizando um custo de R\$ 244.000 para a construção deste dique.

16.2.2.2 Dique Av. Maranhão

A função deste dique localizado sobre a avenida homônima é de proteger a região central de Teresina contra enchentes provocadas pelo rio Parnaíba. No Quadro 16.3 se descrevem as principais características deste dique, que possui uma extensão superior a 8.300 m. No Anexo 48 pode ser observado o perfil longitudinal desta estrutura proposta.

Quadro 16.3. Cotas do terreno e de alagamento para diferentes TR ao longo do dique proposto na Av. Maranhão.

ESTACA	COTA TERRENO (m)	TR (ANOS)					DISTÂNCIA (m)	OBS.
		2	5	10	50	100		
10	69,43	59,52	60,31	60,78	61,72	62,08	87,69	
11	63,20	59,52	60,31	60,78	61,72	62,08	87,69	
12	61,16	59,52	60,31	60,78	61,72	62,08	62,14	Início Av. Maranhão
13	60,33	59,52	60,31	60,78	61,72	62,08	72,95	
14	60,43	59,51	60,30	60,77	61,71	62,07	72,95	
15	60,65	59,49	60,28	60,75	61,69	62,05	93,31	
16	57,24	59,48	60,27	60,74	61,68	62,04	93,31	
17	56,31	59,48	60,27	60,74	61,68	62,04	93,31	
18	55,23	59,47	60,26	60,73	61,67	62,03	56,93	
19	54,50	59,46	60,25	60,72	61,65	62,01	99,67	
20	51,58	59,42	60,21	60,69	61,62	61,98	99,67	
21	53,46	59,38	60,17	60,65	61,59	61,95	99,67	
22	52,26	59,35	60,15	60,62	61,58	61,94	99,67	
23	59,09	59,34	60,14	60,62	61,58	61,94	76,03	
24	57,44	59,34	60,14	60,62	61,58	61,94	76,03	
25	57,62	59,33	60,13	60,60	61,57	61,93	88,85	
26	56,60	59,30	60,09	60,57	61,51	61,87	88,85	
27	56,53	59,26	60,04	60,51	61,42	61,77	88,85	
28	55,66	59,21	59,98	60,44	61,37	61,73	74,75	
29	55,94	59,18	59,94	60,40	61,33	61,69	86,16	Av. Ind. Gil Martins
30	56,57	59,16	59,92	60,38	61,29	61,64	86,95	
31	56,02	59,15	59,91	60,37	61,28	61,63	86,95	
32	56,79	59,15	59,91	60,36	61,27	61,62	86,95	
33	57,12	59,13	59,90	60,35	61,27	61,62	99,01	
34	56,83	59,10	59,87	60,33	61,24	61,59	99,01	
35	57,58	59,07	59,84	60,30	61,22	61,57	99,01	
36	58,04	59,06	59,83	60,29	61,21	61,56	99,01	
37	57,52	59,06	59,83	60,29	61,20	61,55	93,05	Av. Prof. Valter Alencar
38	57,92	59,03	59,80	60,26	61,18	61,53	93,05	
39	58,53	58,97	59,73	60,19	61,11	61,46	62,92	
40	59,45	58,93	59,69	60,15	61,07	61,42	63,81	
41	58,59	58,88	59,64	60,10	61,03	61,38	64,96	
42	58,21	58,86	59,62	60,08	61,00	61,35	97,66	
43	58,22	58,85	59,61	60,07	60,99	61,34	97,66	
44	58,91	58,85	59,61	60,07	60,98	61,33	87,21	
45	59,16	58,83	59,59	60,05	60,96	61,31	87,21	

ESTACA	COTA TERRENO (m)	TR (ANOS)					DISTÂNCIA (m)	OBS.
		2	5	10	50	100		
46	61,38	58,77	59,52	59,98	60,89	61,24	87,21	
47	61,02	58,73	59,48	59,94	60,83	61,18	87,21	
48	60,70	58,70	59,44	59,90	60,81	61,16	87,21	
49	60,64	58,70	59,44	59,90	60,80	61,15	87,21	
50	60,67	58,71	59,45	59,91	60,82	61,17	87,21	Av. Nações Unidas
51	61,13	58,72	59,46	59,92	60,83	61,18	68,18	
52	60,95	58,72	59,47	59,93	60,84	61,19	68,18	
53	60,91	58,72	59,47	59,93	60,84	61,19	89,08	
54	57,87	58,70	59,46	59,93	60,85	61,20	89,08	
55	57,69	58,68	59,45	59,91	60,83	61,19	89,08	
56	57,53	58,66	59,43	59,89	60,81	61,16	90,95	
57	58,62	58,59	59,36	59,82	60,74	61,10	90,95	
58	60,42	58,56	59,33	59,79	60,72	61,08	86,05	
59	60,57	58,53	59,30	59,76	60,68	61,03	86,05	
60	59,89	58,51	59,27	59,73	60,64	60,99	86,05	
61	59,23	58,49	59,24	59,69	60,62	60,97	86,05	
62	57,58	58,48	59,23	59,68	60,59	60,95	86,05	
63	60,91	58,48	59,22	59,66	60,57	60,92	85,06	
64	60,20	58,49	59,22	59,66	60,57	60,92	85,06	
65	60,98	58,49	59,22	59,66	60,56	60,91	85,06	
66	60,06	58,49	59,22	59,66	60,56	60,91	92,35	Rua São Pedro - Ponte
67	58,47	58,45	59,19	59,63	60,55	60,90	92,35	
68	59,48	58,40	59,14	59,59	60,51	60,85	92,35	
69	60,28	58,37	59,11	59,55	60,48	60,82	92,35	
70	60,34	58,36	59,09	59,53	60,46	60,80	92,35	
71	60,87	58,35	59,09	59,53	60,45	60,80	92,35	
72	60,30	58,33	59,08	59,52	60,45	60,80	50,66	
73	61,18	58,31	59,06	59,51	60,45	60,79	50,66	
74	61,35	58,29	59,04	59,49	60,43	60,78	78,36	
75	61,65	58,24	59,00	59,46	60,40	60,75	78,36	
76	60,97	58,19	58,96	59,42	60,35	60,70	75,66	
77	61,23	58,14	58,91	59,37	60,33	60,68	75,66	
78	61,11	58,11	58,87	59,34	60,29	60,64	75,66	
79	60,95	58,09	58,85	59,31	60,26	60,61	75,66	
80	60,10	58,09	58,84	59,30	60,24	60,59	65,37	
81	60,37	58,09	58,84	59,30	60,24	60,59	65,37	
82	60,45	58,08	58,84	59,30	60,24	60,59	67,44	
83	59,80	58,07	58,83	59,29	60,23	60,58	67,44	

ESTACA	COTA TERRENO (m)	TR (ANOS)					DISTÂNCIA (m)	OBS.
		2	5	10	50	100		
84	60,67	58,03	58,80	59,27	60,22	60,57	91,44	Av. Miguel Rosa - Ponte
85	59,82	57,96	58,74	59,21	60,17	60,52	91,44	
86	60,95	57,92	58,70	59,17	60,12	60,48	91,44	
87	60,44	57,87	58,64	59,11	60,08	60,43	91,44	
88	55,24	57,85	58,62	59,09	60,03	60,38	97,43	
89	58,08	57,85	58,62	59,08	60,02	60,37	97,43	
90	58,51	57,84	58,60	59,07	60,01	60,36	74,44	
91	57,15	57,80	58,57	59,04	59,99	60,34	74,44	
92	54,56	57,69	58,49	58,96	59,94	60,30	97,84	
93	58,81	57,55	58,36	58,84	59,87	60,22	97,84	
94	59,02	57,37	58,20	58,69	59,70	60,05	96,50	
95	57,59	57,16	57,99	58,49	59,50	59,86	96,50	
96	55,51	57,04	57,87	58,36	59,40	59,75	77,78	
97	56,41	56,99	57,81	58,30	59,29	59,64	77,78	
98	54,85	56,97	57,79	58,28	59,27	59,62	77,78	
99	55,73	56,98	57,80	58,29	59,29	59,64	88,71	
100	57,61	56,99	57,82	58,32	59,31	59,66	88,71	
101	57,85	56,98	57,83	58,34	59,35	59,70	88,71	
102	58,07	56,95	57,82	58,33	59,35	59,71	88,71	
103	58,30	56,88	57,77	58,30	59,32	59,69	99,31	Rua Espírito Santo
104	58,64	56,75	57,67	58,22	59,25	59,62	99,31	
105	60,01	56,62	57,57	58,12	59,20	59,57	86,69	
106	59,74	56,53	57,49	58,06	59,11	59,48	86,69	
107	59,04	56,46	57,43	58,00	59,08	59,45	86,69	
108	57,99	56,44	57,41	57,98	59,06	59,43		Rua Minas Gerais

O custo somente do aterro que serviria de dique, conforme o detalhamento de custos anteriores, somado aos custos de limpeza simples do terreno ascende a R\$ 11.758.790,25, sendo o custo da pista de aproximadamente R\$ 52.256.893,54, totalizando um custo de R\$ 64.015.683,78 para a construção deste dique.

16.2.2.3 Dique Boa Esperança

Este trecho envolve o aumento do dique existente, de forma a obter uma solução que torne a região protegida para TR 100 anos. Ainda, no dique atualmente existente, não foi possível observar a borda livre (*free board*) o que torna o dique muito vulnerável a rupturas. O trecho analisado possui um comprimento de aproximadamente 4,5 km e suas principais características se encontram na Quadro 16.4 e no perfil longitudinal do Anexo 49.

Quadro 16.4. Cotas do terreno e de alagamento para diferentes TR ao longo do dique proposto da Boa Esperança.

ESTACA	COTA TERRENO (m)	TR (ANOS)					DISTÂNCIA (m)	OBS.
		2	5	10	50	100		
108	57,99	56,44	57,41	57,98	59,06	59,43	95,34	Rua Minas Gerais
109	58,89	56,44	57,41	57,98	59,06	59,43	95,34	
110	59,36	56,45	57,43	57,99	59,08	59,45	95,34	
111	59,12	56,46	57,43	58,00	59,08	59,45	75,31	
112	58,31	56,44	57,42	57,99	59,07	59,44	75,31	
113	56,23	56,39	57,38	57,95	59,04	59,41	75,31	
114	56,16	56,32	57,32	57,89	58,98	59,36	75,31	
115	56,44	56,27	57,27	57,84	58,93	59,30	77,40	
116	56,47	56,23	57,23	57,80	58,90	59,28	77,40	
117	56,22	56,20	57,20	57,77	58,87	59,25	77,40	Rua Rad. Jim Boralho
118	56,46	56,19	57,19	57,76	58,85	59,23	82,59	
119	57,18	56,19	57,19	57,76	58,85	59,23	82,59	
120	57,84	56,19	57,19	57,77	58,86	59,23	82,59	
121	58,77	56,18	57,19	57,76	58,85	59,23	82,59	
122	59,18	56,16	57,17	57,75	58,84	59,22	52,74	
123	59,06	56,14	57,16	57,74	58,81	59,18	52,74	
124	59,01	56,09	57,11	57,70	58,79	59,16	91,38	
125	59,76	56,04	57,07	57,66	58,75	59,13	91,38	
126	59,66	55,98	57,02	57,62	58,71	59,08	91,38	
127	59,88	55,95	57,00	57,59	58,70	59,07	69,29	
128	59,41	55,95	56,99	57,59	58,68	59,06	69,29	
129	58,78	55,94	56,98	57,58	58,68	59,05	91,72	
130	58,29	55,94	56,98	57,58	58,68	59,05	91,72	
131	57,64	55,92	56,97	57,57	58,67	59,04	84,47	
132	57,22	55,90	56,96	57,56	58,66	59,04	84,47	

ESTACA	COTA TERRENO (m)	TR (ANOS)					DISTÂNCIA (m)	OBS.
		2	5	10	50	100		
133	56,61	55,87	56,94	57,54	58,64	59,02	84,47	
134	57,44	55,82	56,90	57,50	58,61	58,99	84,47	
135	58,04	55,79	56,87	57,48	58,57	58,97	84,47	
136	57,94	55,76	56,85	57,45	58,56	58,96	89,39	
137	57,56	55,73	56,82	57,42	58,54	58,94	67,77	
138	57,38	55,73	56,82	57,42	58,53	58,94	68,86	
139	57,23	55,72	56,81	57,42	58,53	58,93	86,08	
140	57,73	55,72	56,82	57,42	58,53	58,93	87,42	
141	57,48	55,72	56,82	57,42	58,53	58,93	96,51	
142	56,74	55,70	56,81	57,42	58,53	58,92	96,51	
143	58,50	55,69	56,81	57,42	58,53	58,92	96,51	
144	56,89	55,67	56,80	57,41	58,52	58,91	13,16	
145	56,89	55,67	56,79	57,41	58,52	58,91	86,41	
146	57,71	55,65	56,78	57,39	58,51	58,89	86,41	
147	58,66	55,63	56,76	57,38	58,49	58,87	86,41	
148	58,64	55,61	56,74	57,35	58,48	58,86	86,41	
149	58,13	55,60	56,73	57,34	58,47	58,85	86,41	
150	58,33	55,60	56,73	57,34	58,46	58,84	86,41	
151	56,53	55,61	56,74	57,35	58,47	58,85	73,08	
152	55,40	55,62	56,75	57,37	58,49	58,86	73,08	
153	57,83	55,63	56,77	57,38	58,49	58,87	73,08	
154	56,87	55,63	56,77	57,39	58,50	58,88	82,36	
155	58,83	55,63	56,78	57,39	58,50	58,88	82,36	
156	55,93	55,63	56,77	57,39	58,50	58,88	82,36	
157	55,83	55,63	56,77	57,39	58,50	58,87	47,42	
158	58,64	55,63	56,77	57,39	58,50	58,88	25,33	Encontro dos Rios
159	56,19	55,63	56,78	57,39	58,50	58,88	81,90	
160	56,94	55,63	56,77	57,38	58,50	58,87	81,90	
161	57,48	55,63	56,77	57,39	58,49	58,87	81,90	
162	56,71	55,65	56,80	57,41	58,51	58,89	65,84	
163	57,16	55,67	56,82	57,44	58,55	58,93	65,84	
164	56,51	55,70	56,86	57,49	58,58	58,95	60,96	
165	58,15	55,72	56,89	57,52	58,61	58,98	60,96	

O custo do aterro que serviria de dique, conforme o detalhamento de custos anteriores, somado aos custos de limpeza simples do terreno ascende a R\$ 3.595.815,89,

sendo o custo da pista de aproximadamente R\$ 24.455.732,93, totalizando um custo de R\$ 28.051.548,82 para a construção deste dique.

16.2.2.4 Dique Mocambinho

Este trecho também envolve o aumento do dique existente que tem alguns pontos onde o seu nível baixo diminui significativamente a proteção que brinda a Teresina. Também inclui um trecho novo, para evitar vulnerabilidades que permitem que a água ingresse pelo Poti na região protegida.

Também neste caso, não foi possível observar a borda livre (*free board*) o que torna o dique muito vulnerável a rupturas por *overtopping*. O trecho analisado possui um comprimento de aproximadamente 5,5 km e suas principais características se encontram na Quadro 16.5 e no perfil longitudinal do Anexo 50.

Quadro 16.5. Cotas do terreno e de alagamento para diferentes TR ao longo do dique proposto Mocambinho.

ESTACA	COTA TERRENO (m)	TR (ANOS)					DISTÂNCIA (m)	OBS.
		2	5	10	50	100		
165	58,15	55,72	56,89	57,52	58,61	58,98	219,63	
166	58,76	55,76	56,94	57,58	58,64	59,00	88,82	
167	58,38	55,79	56,97	57,61	58,69	59,05	70,12	Rua Des. Teodoro Castello
168	58,09	55,80	56,99	57,62	58,69	59,05	61,57	
169	58,23	55,80	56,99	57,63	58,70	59,06	60,99	
170	57,89	55,81	57,00	57,64	58,71	59,07	60,99	
171	57,53	55,82	57,01	57,66	58,73	59,08	45,73	
172	58,18	55,84	57,04	57,69	58,76	59,11	56,98	
173	58,40	55,86	57,07	57,71	58,78	59,14	56,98	Alameda Domingos Mafrense
174	58,74	55,89	57,10	57,75	58,82	59,17	47,66	
175	58,74	55,91	57,12	57,77	58,85	59,19	75,49	
176	58,62	55,92	57,14	57,80	58,85	59,20	60,99	
177	58,29	55,92	57,14	57,80	58,87	59,21	60,57	Al. Mestre João Isidoro França

ESTACA	COTA TERRENO (m)	TR (ANOS)					DISTÂNCIA (m)	OBS.
		2	5	10	50	100		
178	58,00	55,92	57,14	57,80	58,87	59,21	60,57	
179	57,84	55,93	57,15	57,81	58,88	59,22	48,04	
180	57,56	55,94	57,17	57,82	58,90	59,24	62,42	
181	57,85	55,97	57,20	57,86	58,90	59,24	83,43	
182	57,58	56,02	57,27	57,92	58,96	59,30	83,43	
183	57,25	56,06	57,32	57,97	58,99	59,32	98,03	Rua Alto Longá
184	57,16	56,09	57,35	58,00	59,02	59,35	98,03	
185	58,25	56,09	57,35	58,00	59,02	59,35	98,03	
186	58,76	56,09	57,35	58,00	59,04	59,38	98,07	Rua Londrina
187	58,50	56,11	57,38	58,03	59,07	59,41	98,07	
188	59,12	56,12	57,40	58,06	59,11	59,45	98,07	
189	58,33	56,15	57,44	58,10	59,16	59,50	98,07	
190	57,74	56,16	57,46	58,12	59,19	59,53	98,07	
191	58,41	56,16	57,46	58,12	59,19	59,53	98,07	Rua Algaroba
192	58,51	56,17	57,47	58,13	59,20	59,54	89,86	
193	58,19	56,20	57,49	58,16	59,21	59,55	89,86	
194	57,47	56,22	57,52	58,18	59,25	59,59	89,86	
195	56,83	56,25	57,55	58,21	59,27	59,61	89,86	
196	56,52	56,25	57,55	58,22	59,28	59,62	60,28	
197	55,69	56,25	57,55	58,22	59,28	59,62	85,68	
198	56,69	56,26	57,56	58,22	59,29	59,63	85,68	
199	56,83	56,27	57,57	58,24	59,31	59,66	85,68	
200	57,27	56,29	57,59	58,26	59,32	59,67	85,68	
201	58,34	56,30	57,60	58,27	59,33	59,68	21,42	
202	58,34	56,30	57,60	58,27	59,34	59,68	92,61	
203	58,53	56,32	57,63	58,30	59,36	59,71	92,61	
204	59,41	56,34	57,65	58,32	59,38	59,73	92,61	Rua Cleanto Jales de Carvalho
205	58,65	56,36	57,68	58,35	59,41	59,76	92,61	
206	58,06	56,39	57,70	58,37	59,45	59,80	92,61	
207	59,38	56,41	57,73	58,41	59,48	59,83	92,61	
208	60,46	56,43	57,76	58,43	59,51	59,87	92,61	
209	59,40	56,45	57,78	58,45	59,53	59,89	92,61	
210	58,50	56,46	57,79	58,47	59,55	59,91	92,61	
211	58,14	56,47	57,81	58,48	59,57	59,93	80,16	
212	58,87	56,49	57,82	58,50	59,61	59,97	80,16	
213	58,45	56,51	57,85	58,53	59,63	60,00	3,44	
429	58,45	56,51	57,85	58,53	59,63	60,00	77,81	

ESTACA	COTA TERRENO (m)	TR (ANOS)					DISTÂNCIA (m)	OBS.
		2	5	10	50	100		
430	57,01	56,55	57,89	58,58	59,69	60,06	69,82	Rua Fotógrafo Guilherme Müller
431	57,46	56,57	57,92	58,61	59,73	60,09	69,82	
432	58,68	56,60	57,96	58,65	59,76	60,13	67,59	
433	58,24	56,63	57,99	58,69	59,82	60,19	67,59	
434	57,83	56,65	58,01	58,71	59,85	60,22	67,59	
435	57,31	56,66	58,03	58,73	59,86	60,23	64,30	
436	58,50	56,67	58,04	58,74	59,88	60,25	75,03	
437	59,09	56,67	58,04	58,74	59,88	60,25	75,03	
438	59,48	56,67	58,04	58,74	59,88	60,25	75,03	
439	60,07	56,67	58,04	58,74	59,88	60,26	85,88	
440	60,07	56,68	58,05	58,75	59,90	60,28	85,88	
441	60,17	56,72	58,09	58,80	59,94	60,32	85,88	
442	60,04	56,74	58,12	58,83	59,98	60,37	97,38	
443	60,18	56,82	58,21	58,92	60,10	60,50	97,38	
444	59,99	56,87	58,26	58,98	60,14	60,54	58,59	
445	60,04	56,88	58,27	59,00	60,19	60,60	24,92	Fim Rua Santa Clara
446	60,04	56,88	58,28	59,00	60,20	60,61	33,38	
447	59,72	56,89	58,28	59,01	60,20	60,61	53,72	
448	59,72	56,88	58,28	59,00	60,19	60,60	59,45	
449	60,03	56,85	58,25	58,97	60,16	60,56	59,45	
450	60,18	56,85	58,24	58,96	60,14	60,54	83,72	
451	60,47	56,81	58,20	58,91	60,10	60,50	1,59	
452	60,47	56,81	58,20	58,91	60,10	60,50		

O custo do aterro que serviria de dique, conforme o detalhamento de custos anteriores, somado aos custos de limpeza simples do terreno ascende a R\$ 4.133.490,56, sendo o custo da pista de aproximadamente R\$ 29.330.711,78, totalizando um custo de R\$ 33.464.202,34 para a construção deste dique. Lembrando que, neste caso, o valor em um bom trecho corresponde ao levantamento do dique existente.

16.2.2.5 Dique Poti Direita

Este dique seria instalado na margem direita do rio Poti, na região central de Teresina. Na Quadro 16.6 se descrevem as principais características deste dique, que totaliza quase 6 km de comprimento, e no Anexo 51 pode-se observar o perfil longitudinal do dique.

Quadro 16.6. Cotas do terreno e de alagamento para diferentes TR ao longo do dique proposto Poti Direita (medidas em metros).

ESTACA	COTA TERRENO (m)	TR (ANOS)					DISTÂNCIA (m)	OBS.
		2	5	10	50	100		
214	73,00	-	-	-	-	-	79,81	
215	72,00	-	-	-	-	-	60,88	
216	69,00	-	-	-	-	-	60,88	
217	67,00	-	-	-	-	-	73,24	
218	67,00	-	-	-	-	-	73,24	
219	65,00	-	-	-	-	-	73,24	
220	65,00	63,55	65,11	65,88	67,23	67,73	66,78	
221	65,60	63,53	65,10	65,87	67,23	67,72	66,78	
222	65,47	63,52	65,09	65,86	67,22	67,72	66,78	
223	64,53	63,52	65,09	65,86	67,22	67,72	92,52	
224	64,41	63,51	65,09	65,86	67,22	67,72	92,52	
225	65,09	63,51	65,09	65,86	67,22	67,72	92,52	
226	65,00	63,51	65,09	65,86	67,22	67,72	92,52	
227	63,66	63,50	65,08	65,85	67,22	67,72	67,01	
228	62,54	63,49	65,08	65,85	67,21	67,71	67,01	
229	63,68	63,49	65,08	65,85	67,21	67,71	81,80	
230	62,63	63,49	65,07	65,85	67,21	67,71	81,80	
231	61,30	63,48	65,06	65,84	67,20	67,70	81,80	
232	61,00	63,47	65,05	65,83	67,19	67,69	81,80	
233	62,89	63,46	65,04	65,81	67,18	67,67	81,80	
234	62,76	63,45	65,02	65,79	67,16	67,66	75,97	
235	63,23	63,44	65,01	65,78	67,15	67,65	75,97	
236	63,67	63,43	65,00	65,77	67,14	67,64	75,97	
237	64,18	63,43	64,99	65,76	67,13	67,63	77,04	Curva São Paulo
238	64,32	63,42	64,98	65,75	67,13	67,62	77,04	
239	65,35	63,41	64,98	65,75	67,12	67,62	77,04	
240	65,19	63,41	64,97	65,74	67,11	67,61	86,55	
241	68,11	63,40	64,95	65,72	67,09	67,59	86,55	

ESTACA	COTA TERRENO (m)	TR (ANOS)					DISTÂNCIA (m)	OBS.
		2	5	10	50	100		
242	70,97	63,38	64,94	65,71	67,07	67,57	86,55	
243	71,79	63,36	64,91	65,68	67,05	67,55	84,91	R. Ervitério Teodoro
244	70,50	63,34	64,89	65,66	67,04	67,53	84,91	
245	70,27	63,32	64,87	65,64	66,99	67,49	84,91	
246	69,72	63,28	64,83	65,59	66,96	67,46	92,45	
247	68,20	63,23	64,77	65,54	66,93	67,42	92,45	
248	68,25	63,17	64,71	65,47	66,85	67,34	92,45	
249	69,77	63,07	64,60	65,36	66,79	67,28	98,28	
250	66,95	63,00	64,52	65,28	66,63	67,12	98,28	
251	67,64	62,92	64,44	65,20	66,53	67,02	98,28	
252	68,46	62,84	64,35	65,11	66,47	66,96	98,28	
253	69,06	62,81	64,31	65,07	66,43	66,91	98,28	
254	68,46	62,80	64,30	65,07	66,44	66,92	92,97	
255	66,81	62,83	64,33	65,09	66,44	66,93	92,97	Av. I
256	66,06	62,84	64,35	65,11	66,48	66,96	92,97	
257	66,69	62,82	64,33	65,09	66,46	66,94	92,97	
258	67,47	62,81	64,32	65,08	66,45	66,94	69,47	
259	67,93	62,79	64,30	65,07	66,44	66,93	86,36	Av. Adão Medeiros Soares
260	67,99	62,76	64,27	65,04	66,42	66,91	86,36	
261	68,37	62,74	64,24	65,01	66,37	66,86	86,36	
262	67,27	62,62	64,13	64,89	66,27	66,77	86,36	
263	66,77	62,56	64,06	64,83	66,22	66,72	79,56	
264	67,71	62,50	64,00	64,77	66,16	66,66	79,56	
265	68,69	62,44	63,94	64,71	66,08	66,58	79,56	
266	66,84	62,38	63,88	64,65	66,05	66,55	79,56	
267	66,02	62,33	63,82	64,59	65,99	66,50	98,92	
268	66,37	62,23	63,71	64,49	65,87	66,38	98,92	
269	64,82	62,12	63,61	64,38	65,78	66,29	98,38	
270	66,30	62,09	63,58	64,36	65,77	66,28	98,38	
271	66,32	62,06	63,54	64,32	65,75	66,26	98,38	
272	65,85	61,96	63,44	64,23	65,66	66,17	98,38	
273	65,33	61,85	63,34	64,12	65,62	66,13	71,90	R. Dona Graci Aguiar
274	62,91	61,91	63,40	64,18	65,54	66,05	71,90	
275	62,20	61,84	63,33	64,11	65,54	66,05	71,90	
276	61,44	61,90	63,38	64,16	65,59	66,10	90,44	
277	61,50	61,75	63,23	64,02	65,45	65,96	90,44	
278	61,49	61,71	63,20	63,99	65,42	65,93	90,44	

ESTACA	COTA TERRENO (m)	TR (ANOS)					DISTÂNCIA (m)	OBS.
		2	5	10	50	100		
279	61,95	61,61	63,11	63,91	65,36	65,87	90,44	
280	61,74	61,58	63,08	63,88	65,32	65,83	90,44	
281	61,73	61,54	63,04	63,85	65,29	65,80	85,90	
282	62,70	61,54	63,05	63,85	65,29	65,80	85,90	
283	64,49	61,55	63,05	63,85	65,29	65,80	85,90	
284	65,32	61,54	63,05	63,85	65,29	65,80	95,49	Rua Des. João Gabriel Baptista
285	65,46	61,51	63,02	63,82	65,26	65,77	95,49	
286	65,44	61,48	62,99	63,80	65,25	65,76	95,49	
287	66,19	61,46	62,98	63,78	65,23	65,74	95,49	
288	65,74	61,44	62,96	63,76	65,21	65,72	95,49	
289	66,88	61,43	62,94	63,75	65,20	65,70	94,37	
290	66,80	61,41	62,92	63,73	65,18	65,69	94,37	
291	68,90	61,39	62,91	63,72	65,17	65,68	94,37	
292	66,75	61,33	62,84	63,66	65,11	65,62	94,37	
293	65,86	61,26	62,78	63,59	65,04	65,55	86,34	
294	65,57	61,23	62,75	63,56	65,02	65,53	86,34	
295	65,71	61,19	62,71	63,53	64,99	65,50	86,34	
296	64,86	61,17	62,69	63,51	64,97	65,48	86,34	
297	65,22	61,15	62,67	63,49	64,95	65,46	86,34	
298	65,14	61,13	62,65	63,47	64,93	65,44	79,86	
299	65,01	61,11	62,63	63,45	64,91	65,42	79,86	
300	65,61	61,10	62,62	63,44	64,90	65,41	79,86	
301	65,92	61,08	62,61	63,43	64,88	65,40	51,22	R. Francisco Learte
302	64,01	61,09	62,61	63,43	64,90	65,41	51,22	
303	64,97	61,11	62,63	63,45	64,90	65,41	71,59	
304	63,67	61,09	62,61	63,43	64,89	65,40	71,59	
305	65,54	61,05	62,58	63,40	64,85	65,36	90,52	
306	68,26	61,02	62,55	63,37	64,82	65,33	90,52	Av. Paulo Ferraz
307	65,66	60,98	62,51	63,34	64,80	65,31	90,52	
308	63,27	60,94	62,47	63,29	64,75	65,26	85,92	
309	64,00	60,92	62,46	63,28	64,74	65,25	85,92	
310	64,59	60,91	62,45	63,28	64,73	65,24	85,92	
311	64,24	60,91	62,45	63,27	64,73	65,24	81,66	R. Ver. Emilio Omati
312	62,51	60,93	62,47	63,29	64,75	65,26	81,66	
313	60,77	60,95	62,49	63,31	64,76	65,27	68,15	
314	60,92	60,94	62,48	63,30	64,75	65,26	68,15	

ESTACA	COTA TERRENO (m)	TR (ANOS)					DISTÂNCIA (m)	OBS.
		2	5	10	50	100		
315	61,96	60,91	62,45	63,27	64,73	65,24	68,15	
316	63,30	60,89	62,43	63,25	64,71	65,22	97,66	R. Jacinto Rufino Macedo
317	62,89	60,86	62,40	63,23	64,68	65,19	97,66	
318	64,04	60,87	62,41	63,24	64,69	65,20	97,66	
319	65,19	60,86	62,40	63,23	64,68	65,19	97,66	
320	62,95	60,81	62,35	63,18	64,64	65,15	97,66	
321	61,64	60,73	62,27	63,10	64,56	65,07	97,66	
322	59,53	60,61	62,16	63,00	64,46	64,97	97,66	
323	59,05	60,48	62,04	62,87	64,31	64,83	97,66	
324	57,02	60,31	61,87	62,72	64,14	64,65	97,66	
325	54,95	60,10	61,67	62,51	63,98	64,50	97,66	
326	53,80	59,92	61,50	62,35	63,84	64,35	97,66	
327	56,57	59,77	61,35	62,21	63,69	64,21	97,66	
328	58,47	59,64	61,23	62,09	63,64	64,16	97,66	
329	61,12	59,55	61,14	62,01	63,56	64,08	97,66	
330	63,60	59,50	61,09	61,96	63,51	64,03	71,44	Ponte Pref. Wall de Ferraz
331	63,28	59,49	61,09	61,96	63,50	64,02	71,44	
332	62,51	59,50	61,10	61,97	63,50	64,02	71,44	
333	61,54	59,52	61,11	61,98	63,52	64,04	68,29	
334	61,76	59,53	61,12	61,99	63,53	64,04	68,29	
335	60,90	59,54	61,13	61,99	63,52	64,04	68,29	
336	61,86	59,54	61,13	61,99	63,52	64,03	75,05	
337	61,54	59,52	61,11	61,97	63,50	64,01	75,05	
338	62,15	59,50	61,09	61,94	63,47	63,99	75,05	
339	63,47	59,48	61,07	61,92	63,44	63,95	80,39	
340	62,71	59,44	61,02	61,87	63,40	63,91	80,39	
341	63,52	59,35	60,93	61,78	63,35	63,87	80,39	
342	63,74	59,30	60,88	61,73	63,24	63,75	80,39	
343	63,75	59,23	60,81	61,66	63,18	63,70	86,62	
344	63,73	59,14	60,72	61,56	63,06	63,57	86,62	
345	63,78	59,07	60,65	61,49	63,03	63,54	86,62	
346	63,25	59,01	60,59	61,43	62,94	63,45	86,62	
347	62,15	58,95	60,53	61,37	62,90	63,41	79,55	Rua Padre Cirilo Chaves
348	61,91	58,90	60,48	61,32	62,84	63,35	79,55	
349	61,95	58,84	60,42	61,26	62,82	63,33	79,55	
350	62,12	58,82	60,40	61,24	62,77	63,28	79,55	

ESTACA	COTA TERRENO (m)	TR (ANOS)					DISTÂNCIA (m)	OBS.
		2	5	10	50	100		
351	62,06	58,80	60,38	61,22	62,76	63,27	67,88	
352	60,14	58,81	60,39	61,23	62,77	63,28	67,88	
353	59,80	58,83	60,41	61,25	62,78	63,29	97,32	
354	60,20	58,86	60,43	61,27	62,81	63,31	97,32	
355	62,67	58,87	60,44	61,28	62,81	63,32	86,85	
356	61,33	58,87	60,44	61,27	62,80	63,31	86,85	
357	60,19	58,83	60,39	61,22	62,74	63,25	86,85	
358	59,92	58,78	60,34	61,17	62,70	63,20	83,98	
359	59,09	58,76	60,31	61,14	62,65	63,15	83,98	
360	58,14	58,72	60,27	61,10	62,61	63,11	83,98	
361	61,54	58,70	60,25	61,08	62,58	63,08	83,98	
362	62,33	58,68	60,23	61,06	62,57	63,07	66,52	
363	62,93	58,67	60,22	61,05	62,56	63,06	66,52	Av. João XXIII
364	61,54	58,67	60,22	61,05	62,56	63,06	76,02	
366	62,39	58,67	60,22	61,05	62,56	63,06	76,02	
367	62,47	58,67	60,22	61,05	62,56	63,06	91,84	
368	60,01	58,67	60,22	61,04	62,54	63,04	91,84	
369	58,71	58,67	60,21	61,03	62,53	63,03	97,15	
370	57,91	58,67	60,20	61,02	62,51	63,00	97,15	
371	61,42	58,66	60,19	61,00	62,48	62,97	84,82	
372	61,05	58,65	60,17	60,98	62,47	62,96	84,82	
373	61,12	58,64	60,15	60,96	62,43	62,92	84,82	
374	59,46	58,60	60,11	60,92	62,38	62,87	74,32	
375	56,65	58,59	60,09	60,90	62,36	62,84	74,32	
376	59,49	58,56	60,06	60,86	62,32	62,80	87,70	
377	60,46	58,55	60,05	60,85	62,30	62,78	87,70	
378	60,85	58,54	60,04	60,84	62,30	62,78	87,70	
379	61,40	58,53	60,04	60,84	62,29	62,77	87,70	
380	61,57	58,52	60,03	60,84	62,29	62,76	87,70	
381	62,60	58,52	60,03	60,84	62,28	62,76	87,70	
382	60,43	58,52	60,03	60,84	62,29	62,76	87,70	
383	58,07	58,52	60,03	60,84	62,29	62,77	79,50	Av. Rio Poti
384	56,90	58,52	60,04	60,85	62,30	62,78	79,50	
385	59,47	58,52	60,04	60,85	62,30	62,78	79,50	
386	60,17	58,52	60,04	60,84	62,29	62,77	79,50	
387	60,60	58,51	60,02	60,83	62,28	62,75	71,97	
388	61,48	58,50	60,01	60,82	62,26	62,73	71,97	
389	61,24	58,49	60,00	60,80	62,23	62,71	85,24	
390	61,68	58,48	59,98	60,78	62,22	62,69	85,24	
391	62,37	58,16	59,65	60,44	61,86	62,33	85,24	

ESTACA	COTA TERRENO (m)	TR (ANOS)					DISTÂNCIA (m)	OBS.
		2	5	10	50	100		
392	62,73	58,18	59,67	60,46	61,89	62,35	85,24	
393	62,83	58,23	59,71	60,50	61,93	62,39	85,24	
394	62,85	58,30	59,79	60,58	61,99	62,45	66,53	Av. Universitária
395	62,78	58,31	59,79	60,58	61,98	62,44	66,53	
396	62,11	58,26	59,74	60,53	61,94	62,40	95,12	
397	61,55	58,15	59,64	60,42	61,78	62,24	95,12	
398	61,81	57,96	59,44	60,22	61,57	62,03	95,12	
399	62,63	57,75	59,22	60,00	61,34	61,80	95,12	
400	62,99	57,54	59,01	59,79	61,23	61,69	95,12	
401	63,39	57,39	58,85	59,62	61,05	61,50	91,32	
402	63,23	57,31	58,76	59,54	60,92	61,37	91,32	
403	63,24	57,28	58,73	59,51	60,89	61,34	91,32	
404	62,24	57,36	58,81	59,59	60,97	61,42	91,32	
405	59,04	57,48	58,93	59,71	61,15	61,59	65,85	
406	58,51	57,60	59,05	59,83	61,22	61,67	78,89	
407	57,41	57,59	59,05	59,82	61,28	61,73	56,01	
408	57,07	57,45	58,90	59,67	61,06	61,50	62,43	Início lagoas Agespisa
409	58,35	57,22	58,67	59,44	60,94	61,38	62,43	
410	60,78	57,05	58,49	59,26	60,71	61,15	35,65	
411	62,38	56,98	58,42	59,19	60,56	61,01	89,06	
412	62,21	56,93	58,37	59,13	60,54	60,98	89,06	
413	61,27	56,83	58,27	59,03	60,40	60,84	89,06	
414	60,49	56,59	58,02	58,78	60,27	60,71	89,06	
415	61,01	56,44	57,86	58,62	60,09	60,52	67,81	
416	61,27	56,27	57,69	58,45	59,74	60,17	67,81	
417	62,07	56,04	57,45	58,21	59,56	59,99	67,81	
418	61,75	55,98	57,38	58,13	59,48	59,91	73,73	
419	61,71	55,90	57,30	58,05	59,50	59,92	94,18	
420	61,05	55,85	57,25	58,00	59,37	59,80	94,18	
421	58,81	55,59	56,99	57,73	59,42	59,84	94,18	
422	60,47	55,29	56,67	57,41	58,90	59,32	90,17	
423	61,04	54,65	56,02	56,76	57,54	57,96	90,17	
424	62,43	53,10	54,43	55,14	56,89	57,30	90,17	
425	62,84	51,60	52,89	53,58	54,80	55,20	90,17	
426	64,33	49,78	51,03	51,69	52,20	52,58	90,17	
427	64,35	47,01	48,19	48,82	50,51	50,87	90,17	
428	64,38	44,32	45,43	46,02	47,35	47,69		

O custo do aterro que serviria de dique, conforme o detalhamento de custos anteriores, somado aos custos de limpeza simples do terreno ascende a R\$ 17.068.769,12, sendo o custo da pista de aproximadamente R\$ 85.580.932,95, totalizando um custo de R\$ 102.649.702,07 para a construção deste dique.

16.2.2.6 Pré-dimensionamento dos bombeamentos

No Quadro 16.7 a seguir são apresentados os valores dos volumes e vazões máximas a serem bombeados nas sub-bacias sempre e quando a alternativa escolhida para o controle de inundações ribeirinhas seja a proteção por dique. Os valores foram calculado considerando TR 100 anos. Sem a instalação dos diques, ou se no projeto executivo for escolhido outro TR, os valores não serão válidos.

Quadro 16.7. Volumes e vazões máximas de bombeamento em caso de implantação dos diques sugeridos.

SUB-BACIA	VOLUME (m ³)	VAZÃO MÁXIMA (m ³ .s ⁻¹)
P05	2.447,58	0,64
P09	32.329,24	8,62
P10	44.193,88	11,68
P11	30.358,39	7,78
P12	7.929,55	2,03
P13	8.095,90	2,08
P14	15.291,09	4,19
P15	28.871,89	7,56
PD03	100.513,36	21,08
PD06	12.019,41	3,20
PD10	17.937,57	4,72
PD11	83.077,98	16,33
PD12	72.662,91	18,95
PD14	63.825,12	16,55
PE25	6.430,53	1,81
PE26	53.910,01	13,32
PE32	6.087,93	1,62

17 MEDIDAS ESTRUTURAIS PARA AS INUNDAÇÕES URBANAS

Para o dimensionamento de medidas estruturais para a drenagem urbana é empregada a modelagem hidráulica. A etapa da modelagem hidráulica consiste na representação e simulação do sistema de macrodrenagem de cada bacia, com a introdução dos hidrogramas obtidos na modelagem hidrológica para o cenário futuro.

O produto dessa análise (modelagem hidráulica) permite avaliar os pontos críticos do sistema, determinação de volumes excedentes, condutos trabalhando sob pressão, existência de remanso, entre outras particularidades.

De maneira a garantir a qualidade dos resultados com esse tipo de modelagem, é necessário o uso de um modelo hidrodinâmico, que possa representar todos os condicionantes sob os quais o escoamento em redes de macrodrenagem normalmente está sujeito.

Neste caso em particular, a modelagem hidráulica do sistema é utilizada para o dimensionamento das estruturas que compõem o sistema de drenagem urbana de Teresina.

Os modelos hidrodinâmicos, também conhecidos como completos, simulam o escoamento através das equações de Saint Venant em sua forma completa, representando os principais fenômenos hidráulicos que surgem em uma rede. Entre os modelos hidrodinâmicos, alguns se destacam atualmente por apresentar propriedades que simplificam o uso e os tornam mais operacionais, através de melhorias em sua interface gráfica, facilitando a entrada e modificação da série de dados, além de contar em sua estrutura com algoritmos para detecção de erros devido à incoerência ou ausência de dados.

17.1 Modelos avaliados

Os modelos avaliados para utilização nessa etapa do trabalho são o *Storm Water Management Model* (SWMM) e o *Hydrologic Engineering Center – River Analysis System* (HEC-RAS).

17.1.1 *Storm Water Management Model* (SWMM)

O SWMM é um modelo originalmente desenvolvido pela EPA (Agência de Proteção Ambiental Americana) no final da década de 70. Foi o primeiro modelo computacional para análise quantitativa e qualitativa associada ao escoamento gerado em áreas urbanas, aprimorado em diversas versões. A versão atual (versão 5) é uma reformulação completa da versão anterior do modelo. O modelo é composto de quatro módulos de serviço e quatro módulos hidrológico-hidrodinâmicos (JAMES *et al*, 1998 *apud* NEVES, 2000). O módulo EXTRAN (HUBER *et al*, 1992) faz a propagação do escoamento na rede de condutos. O modelo resolve as equações completas de *Saint Venant* para simulações de remansos, confluências, sobrecargas e fluxo sob pressão na rede. O método utilizado para resolução das equações é um esquema explícito de diferenças finitas e o escoamento sob pressão pode ser simulado opcionalmente através do método da fenda de *Preissmann*.

Neves (2000) comenta que o SWMM não considera a solução exata para o escoamento sob pressão, e no caso do nível de água dentro da boca-de-lobo atingir uma cota superior à do terreno, este se mantém constante, sendo a água exterior considerada como uma perda do sistema, não retornando à rede. Apesar de suas limitações, o SWMM hoje é reconhecido como um padrão. Assim, diversas empresas e instituições têm trabalhado em desenvolver diferentes interfaces para o modelo.

17.1.2 *Hydrologic Engineering Center – River Analysis System* (HEC-RAS)

O programa HEC-RAS (USACE, 2008) tem sido utilizado amplamente na modelagem hidráulica de rios e canais. Trata-se de um programa de uso público e gratuito desenvolvido pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos (*US Army Corps of Engineers*). A primeira versão do programa HEC-RAS foi desenvolvida no ano 1995 e atualmente já existe a versão 4. O programa destina-se ao cálculo do escoamento com superfície livre em trechos

de canais com ou sem obras de arte. Permite o cálculo em regime permanente ou regime variável.

O HEC-RAS permite ainda calcular o efeito causado por obras hidráulicas que interfiram com a linha de água, nomeadamente pontes, pontões e passagens hidráulicas que provoquem uma contração no escoamento. A perda de carga introduzida por estas obras é calculada por fórmulas empíricas adequadas.

O módulo hidrodinâmico do programa HEC-RAS resolve as equações completas de Saint Venant usando um esquema implícito de 4 pontos de Preismann de diferenças finitas (CUNGE *et al.*, 1980). As equações do esquema de diferenças finitas são linearizadas e o sistema de equações resultante, para um trecho ou conjunto de trechos de canais ou rios, é resolvido através do método de eliminação de Gauss usando uma versão modificada do esquema de armazenamento *Skyline* (BRUNER, 2008).

Além da modelagem de rios e canais, o módulo hidrodinâmico do programa HEC-RAS pode modelar condutos fechados sob pressão. Porém, a modelagem de condutos fechados se encontra em processo de aprimoramento e não tem, atualmente, a capacidade de representar perdas localizadas, perdendo em funcionalidade se comparado, por exemplo, ao programa SWMM.

Após a avaliação dos cadastros obtidos e as funcionalidades dos softwares disponíveis, foi descartada a priori a utilização do HEC-RAS embora em caso de singularidades em cursos de águas naturais, tal como poderiam eventualmente ser verificadas no Riacho Fundo II na altura do Núcleo Bandeirante, o HEC-RAS terá sua utilização avaliada com maiores detalhes.

17.1.3 Representação topológica dos sistemas de macrodrenagem

Assim, escolhido o modelo SWMM, os sistemas de macrodrenagem das sub-bacias modeladas foram dimensionados a partir da modelagem dos mesmos utilizando o módulo hidráulico-hidrodinâmico do modelo SWMM. No modelo SWMM, um sistema de condutos de redes pluviais é representado por um conjunto de nós e links. Os nós representam os poços de visitas. Por sua vez, os links ligando dois nós representam os trechos de conduto

das macrogalerias. Cada um desses elementos tem suas propriedades (por exemplo, seção transversal, declividade, cota de fundo, profundidade, etc.) definidas a partir das informações de cadastro.

17.2 Detalhamento dos custos

17.2.1 Custo de implantação

Um dos itens importantes deste plano é a estimativa dos custos para a rede de drenagem proposta. No nível de detalhamento exigido, os custos foram estimados a partir das características médias dos condutos nas sub-bacias, podendo apresentar variações significativas em distintos pontos em quanto a recobrimento e profundidade de escavação. A profundidade de escavação foi determinada a partir do dimensionamento e das cotas do terreno ao longo dos trechos.

Na Figura 17.1 para galerias retangulares e na Figura 17.2 para condutos circulares, podem-se observar os desenhos esquemáticos dos elementos considerados no custo.

Os preços unitários foram avaliados a partir informações fornecidas pela PMT, e de documentos tais como o instrutivo do Departamento de Saneamento de Sergipe – DESO, “Assentamento de Tubo de Concreto para Redes de Esgotos Sanitários”, Caderno de Encargos do Departamento de Esgotos Pluviais de Porto Alegre (DEP, 2005), a Especificação Técnica, Regulamentação de Preços e Critérios de Medição da SABESP, o Manual para Orçamento de Obras de Saneamento (AESBE) e as Normas Técnicas ABNT seguintes: NBR 09649 - Projeto de Redes de Esgoto ABNT; NBR 9793 - Tubo de concreto simples de seção circular para águas pluviais ABNT; NBR 9794 - Tubo de concreto armado de seção circular para águas pluviais. Ainda foram completados com informações obtidas dos custos unitários de referência praticados pelo Departamento Nacional de Estradas e Rodagem (DNER) e do DEP-Porto Alegre (2011).

Assim, foi considerado simplificadaamente que:

- o assentamento de tubos de concreto com junta elástica é medido por metro linear de rede assentada e inclui os seguintes serviços: transporte e manuseio interno do canteiro até o local de assentamento dos tubos e conexões; limpeza prévia dos tubos e conexões; descida até a vala e seu assentamento, que inclui montagem, alinhamento, nivelamento, apoios, travamentos e execução das juntas.

- o pagamento pelos serviços de assentamento de tubos de concreto é efetuado por preço unitário contratual.

- nos preços propostos pela empresa contratada para execução deste serviço estariam incluídas todas as despesas com materiais, máquinas e equipamentos, tributos e tarifas, mão de obra e encargos sociais.

- os serviços de escavação, reaterro, retirada e reposição de pavimentação, regularização do fundo da vala, etc., são remunerados separadamente.

Seguindo estas considerações foi estimado um custo métrico linear da rede, onde dentro do custo unitário foram incluídos elementos tais como poços de visita, que na realidade são implantados a cada 50 m, aproximadamente. O método assim determinado está de acordo com o nível de detalhamento do edital e plano de trabalho consolidado. No Quadro 17.1 e Quadro 17.2 são apresentadas as composições do custo das tubulações circulares e galerias, respectivamente.

Para determinação dos custos relacionados a implantação de reservatórios de retenção na macrodrenagem, com o objetivo de compensar os picos de vazão e reduzir as seções requeridas para os trechos da rede de drenagem, foi idealizado um projeto paisagístico tipo, conforme ilustram as imagens na Figura 17.3. Considerando esta configuração, foram estimados os custos unitários para implantação de acordo com a composição apresentada no Quadro 17.3.

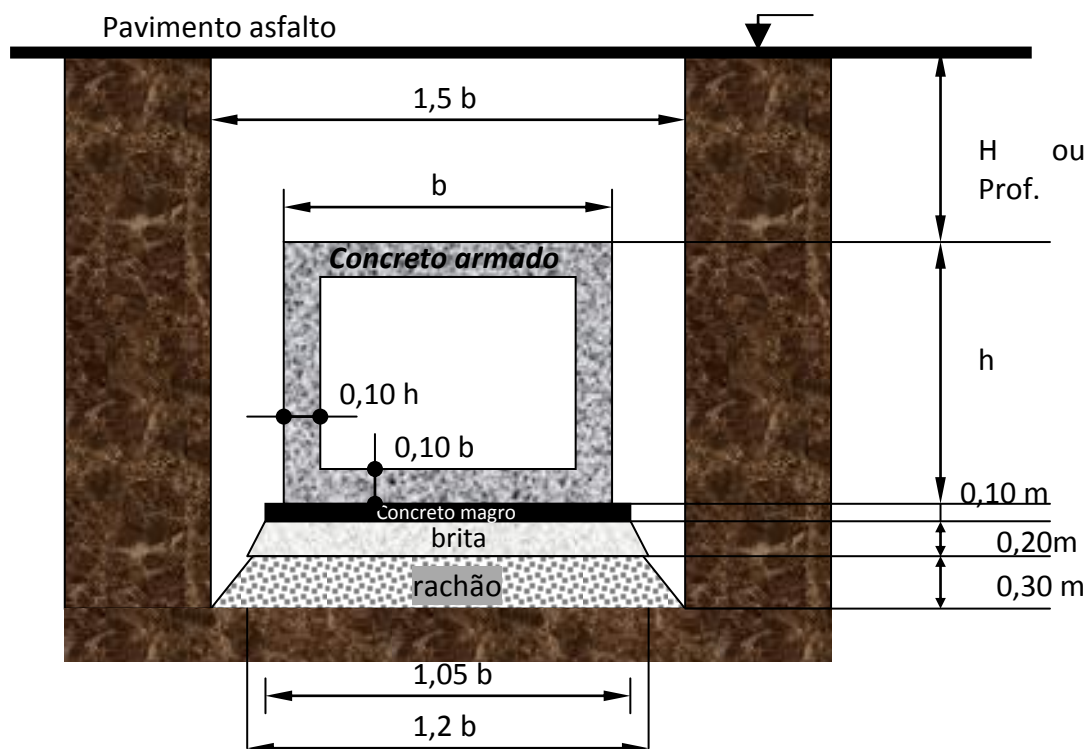


Figura 17.1. Croqui dos elementos considerados no custo das galerias retangulares.

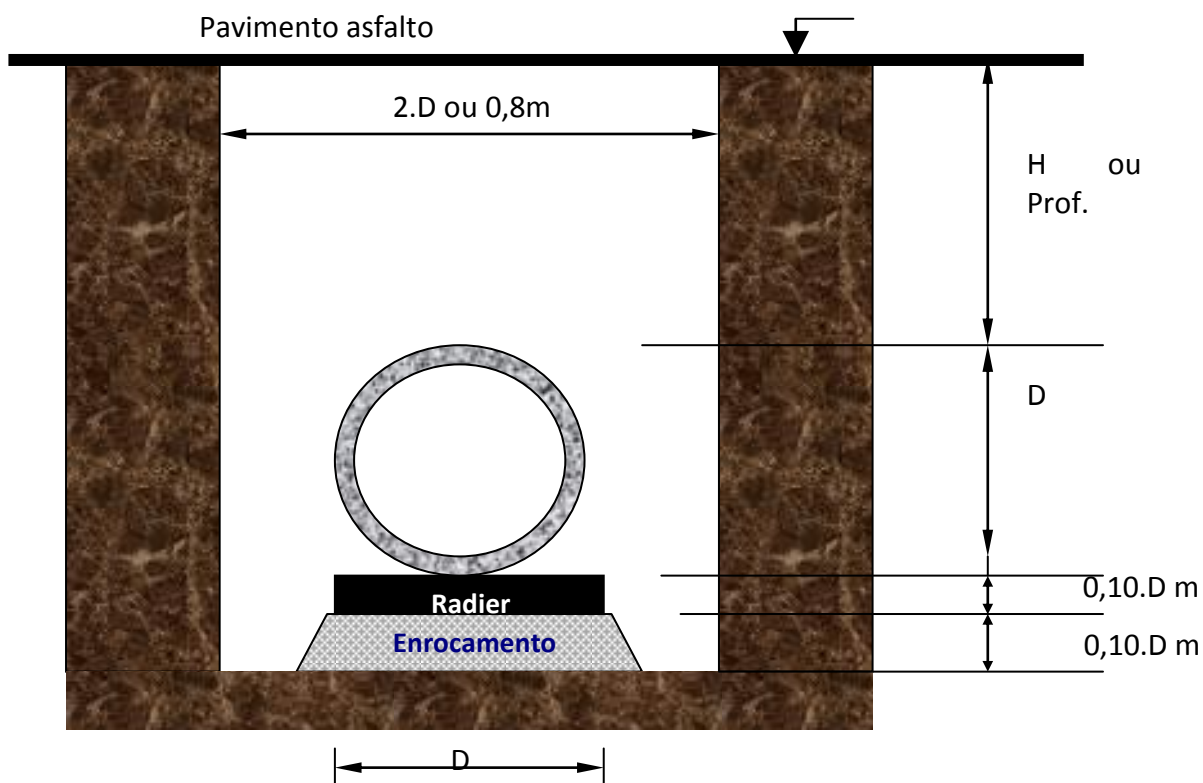


Figura 17.2. Croqui dos elementos considerados no custo das tubulações circulares.

Quadro 17.1. Composição do custo de tubulações circulares (por metro linear).

Nº	DESCRIÇÃO DO COMPONENTE	PERC.	UNID.	CUSTO UNIT. (R\$)	CUSTO (R\$) por diâmetro						
					D40	D50	D60	D80	D100	D120	D150
1	Remoção e reparação de pav. asfalto	-	m²	216,85	173,48	216,85	260,22	346,96	433,7	520,44	650,55
2	Escavação, carga e transporte, material de 1ª categoria, DMT de 3,0 a 5,0 km, com escavadeira hidráulica	50%	m³	8,77	4,91	6,58	8,42	12,63	17,54	23,15	32,89
3	Escavação, carga e transporte, material de 2ª categoria, DMT de 3,0 a 5,0 km, com escavadeira hidráulica	50%	m³	11,21	6,28	8,41	10,76	16,14	22,42	29,59	42,04
4	Escoramento de vala com pranchões metálicos – área cravada	50%	m²	29,38	41,13	44,07	47,01	52,88	58,76	64,64	73,45
5	Escoramento de vala com pranchões metálicos – área não cravada	50%	m²	18,57	26,00	27,86	29,71	33,43	37,14	40,85	46,43
6	Esgotamento com moto-bomba autoescovante	-	h	3,83	7,66	9,58	11,49	15,32	19,15	22,98	28,73
7	Reaterro de vala com material reaproveitado, adensado e vibrado	60%	m³	9,17	10,27	13,76	17,61	26,41	36,68	48,42	68,78
8	Reaterro de vala com material de empréstimo, adensado e vibrado	40%	m³	38,74	43,39	58,11	74,38	111,57	154,96	204,55	290,55
9	Radier - concreto para berço de galeria, inclusive preparo e lançamento	-	m³	308,83	24,71	30,88	37,06	49,41	61,77	74,12	92,65

Nº	DESCRIÇÃO DO COMPONENTE	PERC.	UNID.	CUSTO UNIT. (R\$)	CUSTO (R\$) por diâmetro						
					D40	D50	D60	D80	D100	D120	D150
10	Enrocamento manual com arrumação do material	50%	m³	135,28	5,41	6,76	8,12	10,82	13,53	16,23	20,29
11	Enrocamento com pedra argamassada traço 1:4 com pedra de mão	50%	m³	235,12	9,40	11,76	14,11	18,81	23,51	28,21	35,27
12	PV em anéis de concreto, diâm. 0,60m, com degrau e prof. de 3,5m	-	num	1.486,87	29,74	29,74	29,74	29,74	29,74	29,74	29,74
13	Tampão	-	num	250,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
14	Assentamento com junta de borracha, montag. com equip.	-	-	-	17,29	26,26	33,94	54,91	85,81	115,27	174,08
15	Fornecimento tubo Conc. Arm. Classe PA-1 PB NBR-8890/2007 p/águas pluviais	-	-	-	49,08	60,82	71,81	123,66	189,26	222,76	398,33
16	Limpeza final de obra	-	m²	0,89	0,71	0,89	1,07	1,42	1,78	2,14	2,67
17	Subtotal				454,46	557,31	660,44	909,12	1190,74	1448,09	1991,43
18	Benefícios e Despesas Indiretas	25%	-	-	113,61	139,33	165,11	227,28	297,69	362,02	497,86
	Custo Final				568,07	696,64	825,55	1.136,40	1.488,43	1.810,12	2.489,28

Quadro 17.2. Composição do custo de galerias retangulares in loco (por metro linear).

Nº	DESCRIÇÃO DO COMPONENTE	PERC.	UNID.	CUSTO UNIT. (R\$)	CUSTO (R\$) por seção						
					1.4x0.8	1.5x1.5	1.6x1.6	1.7x1.5	2.0x0.8	2.0x1.2	2.8x1.2
1	Remoção e reparação de pav. asfalto	-	m²	216,85	260,22	487,91	520,44	487,91	260,22	390,33	390,33
2	Escavação, carga e transporte, material de 1ª categoria, DMT de 3,0 a 5,0 km, com escavadeira hidráulica	50%	m³	8,77	12,63	24,67	27,36	26,64	15,79	23,68	29,99
3	Escavação, carga e transporte, material de 2ª categoria, DMT de 3,0 a 5,0 km, com escavadeira hidráulica	50%	m³	11,21	16,14	31,53	34,98	34,05	20,18	30,27	38,34
4	Escoramento de vala com pranchões metálicos – área cravada	50%	m²	29,38	70,51	73,45	76,39	79,33	88,14	88,14	111,64
5	Escoramento de vala com pranchões metálicos – área não cravada	50%	m²	18,57	44,57	46,43	48,28	50,14	55,71	55,71	70,57
6	Radier - concreto para berço de galeria, inclusive preparo e lançamento	-	m³	308,83	37,06	69,49	74,12	69,49	37,06	55,59	55,59
7	Enrocamento manual com arrumação do material	50%	m³	135,28	8,12	15,22	16,23	15,22	8,12	12,18	12,18
8	Enrocamento com pedra argamassada traço 1:4 com pedra de mão	50%	m³	235,12	14,11	26,45	28,21	26,45	14,11	21,16	21,16
9	Reaterro de vala com material reaproveitado, adensado e vibrado	60%	m³	9,17	6,60	12,38	13,20	12,38	6,60	9,90	9,90

Nº	DESCRIÇÃO DO COMPONENTE	PERC.	UNID.	CUSTO UNIT. (R\$)	CUSTO (R\$) por seção						
					1.4x0.8	1.5x1.5	1.6x1.6	1.7x1.5	2.0x0.8	2.0x1.2	2.8x1.2
10	Reaterro de vala com material de empréstimo, adensado e vibrado	40%	m³	38,74	11,16	20,92	22,31	16,27	12,40	3,72	70,66
11	PV em anéis de concreto, diâm. 0,60m, com degrau e prof. de 3,5m	-	num	1.486,87	29,74	29,74	29,74	29,74	29,74	29,74	29,74
12	Tampão	-	num	250,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
13	Concreto usinado, importado, estrutural fck=25mpa inclus. transporte horizontal até 20m (prod. 2m³/h) em carrinhos, adensamento e acabamento - 5% perda	-	m³	407,58	222,54	385,16	438,23	439,94	397,15	465,62	794,29
14	Ensaio de Concreto	-	unid.	40,00	0,45	0,90	1,02	1,02	0,64	0,96	1,34
15	Forma madeira 1,4 vezes pinho 3a esp=2,5cm p/peças concreto armado incluindo fornecimento de materiais e desmoldagem, excluindo escoramento	-	m²	31,72	38,06	47,58	50,75	51,81	50,75	54,98	71,90
16	Escoramento formas 1,5 a 5m aprov. 2 vezes			19,32	34,78	43,47	46,37	47,33	46,37	50,23	65,69
17	Subtotal				811,68	1320,29	1432,65	1392,72	1047,96	1297,20	1778,32
18	Benefícios e Despesas Indiretas	25%	-	-	202,92	330,07	358,16	348,18	261,99	324,30	444,58
	Custo Final				1.014,60	1.650,36	1.790,81	1.740,90	1.309,95	1.621,51	2.222,90

Continuação - Composição do custo de galerias retangulares *in loco* (por metro linear).

Nº	CUSTO (R\$) por seção											
	1.75x2.0	2.0x2.0	2.0x3.0	2.0x2.5	2.2x2.5	2.5x2.5	2.5x3.0	2.5x3.5	3.0x3.0	3.0x3.5	3.0x4.0	3.5x4.0
1	260,22	487,91	520,44	487,91	260,22	390,33	390,33	1.138,46	975,83	1.138,46	1.301,10	1.301,10
2	12,63	24,67	27,36	26,64	15,79	23,68	29,99	80,57	78,93	92,09	105,24	118,40
3	16,14	31,53	34,98	34,05	20,18	30,27	38,34	102,99	100,89	117,71	134,52	151,34
4	70,51	73,45	76,39	79,33	88,14	88,14	111,64	102,83	117,52	117,52	117,52	132,21
5	44,57	46,43	48,28	50,14	55,71	55,71	70,57	65,00	74,28	74,28	74,28	83,57
6	37,06	69,49	74,12	69,49	37,06	55,59	55,59	162,14	138,97	162,14	185,30	185,30
7	8,12	15,22	16,23	15,22	8,12	12,18	12,18	35,51	30,44	35,51	40,58	40,58
8	14,11	26,45	28,21	26,45	14,11	21,16	21,16	61,72	52,90	61,72	70,54	70,54
9	6,60	12,38	13,20	12,38	6,60	9,90	9,90	28,89	24,76	28,89	33,01	33,01
10	11,16	20,92	22,31	16,27	12,40	3,72	70,66	54,24	46,49	54,24	61,98	61,98
11	29,74	29,74	29,74	29,74	29,74	29,74	29,74	29,74	29,74	29,74	29,74	29,74
12	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
13	222,54	385,16	438,23	439,94	397,15	465,62	794,29	1.583,45	1.540,65	1.818,83	2.139,80	2.417,97
14	0,45	0,90	1,02	1,02	0,64	0,96	1,34	3,50	3,60	4,20	4,80	5,60
15	38,06	47,58	50,75	51,81	50,75	54,98	71,90	89,87	95,16	100,45	105,73	116,31
16	34,78	43,47	46,37	47,33	46,37	50,23	65,69	82,11	86,94	91,77	96,60	106,26

Nº	CUSTO (R\$) por seção											
	1.75x2.0	2.0x2.0	2.0x3.0	2.0x2.5	2.2x2.5	2.5x2.5	2.5x3.0	2.5x3.5	3.0x3.0	3.0x3.5	3.0x4.0	3.5x4.0
17	811,68	1.320,29	1.432,65	1.392,72	1.047,96	1.297,20	1.778,32	3.626,01	3.402,10	3.932,52	4.505,74	4.858,89
18	202,92	330,07	358,16	348,18	261,99	324,30	444,58	906,50	850,52	983,13	1.126,43	1.214,72
	1.014,60	1.650,36	1.790,81	1.740,90	1.309,95	1.621,51	2.222,90	4.532,51	4.252,62	4.915,65	5.632,17	6.073,61

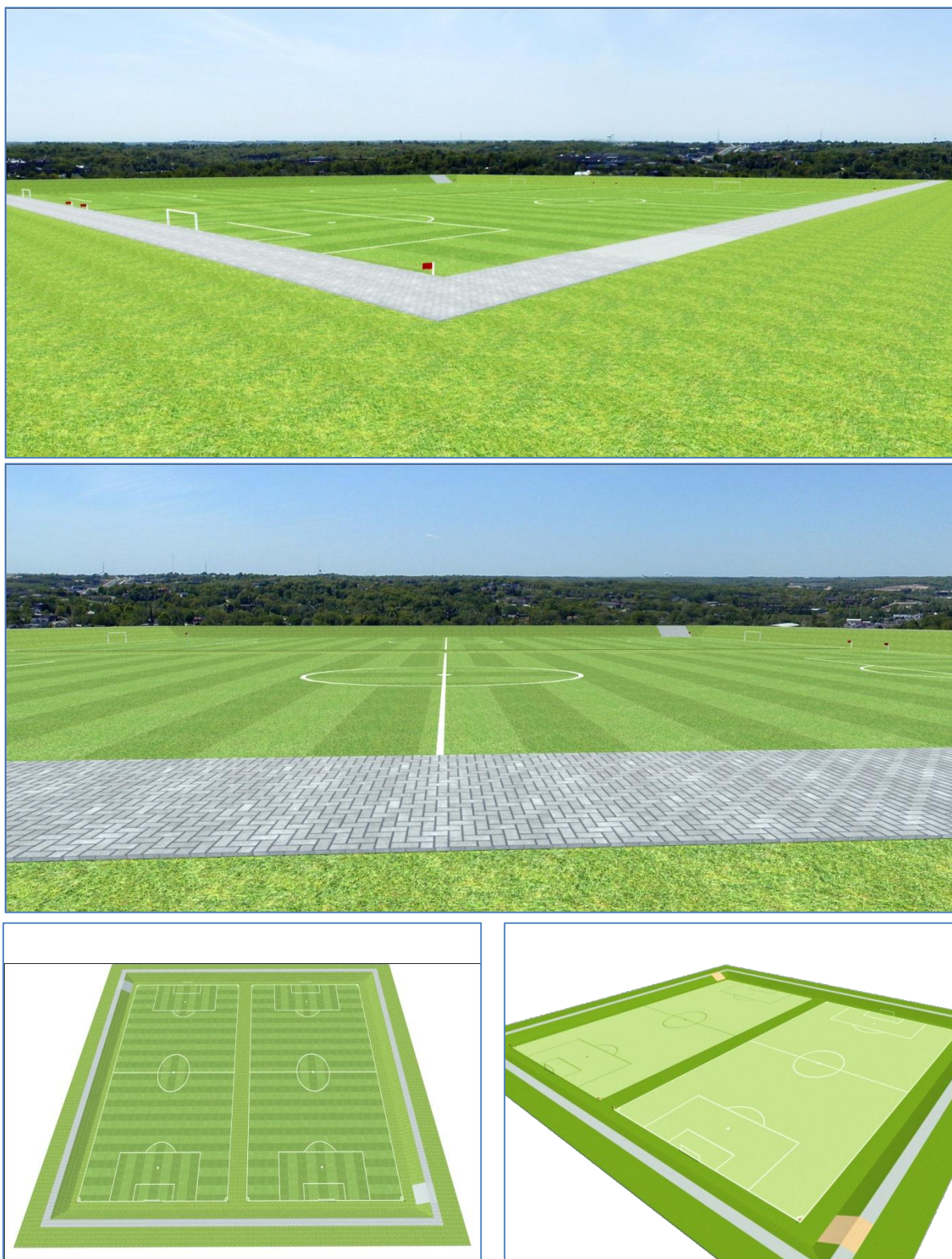


Figura 17.3. Vistas em perspectiva do projeto paisagístico tipo dos reservatórios de detenção.

Quadro 17.3. Composição do custo de reservatórios de detenção gramados (por m³).

DESCRIÇÃO DO COMPONENTE	QUANT.	UNID.	CUSTO UNITÁRIO (R\$)	CUSTO (R\$)
Placa de obra em chapa de aço galvanizado	0,0003	m²	305,81	0,09
Barracão de obra para alojamento/escritório, piso em pinho 3A, paredes em compensado 10mm, cobertura em telha amianto 6mm, incluso instalações hidrossanitárias e elétricas	0,02	m²	140,84	2,46
Limpeza superficial da camada vegetal em jazida	0,5	m²	0,48	0,24
Escavação, carga e transporte, material de 1ª categoria, DMT de 3,0 a 5,0 km, com escavadeira hidráulica	0,5	m³	8,77	4,39
Escavação, carga e transporte, material de 2ª categoria, DMT de 3,0 a 5,0 km, com escavadeira hidráulica	0,5	m³	11,21	5,61
Esgotamento com moto-bomba autoescovante	0,02	h	3,83	0,08
Enleivamento	0,5	m²	4,61	2,31
Banco de concreto aparente larg.=45cm e 10cm espessura sobre dois apoios do mesmo material com seção de 10x30cm	0,01	m	95,98	0,96
Traves para futebol 7 de campo utilizando o mesmo processo das traves de salão e society. Em tubo de 3" (pol.) com reforço e pintura de Esmalte Sintético. (inclui rede e colocação)	0,0002	unid.	3.000,00	0,60
Guarda-corpo em tubo de aço galvanizado 1 1/2"	0,02	m²	181,18	3,62
Pavimentação em blocos de concreto sextavado espessura 8 cm, assentados sobre colchão de pó de pedra, rejunte com argamassa traço 1:4 (cimento e areia)	0,04	m²	48,76	1,95
Lastro de pedra marroada	0,005	m³	80,75	0,40
Reaterro de valas/cavas, compactada a maço, em camadas de até 30 cm	0,010	m³	10,97	0,11

Enrocamento de pedra jogada	0,003	m ³	37,88	0,11
Concreto armado fck 25 MPa, incluindo forma e escoramento	0,001	m ³	1.564,94	0,94
Gradeamento da canalização de descarga do reservatório de detenção	0,030	kg	5,34	0,16
Galeria auxiliar (bypass, entrada e saída, etc.)	0,008	m	1.300,00	9,75
Limpeza final da obra	0,5	m ²	0,89	0,45
Subtotal	-	-	-	34,22
Benefícios e despesas indiretas	25	%	-	8,56
Custo Total (por m³)	-	-	-	42,78

17.2.2 Custo de manutenção

A atuação preventiva no desenvolvimento urbano reduz o custo da solução dos problemas relacionados com a água. Planejando a cidade com áreas de ocupação e controle da fonte da drenagem, a distribuição do espaço de risco e o desenvolvimento dos sistemas de abastecimento e esgotamento, os custos serão muito menores do que quando ocorrem as crises, onde o remédio passa a ter custos inviáveis para a cidade (Tucci, 2005).

Hoje a manutenção da rede de drenagem é realizada dentro da capacidade existente, que é limitada em recursos e pessoal. Deve destacar-se que a rede de drenagem instalada hoje em Teresina está muito aquém do necessário, e que as redes existentes, e inclusive as detenções já construídas apresentam pouca limpeza e manutenção.

Tucci (2005) e posteriormente Concremat (2010) estimaram o custo do controle da drenagem urbana. Os valores obtidos na época, atualizados de acordo com um índice da construção Civil, resultam na base de R\$ 312/pessoa/ano representando para Teresina uma estimativa aproximada de R\$ 250 milhões/ano a ser investidos em drenagem urbana; a manutenção representa de 1 a 5% dos custos, portanto variando de 2,5 a 13 milhões/ano. Admitindo um custo médio de 3%, resultam quase R\$ 8 milhões/ano para manutenção e R\$ 250 milhões para investimentos o que claramente não está sendo realizado.

Um dos problemas na estimativa de custos de manutenção é a falta de dados reais e confiáveis (USEPA, 1999; Concremat, 2010; Allasia, 2002; DEP, 2012; e outros). Em vista disso, não foi possível obter junto aos organismos de Teresina valores locais. Assim, para esta finalidade, foram consultadas bibliografias e documentos técnicos nacionais e do exterior, dentre os que se destacam os valores praticados pela Divisão de Conservação do Departamento de Esgotos Pluviais de Porto Alegre (DC/DEP), que possui um contrato em vigor, no qual existe os itens 'Limpeza de bacias de retenção e retenção' (Quadro 17.4) e galerias (Quadro 17.5).

Quadro 17.4. Custos de limpeza para Bacias de Detenção (DEP, 2012).

<i>1.1 Limpeza de bacias (m³)</i>	<i>R\$ 3,73/m³</i>
<i>1.2 Transporte até 10 km (m³)</i>	<i>R\$ 7,67/m³</i>
<i>1.3 Transporte por km excedente (m³/km)</i>	<i>R\$ 1,38</i>

Quadro 17.5. Custos de limpeza de Galerias (DEP, 2012).

<i>1 Desassoreamento de galerias com transporte até 10 km</i>	<i>R\$ 54,30/m³</i>
<i>2 Demolição de concreto armado de galeria</i>	<i>R\$ 172,00/m³</i>
<i>3 Execução de concreto armado de galeria</i>	<i>R\$ 849,70/m³</i>
<i>4 Substituição de laje de cobertura de galeria</i>	<i>R\$ 849,70/m³</i>
<i>5 Execução de PV</i>	<i>R\$ 618,00/un</i>
<i>6 Demolição de alvenaria de pedra</i>	<i>R\$ 75,00/m²</i>
<i>7 Execução de alvenaria de pedra</i>	<i>R\$ 103,00/m²</i>
<i>8 Recuperação de fundo de galeria</i>	<i>R\$ 436,00/m²</i>

No entanto, conforme DEP (2012), na manutenção das bacias e galeria ainda não existe uma uniformidade em função das diferenças nas bacias, tendo cada uma sua dificuldade específica. Por este motivo, resulta muito difícil especificar custo de manutenção para redes tradicionais ou redes com bacias de retenção em forma separada. No entanto, da análise dos dados de DEP(2012), assim como de conversas com técnicos deste departamento, e apoiados por dados e informações de USEPA (1999), Tucci (2005), Department of Environmental Protection Pennsylvania (2005), Ruesink (1982), Tassi (2002) e

Allasia (2002), foi possível concluir que o custo de manutenção de estruturas tipo galerias é mais caro que o custo de manutenção de redes que contém bacias de retenção.

Por um lado, a manutenção de redes com bacias de retenção é mais frequente que em redes tradicionais uma vez que a falta de manutenção das retenções pode levar a população à rejeição deste tipo de medida, pois a mesma tende a se tornar uma área degradada. No entanto, o que é coletado nestas bacias, por um lado não atinge as galerias, com custo de limpeza quase 20 vezes maior, e, por outro, diminui a poluição difusa que acabaria poluindo os rios que sulcam a cidade. Assim, embora mais frequente, todos os especialistas apontam que a manutenção de redes com bacias de retenção é mais barata que a de redes tradicionais, nas quais, muitas vezes os custos de manutenção são até mascarados como investimentos, quando pela ausência de manutenção redes novas devem ser implementadas.

Na ausência de outras informações, segue-se o indicado por Tucci (2005) que a manutenção representa anualmente de 1 a 5% dos custos de investimento em drenagem urbana, sendo o valor mais provável próximo de 3%, segundo USEPA (1999). Embora o custo de manutenção de bacias de redes com bacias de retenção seja menor, dada a alta variabilidade observada em Porto Alegre, onde estas estruturas funcionam há bastante tempo, neste estudo foi adotada a percentagem de 3% como custo de manutenção anual de redes de drenagem, independentemente do tipo.

17.3 Medidas estruturais propostas por sub-bacia

Em cada sub-bacia de drenagem urbana de Teresina considerada, foram pensadas três alternativas de intervenção estrutural: a alternativa convencional, que leva em conta simplesmente a ampliação dos condutos, a alternativa compensatória, que incorpora a utilização de reservatórios de retenção na macrodrenagem e um terceiro cenário, contemplando o impacto das medidas não estruturais propostas no PDDrU.

A função dos reservatórios é de amortecer o pico das vazões, para, desta forma contrabalançar o efeito da urbanização. Para esta solução foram utilizados reservatórios

simulados como on-line e off-line, mas que, para o nível de detalhamento requerido neste Plano, representam o comportamento de um reservatório de retenção, independentemente do tipo futuramente adotado.

A posição dos reservatórios foi selecionada em função da localização em imagens de satélite de áreas com possibilidade de suportar estes elementos da drenagem. Na ocasião de sua construção, todos os resultados deverão ser avaliados conforme o respectivo projeto executivo, real disponibilidade de espaço no momento de realização do projeto e levantamento topográfico específico. Não há limitação para que o volume requerido em um reservatório seja distribuído entre vários locais, lembrando que áreas menores que 2.500m² em geral conduzem a reservatórios pouco eficientes quanto à relação custo/benefício, além de incrementar os custos de manutenção ao requererem vários espaços.

Além do descarregador de fundo, os reservatórios contam com um vertedor de excedentes de, no mínimo, 10m de extensão, de forma a encaminhar as águas para jusante se a capacidade da estrutura for superada. Nas simulações realizadas, esta estrutura não foi utilizada, uma vez que os reservatórios foram dimensionados para o tempo de retorno selecionado.

Uma proposta típica de paisagismo foi apresentada no item anterior, quando realizada a análise do custo destas estruturas. Destaca-se que os aspectos paisagísticos também deverão ser revistos conforme condicionantes locais quando for realizado o projeto executivo.

Para contornar os problemas relativos aos alagamentos de uma maneira sustentável, o enfoque adotado neste plano é a proposta de medidas não estruturais que dispõem a solução dos problemas o mais próximo possível de sua origem, ou seja, o controle das vazões na saída dos lotes, através de estruturas tais como microrreservatórios de retenção, trincheiras de infiltração, etc.

Assim, foi solicitado pela equipe de acompanhamento um terceiro cenário contemplando o impacto das medidas não estruturais propostas no PDDrU sobre a rede de macrodrenagem. Para modelagem deste tipo de estruturas é necessário representar em

detalhe as superfícies de escoamento (telhado, calçada, rua, jardim, microrreservatório, trincheira, telhado verde, etc.) o que estaria fora do escopo deste Plano. No entanto, conforme acertado com a equipe de acompanhamento, serão apresentados resultados que permitam avaliar seus efeitos no custo da rede de drenagem a partir dos resultados de Tassi (2002) (Figura 17.4) e Allasia (2002, 2005).

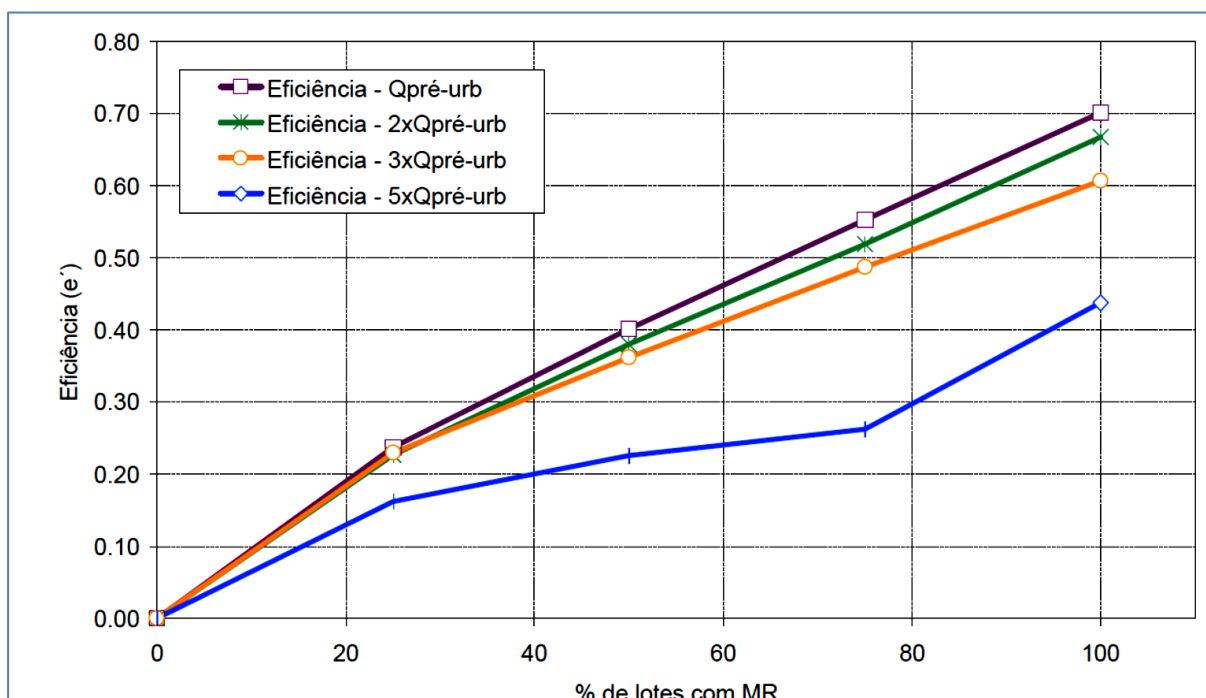


Figura 17.4 Eficiência da Implementação Parcial de Microrreservatórios no lote (Tassi, 2002).

Tassi (2002) estimou a eficiência segundo a equação:

$$e = \frac{Q - Q_{SMR}}{Q_{PRE} - Q_{SMR}}$$

Sendo:

E: a eficiência na rede de drenagem;

Q : a vazão de pico no trecho;

Q_{SMR} : a vazão de pico no trecho para a bacia sem microrreservatório;

Q_{PRE} : a vazão de pico no trecho para a bacia na vazão de preocupação.

É importante destacar que, mesmo com 100% dos lotes implementando microrreservatório de retenção ou outra medida de controle não estrutural que mantenha as vazões no valor de preocupação, não há uma eficiência de 100%, uma vez que há superfícies impermeáveis como ruas e calçadas que não são afetadas pelas medidas.

A seguir são apresentados os resultados do dimensionamento das estruturas para as diferentes sub-bacias de Teresina.

17.3.1 Macrobaçia Poti Esquerda – PE

Neste item são mostradas as soluções propostas para as sub-bacias da margem esquerda do rio Poti.

17.3.1.1 PE01

Alternativa convencional

Na Figura 17.5 se encontra o gráfico do perfil longitudinal da solução escolhida para a sub-bacia PE01. Na Quadro 17.6 são indicadas resumidamente as características sugeridas para o dimensionamento da rede de drenagem desta sub-bacia.

A Figura 17.6 apresenta o esquema da rede de drenagem sugerida para a sub-bacia PE01 enquanto que a Figura 17.7 apresenta as vazões em cada trecho simulado considerando a alternativa convencional.

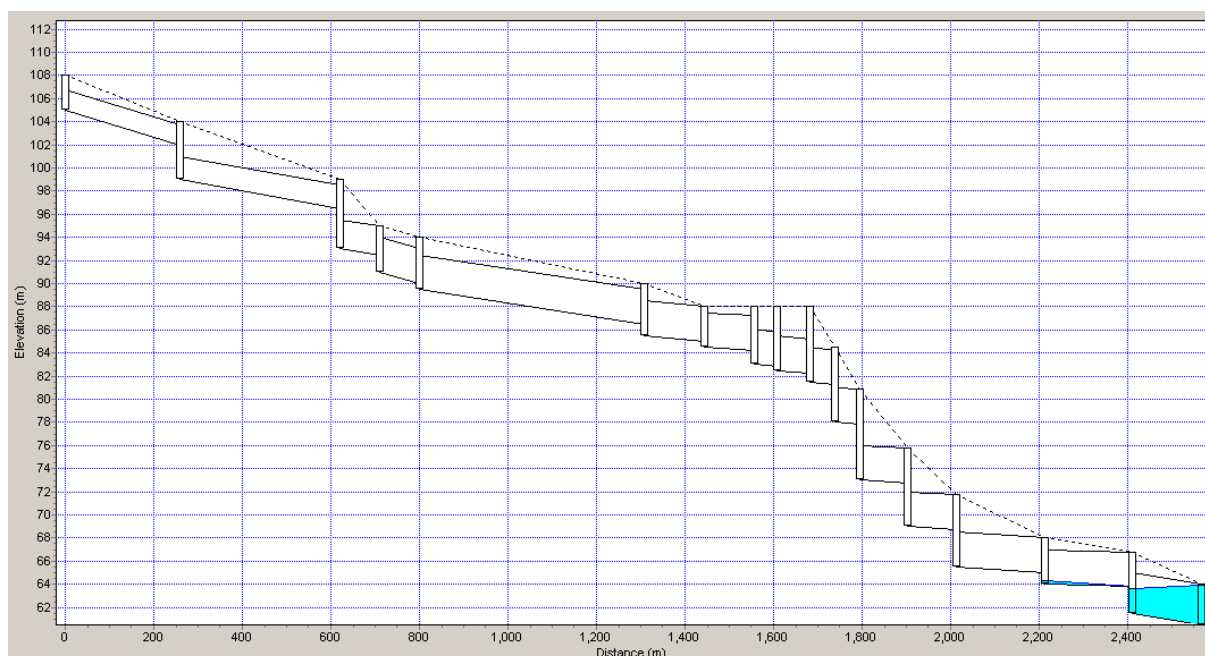


Figura 17.5. Perfil longitudinal da solução convencional proposta para a sub-bacia PE01.

Quadro 17.6. Características e resultados da simulação para o cenário da alternativa convencional da sub-bacia PE01.

TRECHO	COMPRIMENTO (m)	DECLIVIDADE (%)	MANNING (s.m ^{1/3})	VAZÃO MÁXIMA (m ³ .s ⁻¹)	SEÇÃO RECOMENDADA	DIMENSÕES (M)		CUSTO TRECHO R\$
						Altura /diâm.	Base	
T1	260,01	1,15	0,016	16,40	Retangular	1,75	2,00	589.068,85
T2	360,65	0,69	0,016	26,76	Retangular	2,00	3,00	1.280.111,23
T3a	90,00	0,56	0,016	34,83	Retangular	2,50	3,50	407.926,13
T3b	90,00	1,11	0,016	34,83	Retangular	3,00	3,50	442.408,45
T4	507,93	0,59	0,016	39,16	Retangular	3,00	3,50	2.496.805,83
T5	134,73	0,37	0,016	46,57	Retangular	3,00	3,50	662.285,45
T6	113,59	0,22	0,016	46,60	Retangular	3,00	4,00	639.758,72
T7	51,77	0,29	0,016	46,75	Retangular	3,00	3,50	254.483,17
T8	73,04	0,34	0,016	51,34	Retangular	3,00	3,50	359.039,04
T9	58,00	0,43	0,016	51,50	Retangular	3,00	3,50	285.107,67
T10	55,00	0,27	0,016	51,75	Retangular	3,00	3,50	270.360,72
T11	109,02	0,23	0,016	57,72	Retangular	3,00	4,00	614.019,68
T12	109,00	0,23	0,016	57,71	Retangular	3,00	4,00	613.907,04
T13	200,00	0,25	0,016	57,54	Retangular	3,00	4,00	1.126.434,93
T14	200,00	0,10	0,016	56,47	Retangular	3,00	4,00	1.126.434,93
T15	155,21	0,64	0,016	56,66	Retangular	3,50	4,00	942.685,67
Total								12.110.837,52

Alternativa compensatória

Na Figura 17.8 está indicada a localização dos reservatórios sugeridos para a alternativa compensatória. No Quadro 17.7 são indicadas resumidamente as características sugeridas para o dimensionamento da rede de drenagem desta sub-bacia considerando a implantação dos reservatórios, cujas características são mostradas no Quadro 17.8.

Quadro 17.7. Características e resultados da simulação para o cenário da alternativa compensatória de dimensionamento da rede de drenagem da sub-bacia PE01.

TRECHO	COMPRIMENTO (m)	DECLIVIDADE (%)	MANNING (s.m ^{1/3})	VAZÃO MÁXIMA (m ³ .s ⁻¹)	SEÇÃO RECOMENDADA	DIMENSÕES (M)		CUSTO TRECHO R\$
						Altura /diâm.	Base	
T1	260,01	1,15	0,016	7,77	Retangular	1,50	1,50	426.088,14
T2	360,65	0,69	0,016	25,069	Retangular	2,00	2,00	863.887,67
T3a	90,00	0,56	0,016	25,07	Retangular	2,20	2,50	277.273,09
T3b	90,00	1,11	0,016	25,08	Retangular	2,00	2,50	265.458,24
T4	507,93	0,59	0,016	25,68	Retangular	2,00	2,00	1.220.612,17
T5	134,73	0,37	0,016	31,33	Retangular	2,00	2,50	397.390,98
T6	113,59	0,22	0,016	31,34	Retangular	2,00	2,50	335.037,79
T7	51,77	0,29	0,016	31,35	Retangular	2,00	2,50	152.697,48
T8	73,04	0,34	0,016	35,04	Retangular	2,00	2,50	215.434,11
T9	58,00	0,43	0,016	35,05	Retangular	2,00	2,50	171.073,09
T10	55,00	0,27	0,016	35,05	Retangular	2,00	2,50	160.892,79
T11	109,02	0,23	0,016	40,07	Retangular	2,50	2,50	356.447,69
T12	109,00	0,23	0,016	40,08	Retangular	2,50	3,00	422.297,61
T13	200,00	0,25	0,016	40,10	Retangular	2,50	3,00	774.858,00
T14	200,00	0,10	0,016	40,14	Retangular	2,50	3,00	774.858,00
T15	155,21	0,64	0,016	40,17	Retangular	2,50	3,00	578.780,42
Total								7.393.087,26

Quadro 17.8. Características dos reservatórios de retenção da sub-bacia PE01.

LOCAL	VOLUME ESTIMADO (m³)	ÁREA APROXIMADA (ha)	DESCARREGADOR FUNDO (m)	CUSTO (R\$)
R1	22.618	1,0	1,00	967.581,07
R2	20.000	1,0	1,50	855.584,99
Total				1.823.166,06

Através da comparação das vazões de pico nos cenários das alternativas de dimensionamento convencional e compensatório, percebe-se que as vazões nesta última alternativa são de magnitudes menores nos trechos da rede de drenagem (Figura 17.9). Este aspecto se reflete em um custo significativamente menor da alternativa compensatória em comparação à convencional, mesmo quando considerados os custos de implantação dos reservatórios de detenção. Enquanto a rede de drenagem convencional possui um custo estimado em R\$ 12.110.837,52, a alternativa compensatória (rede + reservatórios) perfaz um custo total de R\$ 9.216.253,32, o que representa apenas 76% do valor do custo da alternativa convencional. Sem contar que a alternativa compensatória cria espaços de lazer integrados aos reservatórios, melhorando a qualidade de vida da população. O custo de manutenção foi estimado para a alternativa convencional em R\$ 363.325,00 por ano enquanto que a compensatória em R\$ 276.487,00 anuais.

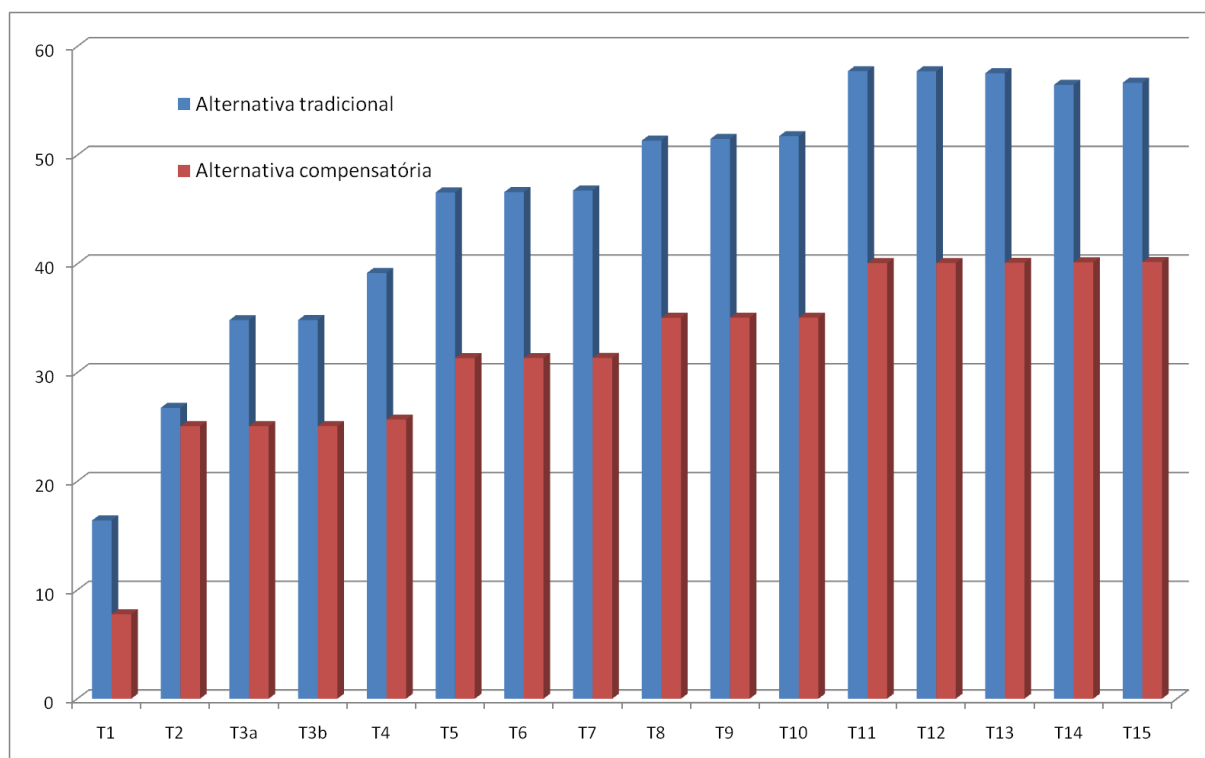


Figura 17.9. Comparação das vazões de pico ($\text{m}^3.\text{s}^{-1}$) nos cenários compensatório e tradicional na sub-bacia PE01.

Contemplando o impacto das medidas não estruturais-estruturais propostas no PDDrU

Neste item é levado em conta que a impermeabilidade atual é ligeiramente menor a 30%, no entanto pelo tipo de solo se trata de uma bacia naturalmente impermeável. Assim, mesmo com uma impermeabilidade que irá praticamente dobrar, significando grande potencial de urbanização, não há previsão de um aumento significativo na vazão.

Se forem implementados nas áreas em expansão reservatórios de retenção em 25% dos lotes se espera que as vazões de pico sejam 8,80% menores enquanto que se 50% dos novos empreendimentos controlam a vazão de pico nos valores de preocupação as vazões serão quase 14,01% menores. Um maior percentagem de implementação de medidas não estruturais é difícil uma vez que a legislação proposta somente exige microrreservatórios ou medidas de infiltração nos empreendimentos de maior porte, eliminando o ônus em habitações de baixa renda ou, melhor dito, transferindo o ônus de controle da vazão para o poder público.

Quanto ao custo significam respectivamente 4,4 e 7,04% de diminuição no custo quando a alternativa convencional que desta forma custaria aos cofres públicos R\$ 11,577,940.87 e 11,258,202.88 respectivamente. Já na alternativa compensatória, seriam os particulares, através das medidas não estruturais que diminuiriam os custos para os cofres públicos aproximadamente em R\$200.000 e 325.000 para 25 e 50% de lotes com microrreservatórios respectivamente.

17.3.1.2 PE02

Alternativa convencional

Na Figura 17.10 se encontra o gráfico do perfil longitudinal da solução escolhida para a sub-bacia PE02.

No Quadro 17.9 são indicadas, resumidamente, as características sugeridas para o dimensionamento da rede de drenagem desta sub-bacia, mostradas na Figura 17.11 e na Figura 17.12. O custo de manutenção foi estimado em aproximadamente R\$ 100.000 anuais.

Quadro 17.9. Características e resultados da simulação para a alternativa convencional na sub-bacia PE02.

TRECHO	COMPRIMENTO (m)	DECLIVIDADE (%)	MANNING (s.m ^{1/3})	VAZÃO MÁXIMA (m ³ .s ⁻¹)	SEÇÃO RECOMENDADA	DIMENSÕES (M)		CUSTO TRECHO R\$
						Altura /diâm.	Base	
T1	354,71	1,69	0,016	3,547	Circular	1,50		882.973,04
T2	294,58	1,02	0,016	13,222	Retangular	1,50	2,00	625.103,85
T3	175,12	0,86	0,016	23,372	Retangular	2,00	2,50	516.522,74
T4	175,12	0,86	0,016	23,226	Retangular	2,00	2,50	512.282,64
T5	125,98	0,40	0,016	32,491	Retangular	2,50	3,00	488.083,06
T6	60,74	0,73	0,016	32,505	Retangular	2,50	3,00	235.324,38
T7	60,00	0,83	0,016	32,515	Retangular	2,50	3,00	234.200,70
Total								3.494.490,40

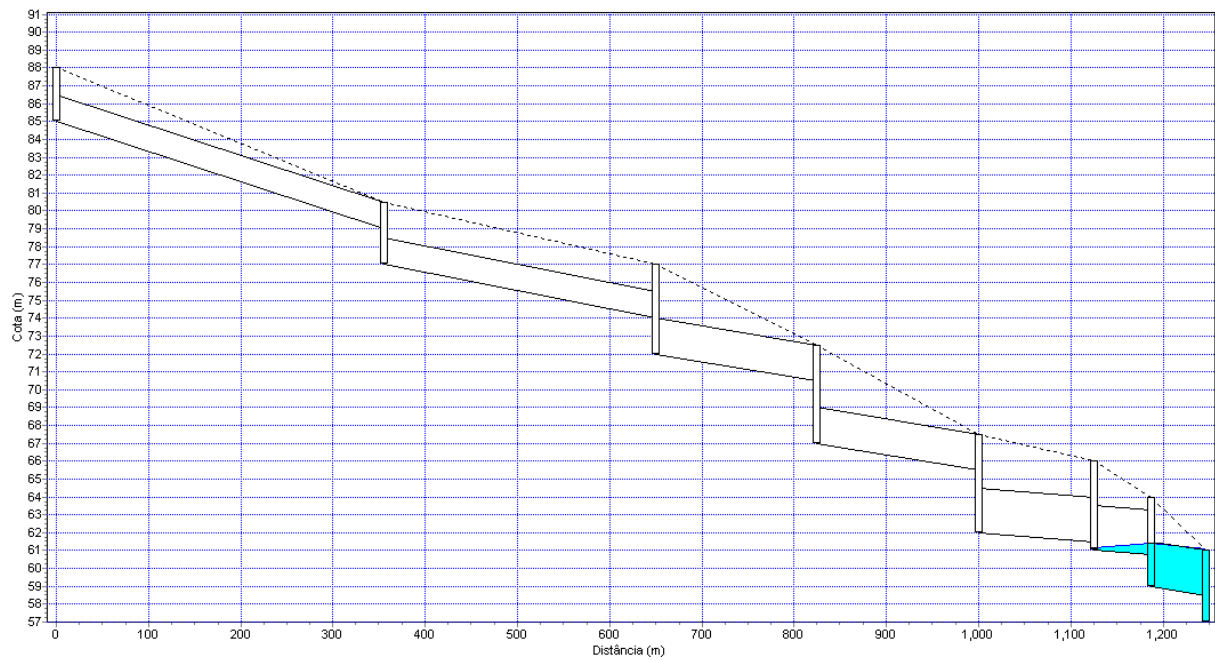


Figura 17.10. Perfil longitudinal da solução proposta para a sub-bacia PE02.

Alternativa compensatória

Na Figura 17.13 está indicada a localização dos reservatórios sugeridos para a alternativa compensatória.

No Quadro 17.10 são indicadas resumidamente as características sugeridas para o dimensionamento da rede de drenagem desta sub-bacia considerando a implantação do reservatório, cujas características são mostradas no Quadro 17.11.

Quadro 17.10. Características e resultados da simulação para a alternativa compensatória de dimensionamento da rede de drenagem da sub-bacia PE02.

TRECHO	COMPRIMENTO (m)	DECLIVIDADE (%)	MANNING (s.m ^{1/3})	VAZÃO MÁXIMA (m ³ .s ⁻¹)	SEÇÃO RECOMENDADA	DIMENSÕES (M)		CUSTO TRECHO R\$
						Altura /diâm.	Base	
T1	354,71	1,69	0,016	3,547	Circular	1,20		642.066,16
T2	294,58	1,02	0,016	3,215	Circular	1,20		533.223,90
T3	175,12	0,86	0,016	13,412	Retangular	1,75	2,00	396.745,27
T4	175,12	0,86	0,016	13,441	Retangular	1,75	2,00	395.049,23
T5	125,98	0,40	0,016	23,977	Retangular	2,00	2,50	368.532,25
T6	60,74	0,73	0,016	23,988	Retangular	2,50	2,50	198.593,22
T7	60,00	0,83	0,016	24,161	Retangular	2,50	2,50	196.173,74
Total								2.730.383,76

Quadro 17.11. Características do reservatório de retenção da sub-bacia PE02.

LOCAL	VOLUME ESTIMADO (m ³)	ÁREA APROXIMADA (ha)	DESCARREGADOR FUNDO (m)	VAZÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL NA SAÍDA DO RESERVATÓRIO (m ³ .s ⁻¹)	CUSTO (R\$)
R1	24.000	1,2	1,20	3,216	1.026.701,99

A soma dos custos do reservatório e da rede de drenagem da alternativa compensatória resulta em R\$ 3.757.085,75, que é um valor superior em 8% ao valor da alternativa convencional. Desta forma, considerando os aspectos financeiros, as soluções são relativamente equivalentes, embora, sob o ponto de vista ambiental, a solução compensatória seja melhor e resulte em vazões escoadas nos trechos de magnitudes menores o que facilita a sua implementação e diminui os custos de manutenção (Figura 17.14).

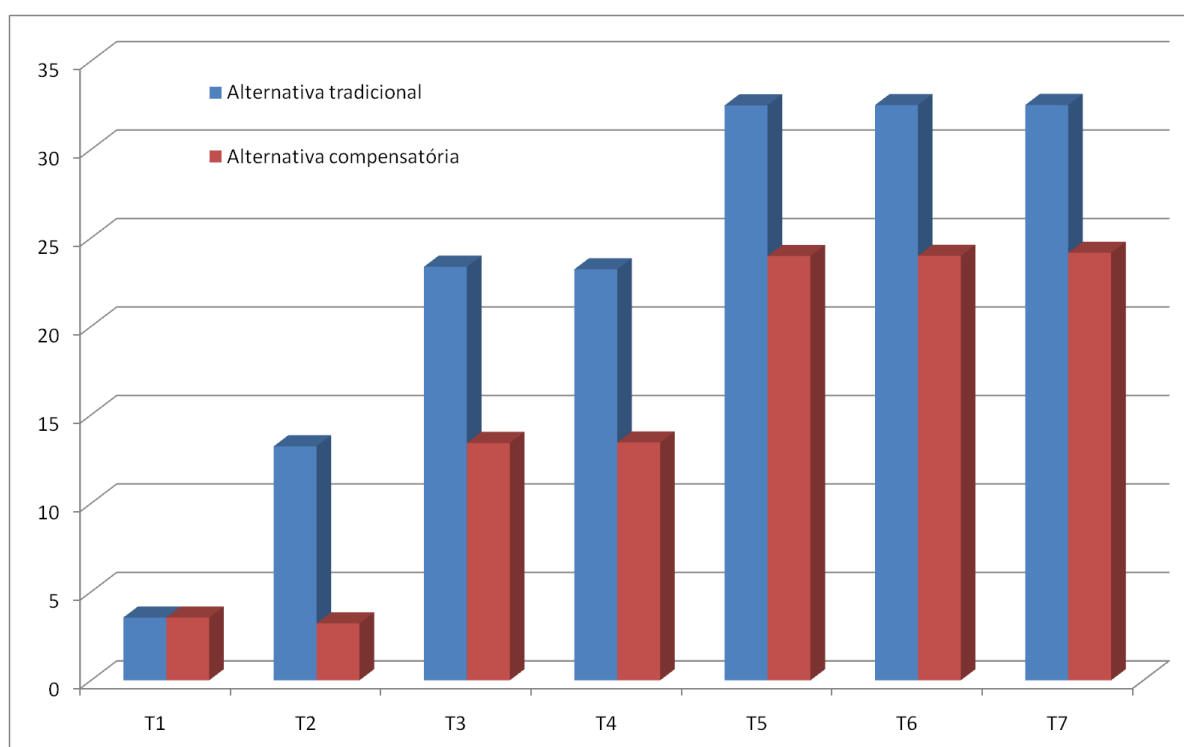


Figura 17.14. Comparação das vazões de pico ($\text{m}^3.\text{s}^{-1}$) nos cenários compensatório e tradicional para a sub-bacia PE02.

Contemplando o impacto das medidas não estruturais propostas no PDDrU

Se trata de uma bacia naturalmente impermeável, assim, mesmo com uma impermeabilidade que irá aumentar 60%, significando grande potencial de urbanização, não há previsão de um aumento significativo na vazão.

Se forem implementados nas áreas em expansão microrreservatórios de detenção em 25% e 50% dos lotes se espera que as vazões de pico sejam 5,5 a 8,8 % menores, resultando em custos de aproximadamente R\$ 100.000 a R\$ 150.000 menores na alternativa convencional e de R\$ 50.000 a 80.000 menores na alternativa compensatória para o poder público, uma vez que os mesmos seriam internalizados pelos particulares, através das medidas não estruturais.

17.3.1.3 PE03

Alternativa convencional

No Quadro 17.12 são indicadas resumidamente as características sugeridas para o dimensionamento da rede de drenagem desta sub-bacia quando adotada uma abordagem tradicional, isto é, quando o dimensionamento é realizado utilizando unicamente a ampliação dos condutos. Na Figura 17.15 é encontrado o gráfico do perfil longitudinal da solução escolhida para a sub-bacia PE03, enquanto que a rede de drenagem e as vazões para esta alternativa são mostradas na Figura 17.16 e na Figura 17.17, respectivamente. O Custo de manutenção foi estimado em aproximadamente R\$ 520.000.

Quadro 17.12. Características e resultados da simulação para o cenário da alternativa convencional da sub-bacia PE03.

TRECHO	COMPRIMENTO (m)	DECLIVIDADE (%)	MANNING (s.m ^{1/3})	VAZÃO MÁXIMA (m ³ .s ⁻¹)	SEÇÃO RECOMENDADA	DIMENSÕES (M)		CUSTO TRECHO R\$
						Altura /diâm.	Base	
T01	95,94	0,85	0,016	27,38	Retangular	2,00	3,00	340.531,24
T02	95,94	0,84	0,016	27,92	Retangular	2,00	3,00	340.531,24
T03	95,94	0,84	0,016	27,71	Retangular	2,00	3,00	340.531,24
T04	95,94	0,84	0,016	27,98	Retangular	2,00	3,00	340.531,24
T05	266,83	0,41	0,016	27,70	Retangular	2,00	5,00	1.730.174,04
T06	487,22	0,08	0,016	14,98	Retangular	2,00	4,00	2.392.128,32
T07	265,41	0,60	0,016	28,03	Retangular	2,00	4,00	1.303.104,73
T08	167,79	0,23	0,016	91,94	Retangular	3,00	7,00	1.854.871,18
T09	167,79	0,15	0,016	92,21	Retangular	3,00	7,00	1.854.871,18
T10	167,79	0,08	0,016	92,57	Retangular	3,00	7,00	1.854.871,18

TRECHO	COMPRIMENTO (m)	DECLIVIDADE (%)	MANNING (s.m ^{1/3})	VAZÃO MÁXIMA (m ³ .s ⁻¹)	SEÇÃO RECOMENDADA	DIMENSÕES (M) Altura /diâm. Base		CUSTO TRECHO R\$
T11	373,28	0,13	0,016	107,84	Retangular	3,00	8,00	4.960.949,52
Total								17.313.095,11

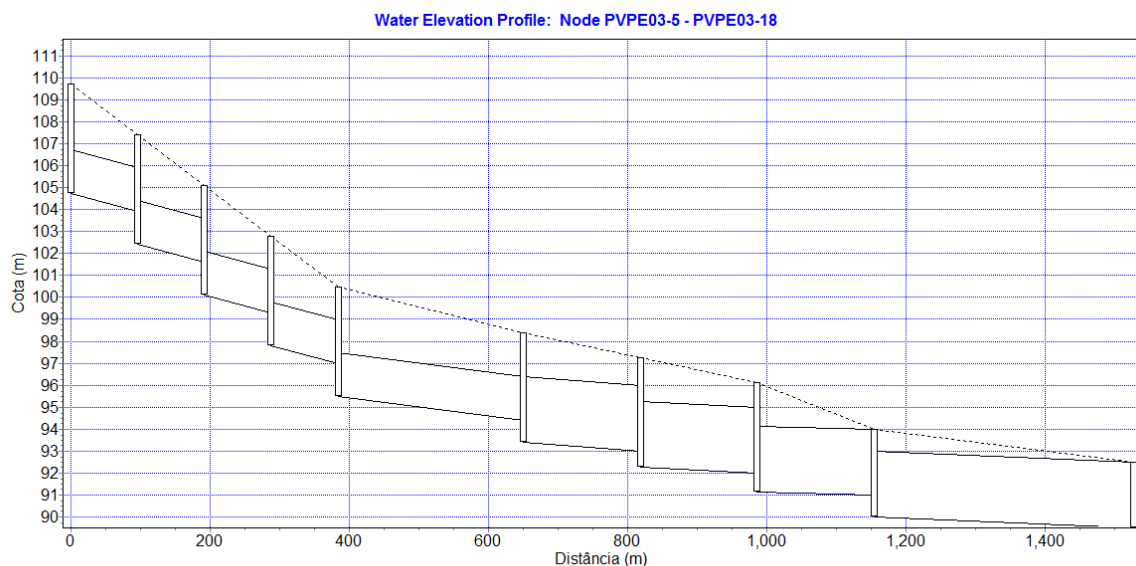


Figura 17.15. Perfil longitudinal da solução proposta para a sub-bacia PE03.

Alternativa compensatória

Na Figura 17.18 está indicada a localização dos reservatórios sugeridos para a alternativa compensatória.

No Quadro 17.13 se encontram as características e resultados da simulação para a alternativa compensatória de dimensionamento da rede de drenagem da sub-bacia PE03, enquanto que o Quadro 17.14 apresenta as características dos reservatórios.

Quadro 17.13. Características e resultados da simulação para o cenário da alternativa compensatória da sub-bacia PE03.

TRECHO	COMPRIMENTO (m)	DECLIVIDADE (%)	MANNING (s.m ^{1/3})	VAZÃO MÁXIMA (m ³ .s ⁻¹)	SEÇÃO RECOMENDADA	DIMENSÕES (M)		CUSTO TRECHO R\$
						Altura /diâm.	Base	
T01	95,94	0,85	0,016	6,61		1,50	-	238.819,18
T02	95,94	0,84	0,016	6,61	Retangular	1,50	1,50	158.612,59
T03	95,94	0,84	0,016	6,61	Retangular	1,50	1,50	158.612,59
T04	95,94	0,84	0,016	6,60	Retangular	1,50	1,50	158.612,59
T05	266,83	0,41	0,016	6,68	Retangular	1,50	1,50	441.147,31
T06	487,22	0,08	0,016	2,23	Circular	1,50	-	1.212.820,26
T07	265,41	0,60	0,016	14,43	Retangular	2,00	2,00	637.809,69
T08	167,79	0,23	0,016	35,50	Retangular	2,60	3,50	772.649,52
T09	167,79	0,15	0,016	35,51	Retangular	3,00	3,50	824.796,82
T10	167,79	0,08	0,016	35,52	Retangular	3,00	4,00	945.022,59
T11	373,28	0,13	0,016	52,25	Retangular	3,00	4,50	2.389.804,85
Total								4.159.624,26

Quadro 17.14. Características dos reservatórios de retenção da sub-bacia PE03 (alternativa compensatória).

LOCAL	VOLUME ESTIMADO (m³)	ÁREA APROXIMADA (ha)	DESCARREGADOR FUNDO (m)	VAZÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL NA SAÍDA DO RESERVATÓRIO (m³.s ⁻¹)	CUSTO (R\$)
R1	22.017	1,2	0,80	Utilizar válvula flap	941.870,74
R2	26.809	1,2	0,80	Utilizar válvula flap	1.146.868,90
R3	20.366	1,2	0,80	Utilizar válvula flap	871.242,20
Total					2.959.981,83

Pela comparação das vazões de pico nos cenários das alternativas de dimensionamento convencional e compensatório, percebe-se que as vazões nesta última alternativa são de magnitudes menores nos trechos da rede de drenagem (Figura 17.235). Este aspecto se reflete em um custo menor da alternativa compensatória em comparação à convencional, mesmo quando considerados os custos de implantação dos reservatórios de retenção. Enquanto a rede de drenagem convencional possui um custo estimado em R\$ 17.313.095,11, a alternativa compensatória (rede + reservatórios) perfaz um custo total de R\$ 7.119.606,09, o que representa apenas 41% do valor do custo da alternativa convencional e um custo de manutenção de aproximadamente R\$200.000 anuais.

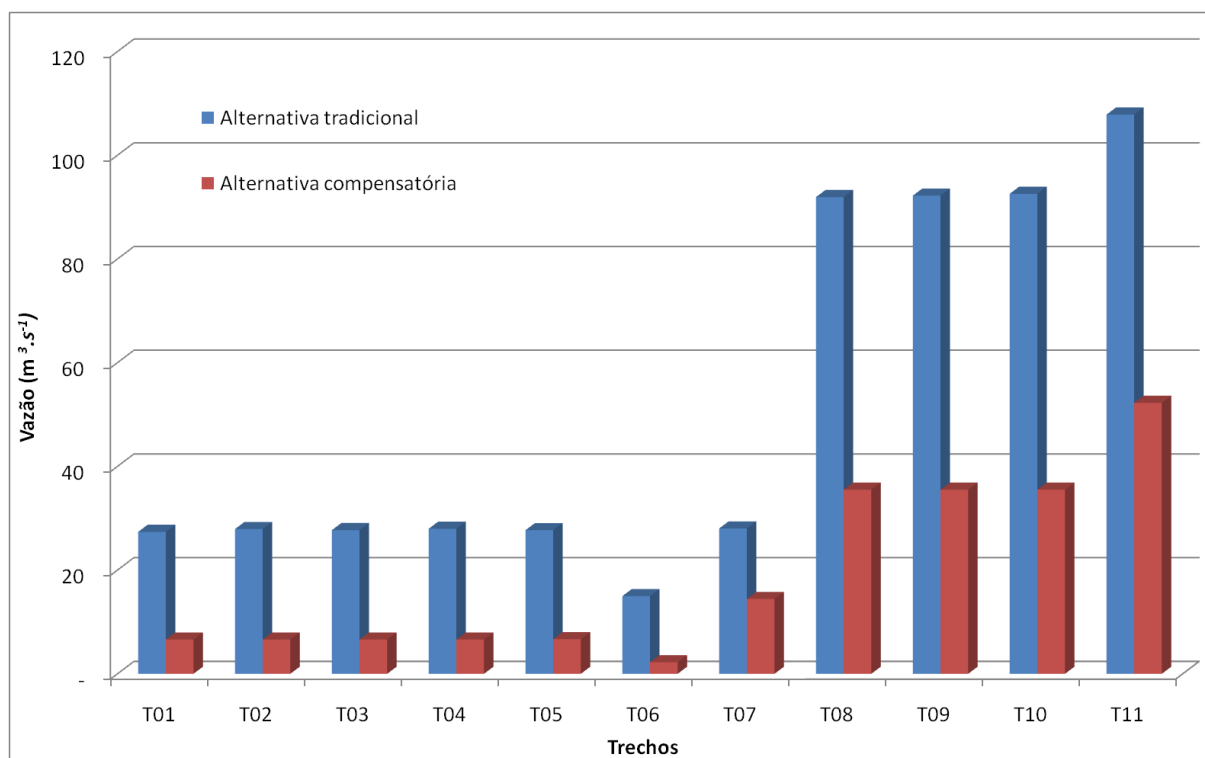


Figura 17.19. Comparação das vazões de pico ($\text{m}^3.\text{s}^{-1}$) nos cenários compensatório e tradicional na sub-bacia PE03.

Contemplando o impacto das medidas não estruturais propostas no PDDrU

Se forem implementados nas áreas em expansão microrreservatórios de retenção em 25% e 50% dos lotes se espera que as vazões de pico sejam 6,91 a 11,1% menores, resultando em custos de aproximadamente R\$ 600.000 a quase R\$ 1 milhão menores na alternativa convencional e R\$ 60.000 a 100.000 menores para o poder público respectivamente, uma vez que os mesmos seriam internalizados pelos particulares, através das medidas não estruturais.

17.3.1.4 PE04

Alternativa convencional

A sub-bacia PE04 corresponde à região de cabeceira de uma bacia maior, que afluí ao rio Poti em sua margem esquerda, já fora do limite do perímetro urbano do município.

No Quadro 17.15 são indicadas resumidamente as características sugeridas para o dimensionamento da rede de drenagem desta sub-bacia quando adotada uma abordagem tradicional, isto é, quando o dimensionamento é feito utilizando unicamente a ampliação dos condutos. Na Figura 17.20 é encontrado o gráfico do perfil longitudinal da solução escolhida para a sub-bacia PE04.

A rede de drenagem e as vazões para esta alternativa são mostradas na Figura 17.21 e na Figura 17.22, respectivamente.

Quadro 17.15. Características e resultados da simulação para o cenário da alternativa convencional da sub-bacia PE04.

TRECHO	COMPRIMENTO (m)	DECLIVIDADE (%)	MANNING (s.m ^{1/3})	VAZÃO MÁXIMA (m ³ .s ⁻¹)	SEÇÃO RECOMENDADA	DIMENSÕES (M)		CUSTO TRECHO R\$
						Altura /diâm.	Base	
T01	294,94	1,06	0,016	6,87	Circular	1,50	-	734.178,73
T02	81,44	0,19	0,016	11,54	Circular	2,00	-	259.976,19
T03	81,44	0,99	0,016	11,56	Circular	2,00	-	259.976,19
T04	81,44	0,57	0,016	11,45	Retangular	1,50	2,00	174.403,14
T05	81,44	0,15	0,016	11,39	Retangular	1,50	2,00	174.403,14
T06	287,96	0,02	0,016	17,87	Retangular	2,00	3,00	1.022.094,19
T07	86,40	0,79	0,016	24,96	Retangular	2,00	3,00	306.672,98
T08	86,40	0,79	0,016	25,12	Retangular	2,00	3,00	306.672,98
T09	86,40	0,79	0,016	25,36	Retangular	2,00	3,00	306.672,98
T10	86,40	0,79	0,016	25,55	Retangular	2,00	3,00	306.672,98
T11	143,91	0,14	0,016	34,44	Retangular	3,00	3,00	612.009,30
T12	143,91	0,15	0,016	33,77	Retangular	3,00	3,00	612.009,30
T13	196,04	0,41	0,016	44,88	Retangular	3,00	5,00	1.416.549,81
T14	147,27	0,01	0,016	45,06	Retangular	3,00	5,00	1.064.151,95
Total								7.556.443,87

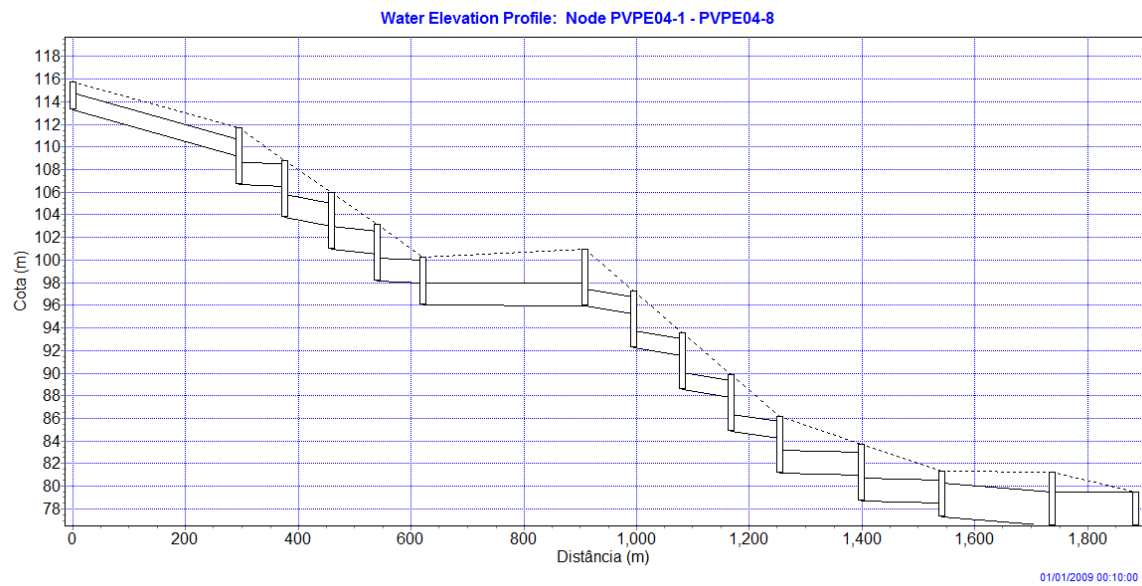


Figura 17.20. Perfil longitudinal da solução proposta para a sub-bacia PE04.

Alternativa compensatória

No Quadro 17.16 se encontram as características e resultados da simulação para a alternativa compensatória de dimensionamento da rede de drenagem da sub-bacia PE04, enquanto que o Quadro 17.17 apresenta as características do reservatório. Na Figura 17.23 está indicada a localização do reservatório sugerido para a alternativa compensatória.

Quadro 17.16. Características e resultados da simulação para o cenário da alternativa compensatória da sub-bacia PE04.

TRECHO	COMPRIMENTO (m)	DECLIVIDADE (%)	MANNING (s.m ^{1/3})	VAZÃO MÁXIMA (m ³ .s ⁻¹)	SEÇÃO RECOMENDADA	DIMENSÕES (M)		CUSTO TRECHO R\$
						Altura /diâm.	Base	
T01	294,94	1,06	0,016	6,85	Retangular	2,00	1,50	563.381,12
T02	81,44	0,19	0,016	11,33	Retangular	2,00	1,50	155.572,77
T03	81,44	0,99	0,016	11,34	Retangular	2,00	1,50	155.572,77
T04	81,44	0,57	0,016	11,33	Retangular	2,00	1,50	155.572,77
T05	81,44	0,15	0,016	11,33	Retangular	2,00	1,50	155.572,77
T06	287,96	0,02	0,016	17,87	Retangular	2,00	3,00	1.022.094,19
T07	86,40	0,79	0,016	5,82	Circular	1,50	-	215.073,92
T08	86,40	0,79	0,016	5,82	Circular	1,50	-	215.073,92
T09	86,40	0,79	0,016	5,82	Circular	1,50	-	215.073,92
T10	86,40	0,79	0,016	5,82	Circular	1,50	-	215.073,92
T11	143,91	0,14	0,016	15,81	Retangular	2,00	2,00	345.840,11
T12	143,91	0,15	0,016	15,75	Retangular	2,00	2,00	345.840,11
T13	196,04	0,41	0,016	26,82	Retangular	3,00	3,00	833.696,21
T14	147,27	0,01	0,016	26,82	Retangular	3,00	3,00	626.295,98
Total								5.219.734,51

Quadro 17.17. Características dos reservatórios de detenção da sub-bacia PE04.

LOCAL	VOLUME ESTIMADO (m ³)	ÁREA APROXIMADA (ha)	DESCARREGADOR FUNDO (m)	VAZÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL NA SAÍDA DO RESERVATÓRIO (m ³ .s ⁻¹)	CUSTO (R\$)
R1	28.825	1,2	0,80	Utilizar válvula flap	1.233.111,87

Pela comparação das vazões de pico nos cenários das alternativas de dimensionamento convencional e compensatório, percebe-se que as vazões nesta última alternativa são de magnitudes significativamente menores nos trechos da rede de drenagem (Figura 17.24). Este aspecto se reflete em um custo consequentemente menor da alternativa compensatória em comparação à convencional, mesmo quando considerados os custos de implantação dos reservatórios de detenção. Enquanto a rede de drenagem convencional possui um custo estimado em R\$ 7.556.443,87, a alternativa compensatória (rede + reservatórios) perfaz um custo total de R\$ 6.452.846,38, o que representa um custo 15% mais baixo em comparação ao custo da alternativa convencional. O custo de manutenção ronda os R\$ 200.000 anuais para ambas as alternativas.

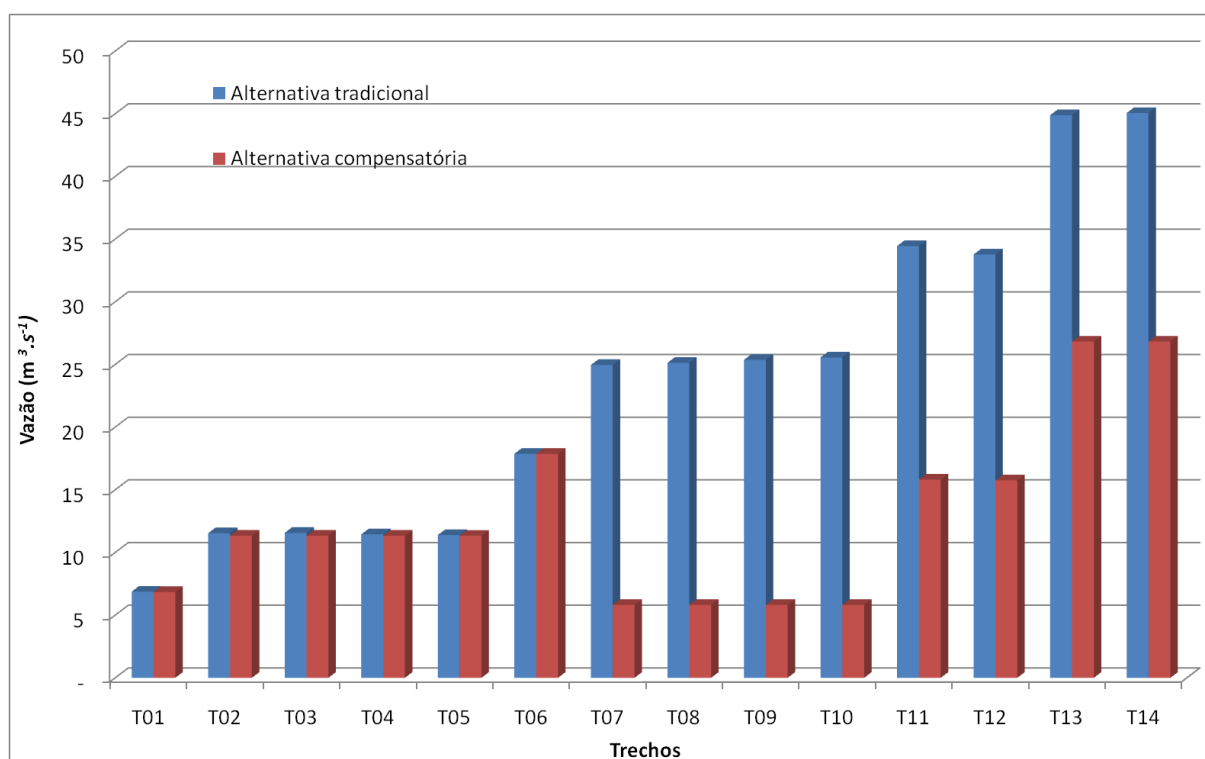


Figura 17.24. Comparação das vazões de pico ($\text{m}^3.\text{s}^{-1}$) nos cenários compensatório e tradicional na sub-bacia PE04.

Contemplando o impacto das medidas não estruturais propostas no PDDrU

Não há previsão de um aumento significativo na vazão, uma vez que não há uma previsão de grande densificação urbana na bacia.

Se forem implementados nas áreas em expansão microrreservatórios de retenção em 25% e 50% dos lotes se espera que as vazões de pico sejam 3,83 a 6,1% menores, resultando em custos de aproximadamente R\$ 144.000 a R\$ 230.000 menores para o poder público na alternativa convencional e de R\$ 60.000 a R\$ 100.000 na alternativa compensatória para o poder público, uma vez que os mesmos seriam internalizados pelos particulares, através das medidas não estruturais.

17.3.1.5 PE05

Alternativa convencional

No Quadro 17.18 são indicadas resumidamente as características sugeridas para o dimensionamento da rede de drenagem desta sub-bacia quando adotada uma abordagem tradicional, isto é, quando o dimensionamento é feito utilizando unicamente a ampliação dos condutos. Na Figura 17.25 é encontrado o gráfico do perfil longitudinal da solução convencional escolhida para a sub-bacia PE05.

A rede de drenagem e as vazões para esta alternativa são mostradas na Figura 17.26 e na Figura 17.27, respectivamente.

Quadro 17.18. Características e resultados da simulação para o cenário da alternativa convencional da sub-bacia PE05.

TRECHO	COMPRIMENTO (m)	DECLIVIDADE (%)	MANNING (s.m ^{1/3})	VAZÃO MÁXIMA (m ³ .s ⁻¹)	SEÇÃO RECOMENDADA	DIMENSÕES (M)		CUSTO TRECHO R\$
						Altura /diâm.	Base	
T01	60,32	1,35	0,016	5,97	Circular	1,50	-	150.148,48
T02	60,32	1,04	0,016	5,97	Circular	1,50	-	150.148,48
T03	60,32	1,36	0,016	5,97	Circular	1,50	-	150.148,48
T04	60,32	1,36	0,016	5,97	Circular	1,50	-	150.148,48
T05	60,85	0,01	0,016	5,95	Retangular	2,00	3,00	215.980,84
T06	63,34	0,09	0,016	5,88	Retangular	2,00	3,00	224.815,43
T07	348,81	0,01	0,016	11,02	Retangular	3,00	3,00	1.483.368,83
T08	245,07	0,01	0,016	21,12	Retangular	3,00	3,00	1.042.172,36
T09	235,49	0,01	0,016	21,47	Retangular	3,00	4,00	1.326.309,55

TRECHO	COMPRIMENTO (m)	DECLIVIDADE (%)	MANNING (s.m ^{1/3})	VAZÃO MÁXIMA (m ³ .s ⁻¹)	SEÇÃO RECOMENDADA	DIMENSÕES (M)		CUSTO TRECHO R\$
						Altura /diâm.	Base	
T10	340,58	0,12	0,016	41,32	Retangular	3,00	4,00	1.918.228,58
T11	34,97	0,07	0,016	55,36	Retangular	3,00	4,00	196.968,41
T12	34,97	0,26	0,016	55,72	Retangular	3,00	4,00	196.968,41
T13	64,94	0,01	0,016	55,69	Retangular	3,00	4,00	365.775,95
T14	110,32	0,01	0,016	55,07	Retangular	3,00	4,00	621.313,35
T15	44,51	0,13	0,016	59,76	Retangular	3,00	4,00	250.702,17
T16	44,51	0,06	0,016	59,92	Retangular	3,00	4,00	250.702,17
T17	44,51	0,21	0,016	60,12	Retangular	3,00	4,00	250.702,17
T18	44,51	0,14	0,016	60,39	Retangular	3,00	4,00	250.702,17
T19	44,51	0,07	0,016	60,73	Retangular	3,00	4,00	250.702,17
T20	44,51	0,01	0,016	61,15	Retangular	3,00	4,00	250.702,17
T21	44,51	0,16	0,016	61,66	Retangular	3,00	4,00	250.702,17
T22	44,51	0,09	0,016	62,24	Retangular	3,00	4,00	250.702,17
T23	74,21	0,01	0,016	61,85	Retangular	3,00	5,00	536.183,79
T24	74,21	0,01	0,016	61,80	Retangular	3,00	5,00	536.183,79
T25	81,68	0,12	0,016	78,72	Retangular	3,00	5,00	590.228,48
T26	81,68	0,03	0,016	78,65	Retangular	3,00	5,00	590.228,48
T27	65,59	0,09	0,016	79,19	Retangular	3,00	5,00	473.941,53
T28	175,64	0,05	0,016	70,79	Retangular	3,00	5,00	1.269.152,56
T29	443,58	0,35	0,016	51,67	Retangular	3,00	5,00	3.205.165,86
Total								17.399.197,52

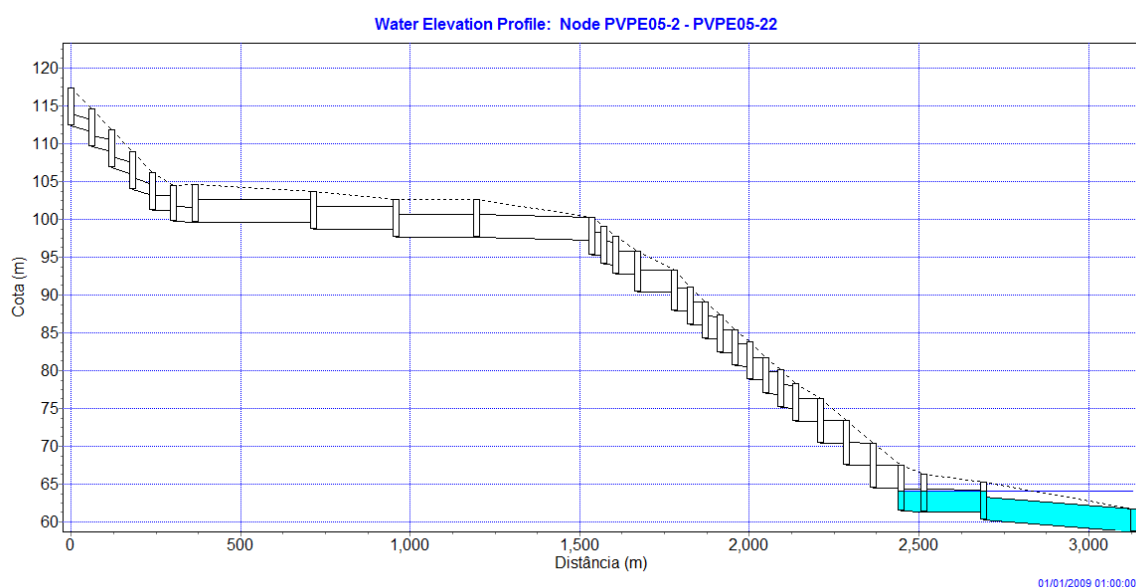


Figura 17.25. Perfil longitudinal da solução convencional proposta para a sub-bacia PE05.

Alternativa compensatória

Visto que as declividades em alguns dos trechos da rede são ligeiramente diferentes, a Figura 17.28 apresenta o gráfico do perfil longitudinal da solução compensatória escolhida para a sub-bacia PE05 e a Figura 17.29 mostra as declividades por trecho.

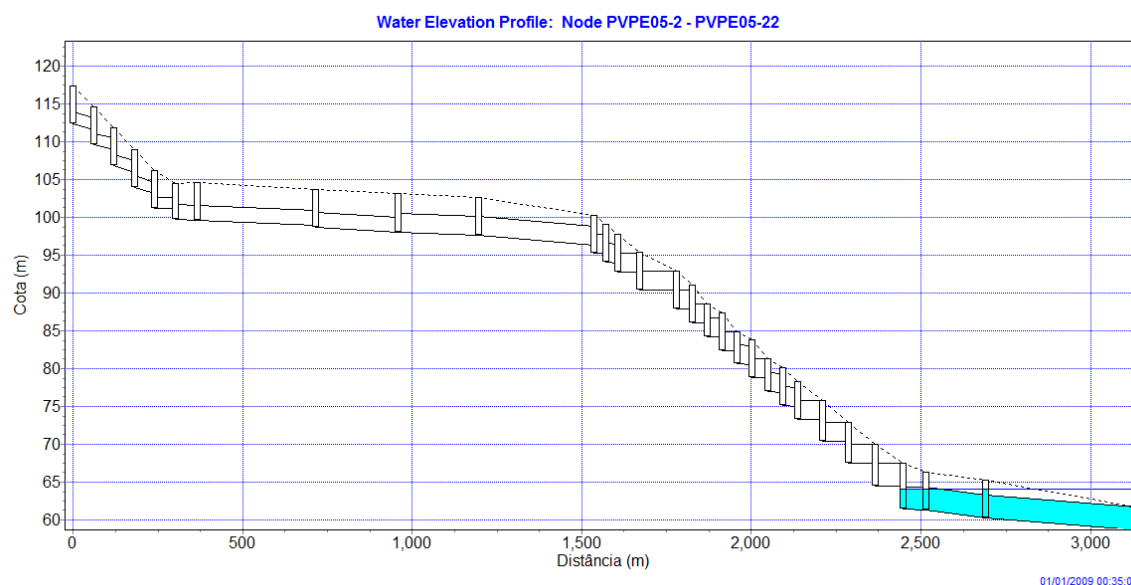


Figura 17.28. Perfil longitudinal da solução compensatória proposta para a sub-bacia PE05.

No Quadro 17.19 se encontram as características e resultados da simulação para a alternativa compensatória de dimensionamento da rede de drenagem da sub-bacia PE05, enquanto que o Quadro 17.20 apresenta as características dos reservatórios. Na Figura 17.30 está indicada a localização dos reservatórios sugeridos na alternativa compensatória.

Quadro 17.19. Características e resultados da simulação para o cenário da alternativa compensatória da sub-bacia PE05.

TRECHO	COMPRIMENTO (m)	DECLIVIDADE (%)	MANNING (s.m ^{1/3})	VAZÃO MÁXIMA (m ³ .s ⁻¹)	SEÇÃO RECOMENDADA	DIMENSÕES (M)		CUSTO TRECHO R\$
						Altura /diâm.	Base	
T01	60,32	1,35	0,016	5,97	Circular	1,50	-	150.148,48
T02	60,32	1,04	0,016	5,97	Circular	1,50	-	150.148,48
T03	60,32	1,36	0,016	5,97	Circular	1,50	-	150.148,48
T04	60,32	1,36	0,016	5,97	Circular	1,50	-	150.148,48
T05	60,85	0,01	0,016	0,87	Circular	1,50	-	151.470,29
T06	63,34	0,09	0,016	0,91	Retangular	2,00	2,00	152.208,24
T07	348,81	0,19	0,016	6,20	Retangular	2,00	2,00	838.236,36
T08	245,07	0,30	0,016	16,82	Retangular	2,00	3,50	1.029.980,66
T09	235,49	0,12	0,016	11,39	Retangular	2,50	3,00	912.348,81
T10	340,58	0,41	0,016	28,45	Retangular	2,50	3,00	1.319.521,19
T11	34,97	0,07	0,016	43,04	Retangular	2,50	3,00	135.491,67
T12	34,97	0,26	0,016	24,60	Retangular	2,50	3,00	135.491,67
T13	64,94	0,01	0,016	24,54	Retangular	2,50	3,00	251.611,89
T14	110,32	0,01	0,016	24,44	Retangular	2,50	3,00	427.392,30
T15	44,51	0,13	0,016	29,40	Retangular	2,50	3,00	172.454,33
T16	44,51	0,06	0,016	29,45	Retangular	2,50	3,00	172.454,33
T17	44,51	0,21	0,016	29,52	Retangular	2,50	3,00	172.454,33
T18	44,51	0,14	0,016	29,59	Retangular	2,50	3,00	172.454,33
T19	44,51	0,07	0,016	29,66	Retangular	2,50	3,00	172.454,33
T20	44,51	0,01	0,016	29,74	Retangular	2,50	3,00	172.454,33
T21	44,51	0,16	0,016	29,82	Retangular	2,50	3,00	172.454,33
T22	44,51	0,09	0,016	29,91	Retangular	2,50	3,00	172.454,33
T23	74,21	0,01	0,016	29,95	Retangular	2,50	3,00	287.491,69
T24	74,21	0,01	0,016	30,01	Retangular	2,50	3,00	287.491,69
T25	81,68	0,12	0,016	49,17	Retangular	2,50	3,00	316.469,44
T26	81,68	0,03	0,016	24,72	Retangular	3,00	3,00	347.373,07
T27	65,59	0,09	0,016	24,73	Retangular	3,00	3,00	278.933,54
T28	175,64	0,62	0,016	24,71	Retangular	3,00	3,00	746.947,03
T29	443,58	0,35	0,016	33,60	Retangular	3,00	3,00	1.886.368,29
Total								11.485.056,45

Quadro 17.20. Características dos reservatórios de retenção da sub-bacia PE05.

LOCAL	VOLUME ESTIMADO (m ³)	ÁREA APROXIMADA (ha)	DESCARREGADOR FUNDO (m)	VAZÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL NA SAÍDA DO RESERVATÓRIO (m ³ .s ⁻¹)	CUSTO (R\$)
R1	20.000	1,0	0,80	Utilizar válvula flap	855.584,99
R2	22.664	1,0	0,80	Utilizar válvula flap	969.548,91
R3	6.212	0.3	0,80	Utilizar válvula flap	265.744,70
R4	37.248	1,5	0,80	Utilizar válvula flap	1.593.441,49
Total					3.684.320,08

Pela comparação das vazões de pico nos cenários das alternativas de dimensionamento convencional e compensatório, percebe-se que as vazões nesta última alternativa são de magnitudes significativamente menores nos trechos da rede de drenagem (Figura 17.30). Este aspecto se reflete em um custo consequentemente menor da alternativa compensatória em comparação à convencional, mesmo quando considerados os custos de implantação dos reservatórios de detenção. Enquanto a rede de drenagem convencional possui um custo estimado em R\$ 17.399.197,52, a alternativa compensatória (rede + reservatórios) perfaz um custo total de R\$ 15.169.376,53, o que representa um custo 13% mais baixo em comparação ao custo da alternativa convencional. Apesar da pouca diferença nos custos, devem-se levar em conta os benefícios indiretos proporcionados pela alternativa compensatória, visto que sua adoção cria espaços de lazer integrados aos reservatórios, melhorando a qualidade de vida da população. Se estimou um custo anual de manutenção na faixa de R\$ 520.000 para a alternativa convencional e de R\$ 450.000 para a alternativa compensatória.

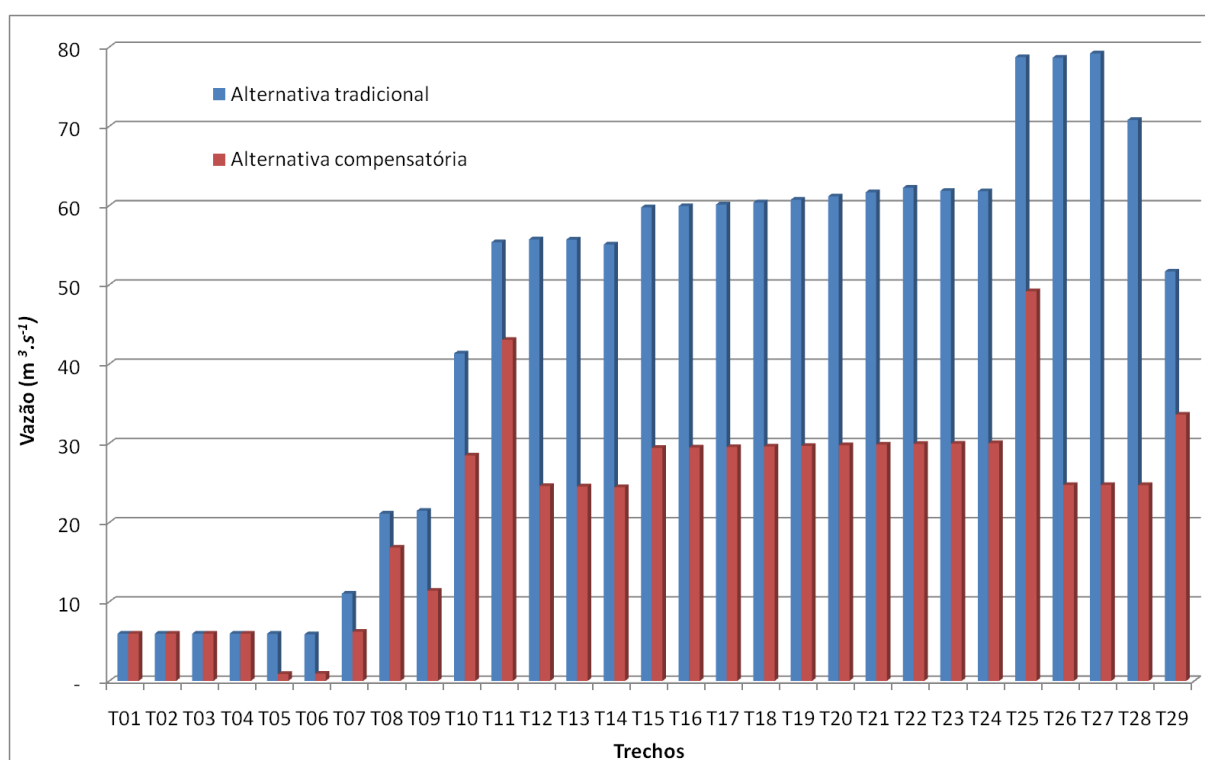


Figura 17.31. Comparação das vazões de pico ($\text{m}^3.\text{s}^{-1}$) nos cenários compensatório e tradicional na sub-bacia PE05.

Contemplando o impacto das medidas não estruturais propostas no PDDrU

Nesta sub-bacia se espera um aumento significativo na vazão em função de um grande crescimento demográfico e consequente impermeabilização.

Se forem implementados nas áreas em expansão microrreservatórios de retenção em 25% e 50% dos lotes se espera que as vazões de pico sejam 11,2 a 17,9 % menores, resultando em custos de aproximadamente R\$ 1 milhão a 1.5 milhões menores para o poder público na alternativa convencional e de R\$425.000 a R\$ 700.000 menores na alternativa compensatória, uma vez que os mesmos seriam internalizados pelos particulares, através das medidas não estruturais.

17.3.1.6 PE06

Alternativa convencional

No Quadro 17.21 são indicadas resumidamente as características sugeridas para o dimensionamento da rede de drenagem desta sub-bacia quando adotada uma abordagem tradicional, isto é, quando o dimensionamento é feito utilizando unicamente a ampliação dos condutos. Na Figura 17.32 é encontrado o gráfico do perfil longitudinal da solução convencional escolhida para a sub-bacia PE06.

A rede de drenagem e as vazões para esta alternativa são mostradas na Figura 17.33 e na Figura 17.34, respectivamente.

Quadro 17.21. Características e resultados da simulação para o cenário da alternativa convencional da sub-bacia PE06.

TRECHO	COMPRIMENTO (m)	DECLIVIDADE (%)	MANNING ($\text{s.m}^{1/3}$)	VAZÃO MÁXIMA ($\text{m}^3.\text{s}^{-1}$)	SEÇÃO RECOMENDADA	DIMENSÕES (M)		CUSTO TRECHO R\$
						Altura /diâm.	Base	
T01	58,40	2,85	0,016	9,73	Circular	2,00	-	186.417,78

TRECHO	COMPRIMENTO (m)	DECLIVIDADE (%)	MANNING (s.m ^{1/3})	VAZÃO MÁXIMA (m ³ .s ⁻¹)	SEÇÃO RECOMENDADA	DIMENSÕES (M)		CUSTO TRECHO R\$
						Altura /diâm.	Base	
T02	58,40	0,57	0,016	9,73	Circular	2,00	-	186.417,78
T03	58,40	0,29	0,016	9,73	Circular	2,00	-	186.417,78
T04	135,34	0,74	0,016	2,85	Circular	2,00	-	432.020,01
T05	108,03	3,71	0,016	2,57	Circular	1,00	-	160.796,50
T06	70,83	0,28	0,016	16,48	Retangular	2,00	2,00	170.200,34
T07	170,37	6,47	0,016	0,90	Circular	1,00	-	253.579,23
T08	46,75	0,01	0,016	18,92	Retangular	2,00	3,00	165.940,61
T09	59,29	0,17	0,016	18,90	Retangular	2,00	3,00	210.458,95
T10	59,29	3,37	0,016	18,92	Retangular	2,00	3,00	210.458,95
T11	59,29	0,34	0,016	18,91	Retangular	2,00	3,00	210.460,01
T12	282,41	0,01	0,016	23,54	Retangular	2,00	4,00	1.386.575,90
T13	127,77	1,17	0,016	23,52	Retangular	3,00	4,00	719.639,85
T14	185,96	0,01	0,016	30,65	Retangular	3,00	4,00	1.047.347,94
T15	54,13	0,67	0,016	34,63	Retangular	3,00	4,00	304.865,67
T16	54,13	0,35	0,016	34,66	Retangular	3,00	4,00	304.865,67
T17	54,13	0,20	0,016	34,70	Retangular	3,00	4,00	304.865,67
T18	126,30	0,04	0,016	0,07	Circular	1,00	-	187.994,57
T19	85,98	0,81	0,016	1,09	Circular	1,00	-	127.973,66
T20	213,26	5,27	0,016	1,09	Circular	1,00	-	317.422,42
T21	54,99	0,24	0,016	39,85	Retangular	3,00	4,00	309.727,93
T22	54,99	0,38	0,016	39,90	Retangular	3,00	4,00	309.727,93
T23	54,99	0,16	0,016	39,94	Retangular	3,00	4,00	309.727,93
T24	54,99	0,66	0,016	39,99	Retangular	3,00	4,00	309.727,93
T25	54,99	0,61	0,016	40,04	Retangular	3,00	4,00	309.727,93
T26	54,51	0,21	0,016	49,04	Retangular	3,00	4,00	307.009,84
T27	54,51	0,03	0,016	49,09	Retangular	3,00	4,00	307.009,84
T28	54,51	0,22	0,016	49,15	Retangular	3,00	4,00	307.009,84
T29	39,53	0,30	0,016	49,19	Retangular	3,00	4,00	222.665,77
T30	39,53	0,18	0,016	49,23	Retangular	3,00	4,00	222.665,77
T31	39,53	0,32	0,016	49,26	Retangular	3,00	4,00	222.665,77
Total								10.212.385,76

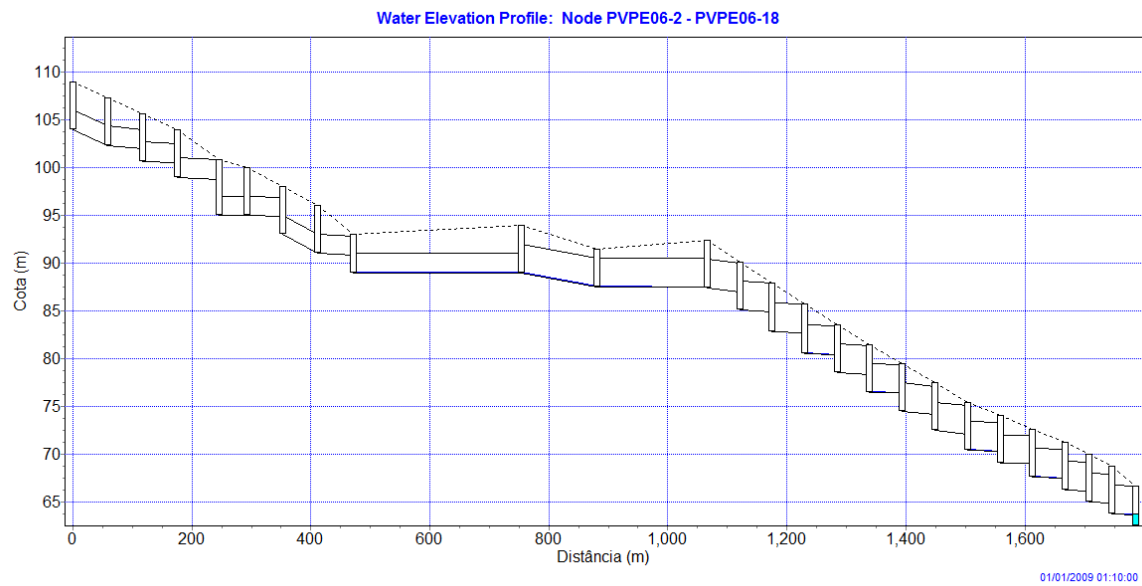


Figura 17.32. Perfil longitudinal da solução convencional proposta para a sub-bacia PE06.

Alternativa compensatória

Visto que as declividades em alguns dos trechos da rede são ligeiramente diferentes, a Figura 17.35 apresenta o gráfico do perfil longitudinal da solução compensatória escolhida para a sub-bacia PE06 e a Figura 17.36 apresenta as declividades por trecho.

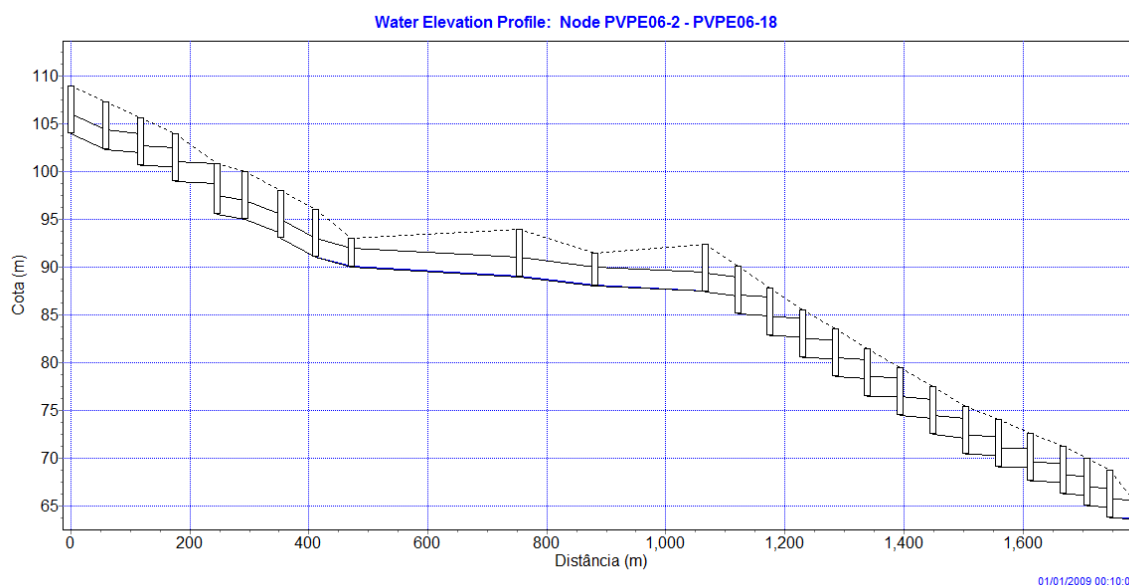


Figura 17.35. Perfil longitudinal da solução compensatória proposta para a sub-bacia PE06.

No Quadro 17.22 se encontram as características e resultados da simulação para a alternativa compensatória de dimensionamento da rede de drenagem da sub-bacia PE06, enquanto que o Quadro 17.23 apresenta as características dos reservatórios. Na Figura 17.37 está indicada a localização dos reservatórios sugeridos na alternativa compensatória.

Quadro 17.22. Características e resultados da simulação para o cenário da alternativa compensatória da sub-bacia PE06.

TRECHO	COMPRIMENTO (m)	DECLIVIDADE (%)	MANNING (s.m ^{1/3})	VAZÃO MÁXIMA (m ³ .s ⁻¹)	SEÇÃO RECOMENDADA	DIMENSÕES (M)		CUSTO TRECHO R\$
						Altura /diâm.	Base	
T01	58,40	2,85	0,016	9,73	Circular	1,50	-	145.374,04
T02	58,40	0,57	0,016	9,73	Retangular	1,80	1,80	122.008,11
T03	58,40	0,29	0,016	9,73	Retangular	1,80	1,80	122.008,11
T04	135,34	0,74	0,016	2,83	Circular	1,20	-	244.982,88
T05	108,03	3,71	0,016	2,58	Circular	1,00	-	160.796,50
T06	70,83	0,28	0,016	4,08	Circular	1,20	-	128.201,45
T07	170,37	6,17	0,016	0,90	Circular	1,00	-	253.579,23
T08	46,75	1,07	0,016	6,51	Circular	1,50	-	116.376,40
T09	59,29	2,53	0,016	6,51	Circular	1,50	-	147.597,71
T10	59,29	3,37	0,016	6,86	Circular	1,50	-	147.597,71
T11	59,29	1,69	0,016	7,25	Circular	1,50	-	147.598,46
T12	282,41	0,01	0,016	11,25	Retangular	2,00	2,00	678.664,98
T13	127,77	0,78	0,016	11,18	Retangular	2,00	2,50	376.871,06
T14	185,96	0,27	0,016	18,75	Retangular	2,00	2,50	548.489,81
T15	54,13	0,67	0,016	23,26	Retangular	2,00	2,50	159.656,32
T16	54,13	0,35	0,016	23,27	Retangular	2,00	3,00	192.129,56
T17	54,13	0,20	0,016	23,32	Retangular	2,00	3,00	192.129,56
T18	126,30	0,04	0,016	0,07	Circular	1,00	-	40.527,14
T19	85,98	0,81	0,016	1,09	Circular	1,00	-	27.588,07
T20	213,26	5,27	0,016	1,09	Circular	1,00	-	68.428,70
T21	54,99	0,24	0,016	29,12	Retangular	2,00	3,00	195.193,80
T22	54,99	0,38	0,016	9,33	Retangular	2,00	2,00	132.153,32
T23	54,99	0,16	0,016	9,33	Retangular	2,00	2,00	132.153,32
T24	54,99	0,66	0,016	9,34	Retangular	2,00	2,00	132.153,32
T25	54,99	0,61	0,016	9,35	Retangular	2,00	2,00	132.153,32
T26	54,51	0,21	0,016	16,70	Retangular	2,00	2,50	160.779,21
T27	54,51	0,03	0,016	16,70	Retangular	2,00	3,00	193.480,84
T28	54,51	0,22	0,016	16,70	Retangular	2,00	3,00	193.480,84
T29	39,53	0,30	0,016	16,70	Retangular	2,00	3,00	140.326,31
T30	39,53	0,18	0,016	16,71	Retangular	2,00	3,00	140.326,31
T31	39,53	0,32	0,016	16,72	Retangular	2,00	3,00	140.326,31
Total								5.713.132,70

Quadro 17.23. Características dos reservatórios de detenção da sub-bacia PE06.

LOCAL	VOLUME ESTIMADO (m ³)	ÁREA APROXIMADA (ha)	DESCARREGADOR FUNDO (m)	VAZÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL NA SAÍDA DO RESERVATÓRIO (m ³ .s ⁻¹)	CUSTO (R\$)
R1	20.368	1,0	0,80	Utilizar válvula flap	871.327,75
R2	22.396	1,0	0,80	Utilizar válvula flap	958.084,07
Total					1.829.411,83

Pela comparação das vazões de pico nos cenários das alternativas de dimensionamento convencional e compensatório percebe-se que as vazões nesta última alternativa são de magnitudes significativamente menores nos trechos da rede de drenagem (Figura 17.30). Este aspecto se reflete em um custo consequentemente menor da alternativa compensatória em comparação à convencional, mesmo quando considerados os custos de implantação dos reservatórios de detenção. Enquanto a rede de drenagem convencional possui um custo estimado em R\$ 10.212.385,76, a alternativa compensatória (rede + reservatórios) perfaz um custo total de R\$ 7.542.544,52, o que representa um custo 26% mais baixo em comparação ao custo da alternativa convencional. Além da redução de custos de implantação, devem-se levar em conta os benefícios indiretos proporcionados pela alternativa compensatória, visto que sua adoção cria espaços de lazer integrados aos reservatórios, melhorando a qualidade de vida da população.

O custo anual de manutenção foi estimado próximo de R\$300.000 para a alternativa convencional e de R\$ 200.000 para a alternativa compensatória.

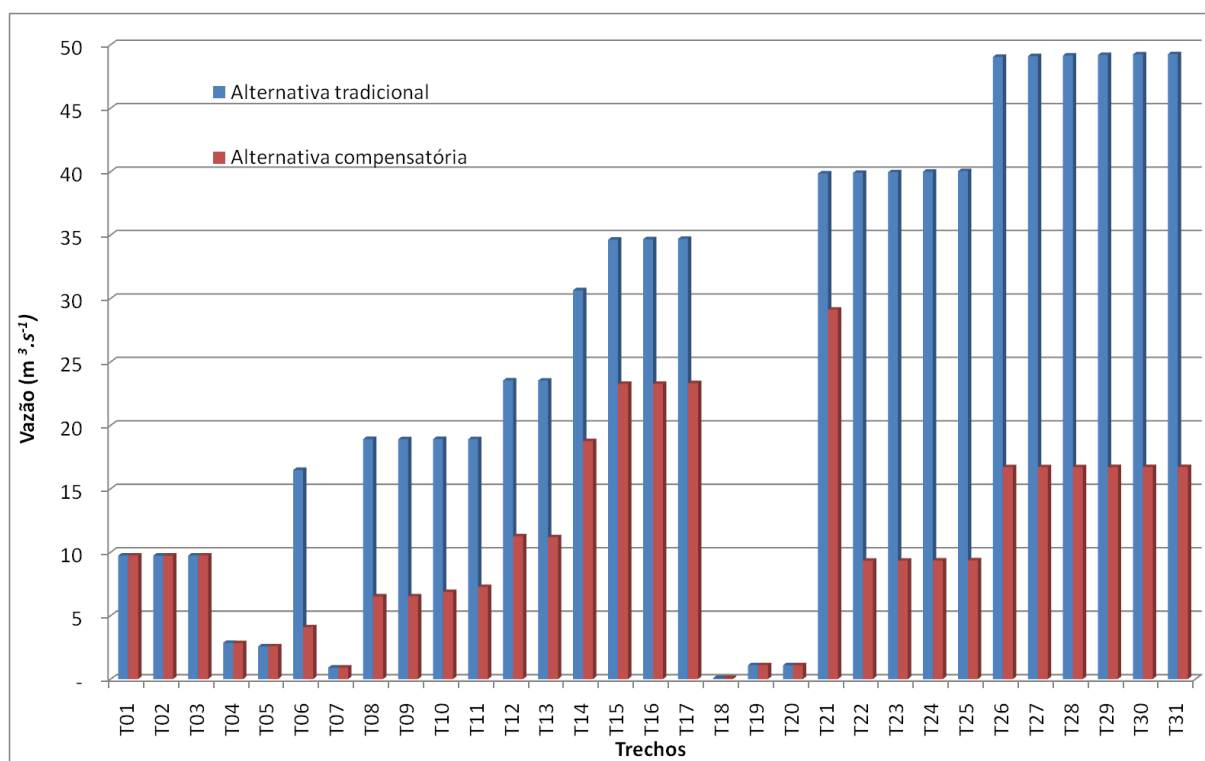


Figura 17.38. Comparação das vazões de pico ($\text{m}^3.\text{s}^{-1}$) nos cenários compensatório e tradicional na sub-bacia PE06.

Contemplando o impacto das medidas não estruturais propostas no PDDrU

Se forem implementados nas áreas em expansão microrreservatórios de retenção em 25% e 50% dos lotes a ser urbanizados se espera que as vazões de pico sejam 14,5 a 23,2 % menores respectivamente, resultando em custos de aproximadamente R\$ 740.000 a 1,2 milhões menores para o poder público na alternativa convencional e de R\$270.000 a R\$ 440.000 menores na alternativa compensatória, uma vez que os mesmos seriam internalizados pelos particulares, através das medidas não estruturais.

17.3.1.7 PE07

Alternativa convencional

No Quadro 17.24 são indicadas resumidamente as características sugeridas para o dimensionamento da rede de drenagem desta sub-bacia quando adotada uma abordagem tradicional, isto é, quando o dimensionamento é feito utilizando unicamente a ampliação dos condutos. Na Quadro 17.80 é encontrado o gráfico do perfil longitudinal dos trechos 1 a 48 da solução convencional escolhida para a sub-bacia PE07 e na Quadro 17.81, dos trechos 49 a 73.

A rede de drenagem e as vazões para esta alternativa são mostradas na Figura 17.41 e na Figura 17.42, respectivamente.

Quadro 17.24. Características e resultados da simulação para o cenário da alternativa convencional da sub-bacia PE07.

TRECHO	COMPRIMENTO (m)	DECLIVIDADE (%)	MANNING ($\text{s.m}^{1/3}$)	VAZÃO MÁXIMA ($\text{m}^3.\text{s}^{-1}$)	SEÇÃO RECOMENDADA	DIMENSÕES (M)		CUSTO TRECHO R\$
						Altura /diâm.	Base	
T01	17,80	0,31	0,016	6,39	Circular	1,50	-	44.299,25

TRECHO	COMPRIMENTO (m)	DECLIVIDADE (%)	MANNING (s.m ^{1/3})	VAZÃO MÁXIMA (m ³ .s ⁻¹)	SEÇÃO RECOMENDADA	DIMENSÕES (M)		CUSTO TRECHO R\$
						Altura /diâm.	Base	
T02	17,80	0,59	0,016	6,39	Circular	1,50	-	44.299,25
T03	17,80	1,15	0,016	6,39	Circular	1,50	-	44.299,25
T04	17,80	1,12	0,016	6,39	Circular	1,50	-	44.299,25
T05	17,80	0,59	0,016	6,39	Circular	1,50	-	44.299,25
T06	17,80	1,15	0,016	6,46	Circular	1,50	-	44.299,25
T07	41,78	0,53	0,016	6,44	Circular	1,50	-	103.994,71
T08	69,47	6,15	0,016	6,43	Circular	1,50	-	172.922,92
T09	91,80	0,13	0,016	6,43	Circular	1,50	-	228.508,57
T10	53,53	1,13	0,016	6,39	Circular	1,50	-	133.253,73
T11	53,53	1,18	0,016	6,40	Circular	1,50	-	133.253,73
T12	53,53	1,88	0,016	6,42	Circular	1,50	-	133.253,73
T13	44,52	1,90	0,016	15,14	Retangular	2,00	3,00	158.007,57
T14	80,17	0,17	0,016	15,13	Retangular	2,00	3,00	284.556,32
T15	269,95	0,97	0,016	15,10	Retangular	2,00	3,00	958.182,69
T16	50,32	0,20	0,016	23,71	Retangular	2,00	3,00	178.594,42
T17	178,34	2,05	0,016	23,72	Retangular	2,00	3,00	633.020,59
T18	133,47	0,06	0,016	23,72	Retangular	2,00	3,00	473.760,06
T19	49,07	0,34	0,016	23,81	Retangular	2,00	3,00	174.177,12
T20	49,07	0,23	0,016	23,88	Retangular	2,00	3,00	174.177,12
T21	46,58	0,21	0,016	33,02	Retangular	2,00	3,00	165.326,55
T22	46,58	0,12	0,016	33,14	Retangular	2,00	3,00	165.326,55
T23	46,58	0,21	0,016	33,34	Retangular	2,00	3,00	165.326,55
T24	67,81	0,01	0,016	33,17	Retangular	2,00	4,00	332.937,10
T25	41,91	0,01	0,016	38,53	Retangular	2,00	4,00	205.773,79
T26	27,58	0,08	0,016	38,53	Retangular	2,00	4,00	135.421,55
T27	27,58	0,16	0,016	38,69	Retangular	2,00	4,00	135.421,55
T28	27,58	0,28	0,016	39,52	Retangular	2,00	4,00	135.421,55
T29	15,97	0,08	0,016	41,58	Retangular	2,00	4,00	78.428,83
T30	15,97	0,52	0,016	45,02	Retangular	2,00	4,00	78.428,83
T31	15,97	0,19	0,016	50,37	Retangular	2,00	4,00	78.428,83
T32	15,97	0,13	0,016	57,27	Retangular	2,00	4,00	78.428,83
T33	17,15	0,20	0,016	62,27	Retangular	2,00	4,00	84.219,91
T34	17,15	0,26	0,016	65,48	Retangular	2,00	4,00	84.219,91
T35	17,15	0,00	0,016	70,10	Retangular	2,00	4,00	84.219,91
T36	17,15	0,41	0,016	74,51	Retangular	2,00	4,00	84.219,91
T37	17,15	0,51	0,016	77,33	Retangular	3,00	4,00	96.611,51
T38	17,15	0,03	0,016	86,62	Retangular	3,00	4,00	96.611,51
T39	17,15	0,03	0,016	93,14	Retangular	3,00	4,00	96.611,51
T40	17,15	0,06	0,016	89,18	Retangular	3,00	4,00	96.611,51

TRECHO	COMPRIMENTO (m)	DECLIVIDADE (%)	MANNING (s.m ^{1/3})	VAZÃO MÁXIMA (m ³ .s ⁻¹)	SEÇÃO RECOMENDADA	DIMENSÕES (M)		CUSTO TRECHO R\$
						Altura /diâm.	Base	
T41	17,15	0,09	0,016	94,73	Retangular	3,00	4,00	96.611,51
T42	17,15	0,29	0,016	97,21	Retangular	3,00	4,00	96.611,51
T43	29,70	0,16	0,016	66,81	Retangular	3,00	4,00	167.275,59
T44	29,70	0,10	0,016	66,54	Retangular	3,00	4,00	167.275,59
T45	29,70	0,10	0,016	73,95	Retangular	3,00	4,00	167.275,59
T46	35,02	0,04	0,016	82,18	Retangular	3,00	5,00	253.044,35
T47	35,02	0,03	0,016	93,94	Retangular	3,00	5,00	253.044,35
T48	35,02	0,01	0,016	155,23	Retangular	3,00	5,00	253.044,35
T49	86,54	1,19	0,016	2,98	Circular	1,00	-	128.813,13
T50	55,28	3,89	0,016	2,97	Circular	1,00	-	82.281,86
T51	71,38	0,98	0,016	2,97	Circular	1,00	-	106.245,57
T52	147,22	0,72	0,016	2,96	Circular	1,50	-	366.477,00
T53	136,08	2,92	0,016	2,96	Circular	1,50	-	338.736,45
T54	164,40	0,11	0,016	10,55	Retangular	2,00	2,00	395.078,66
T55	45,79	0,40	0,016	10,48	Retangular	1,50	2,00	98.056,26
T56	45,79	0,45	0,016	10,48	Retangular	1,50	2,00	98.056,26
T57	45,79	0,45	0,016	10,52	Retangular	1,50	2,00	98.056,26
T58	29,15	0,07	0,016	15,46	Retangular	1,50	2,00	62.415,01
T59	29,15	0,06	0,016	15,64	Retangular	1,50	2,00	62.415,01
T60	29,15	0,24	0,016	15,85	Retangular	1,50	2,00	62.415,01
T61	21,35	1,19	0,016	16,03	Retangular	1,50	2,00	45.710,05
T62	21,35	1,19	0,016	16,20	Retangular	1,50	2,00	45.710,05
T63	21,35	1,19	0,016	16,37	Retangular	1,50	2,00	45.710,05
T64	21,35	1,19	0,016	17,39	Retangular	1,50	2,00	45.710,05
T65	21,35	0,48	0,016	19,86	Retangular	1,50	2,00	45.710,05
T66	21,35	0,01	0,016	23,16	Retangular	1,50	2,00	45.710,05
T67	10,67	0,01	0,016	25,06	Retangular	1,50	2,00	22.855,03
T68	10,67	0,01	0,016	25,08	Retangular	1,50	2,00	22.855,03
T69	21,35	0,01	0,016	25,07	Retangular	2,00	2,00	51.296,81
T70	17,03	0,01	0,016	23,13	Retangular	2,00	2,00	40.922,58
T71	17,03	0,01	0,016	24,61	Retangular	2,00	2,00	40.922,58
T72	34,06	0,01	0,016	23,56	Retangular	2,00	2,00	81.845,15
T73	34,06	0,01	0,016	31,52	Retangular	2,00	2,00	81.845,15
Total								10.653.486,99

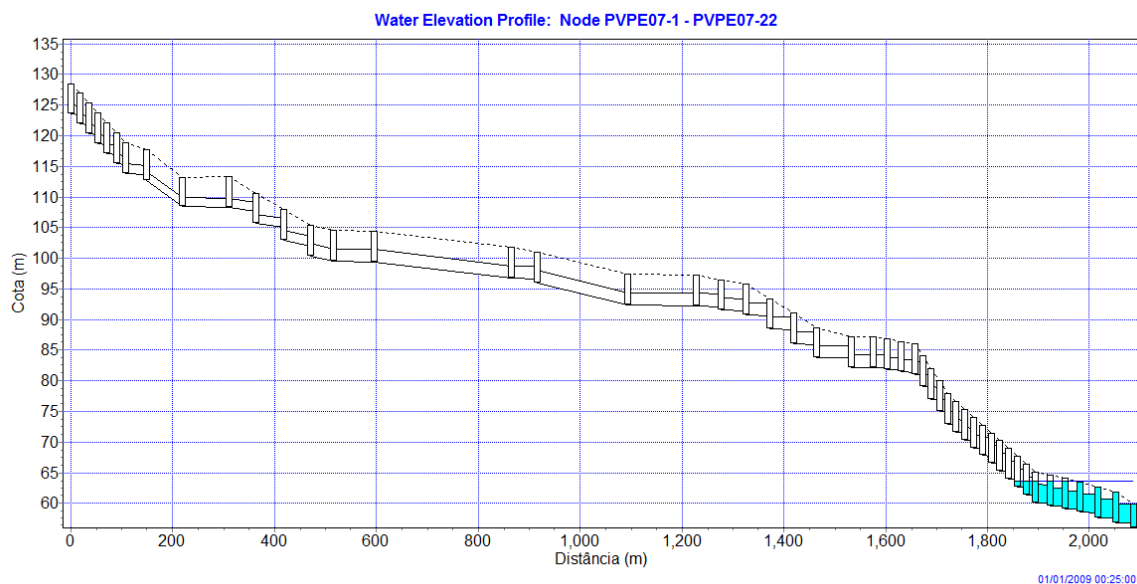


Figura 17.39. Perfil longitudinal da solução convencional proposta para a sub-bacia PE07 (trechos 1 a 48).

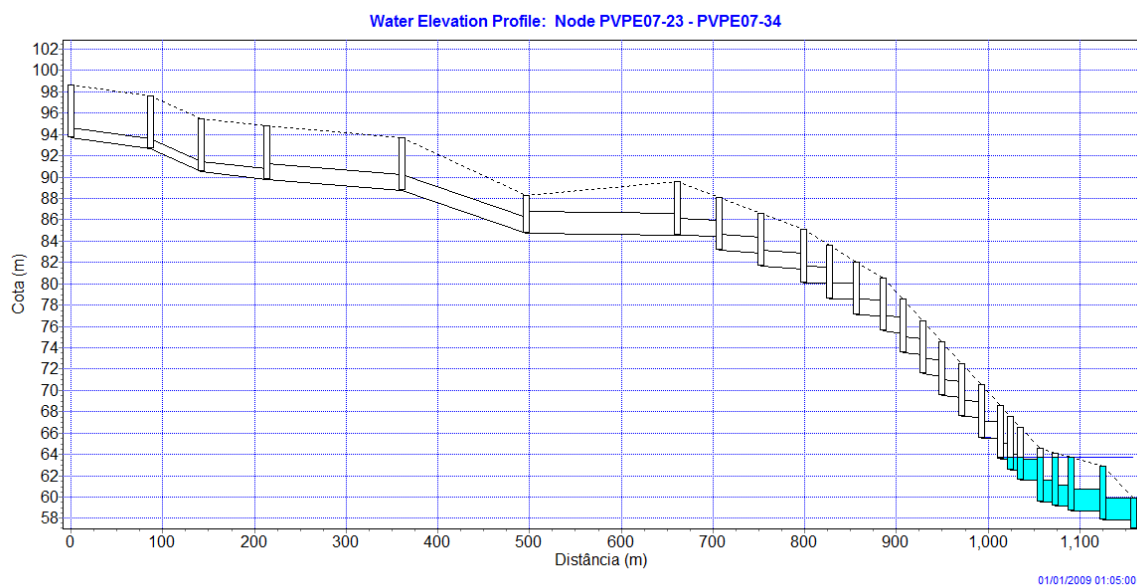


Figura 17.40. Perfil longitudinal da solução convencional proposta para a sub-bacia PE07 (trechos 49 a 73).

Alternativa compensatória

No Quadro 17.25 se encontram as características e resultados da simulação para a alternativa compensatória de dimensionamento da rede de drenagem da sub-bacia PE07, enquanto que o Quadro 17.26 apresenta as características dos reservatórios. Na Figura 17.43 está indicada a localização dos reservatórios sugeridos na alternativa compensatória.

Quadro 17.25. Características e resultados da simulação para o cenário da alternativa compensatória da sub-bacia PE07.

TRECHO	COMPRIMENTO (m)	DECLIVIDADE (%)	MANNING (s.m ^{1/3})	VAZÃO MÁXIMA (m ³ .s ⁻¹)	SEÇÃO RECOMENDADA	DIMENSÕES (M)		CUSTO TRECHO R\$
						Altura /diâm.	Base	
T01	17,80	0,31	0,016	6,39	Circular	1,50	-	44.299,25
T02	17,80	0,59	0,016	6,39	Circular	1,50	-	44.299,25
T03	17,80	1,15	0,016	6,39	Circular	1,50	-	44.299,25
T04	17,80	1,12	0,016	6,39	Circular	1,50	-	44.299,25
T05	17,80	0,59	0,016	6,40	Circular	1,50	-	44.299,25
T06	17,80	1,15	0,016	6,47	Circular	1,50	-	44.299,25
T07	41,78	0,53	0,016	6,45	Circular	1,50	-	103.994,71
T08	69,47	6,15	0,016	6,45	Circular	1,50	-	172.922,92
T09	91,80	0,13	0,016	6,45	Circular	1,50	-	228.508,57
T10	53,53	1,13	0,016	6,39	Circular	1,50	-	133.253,73
T11	53,53	1,18	0,016	6,40	Circular	1,50	-	133.253,73
T12	53,53	1,88	0,016	6,42	Circular	1,50	-	133.253,73
T13	44,52	1,90	0,016	15,14	Retangular	2,00	3,00	158.007,57
T14	80,17	0,17	0,016	15,13	Retangular	2,00	3,00	284.556,32
T15	269,95	0,97	0,016	15,10	Retangular	2,00	3,00	958.182,69
T16	50,32	0,20	0,016	7,59	Retangular	1,50	1,50	83.185,68
T17	178,34	2,05	0,016	7,43	Retangular	1,50	1,50	294.848,24
T18	133,47	0,06	0,016	7,43	Retangular	1,50	1,50	220.667,89
T19	49,07	0,34	0,016	7,43	Retangular	1,50	1,50	81.128,19
T20	49,07	0,23	0,016	7,44	Retangular	1,50	1,50	81.128,19
T21	46,58	0,21	0,016	16,48	Retangular	1,50	1,50	77.005,78
T22	46,58	0,12	0,016	16,48	Retangular	1,50	1,50	77.005,78
T23	46,58	0,21	0,016	16,46	Retangular	1,50	1,50	77.005,78
T24	67,81	0,01	0,016	16,46	Retangular	2,00	2,00	162.957,36
T25	41,91	0,01	0,016	21,75	Retangular	2,00	2,50	123.618,00
T26	27,58	0,08	0,016	21,75	Retangular	2,00	2,50	81.354,10
T27	27,58	0,16	0,016	21,76	Retangular	2,00	2,50	81.354,10

TRECHO	COMPRIMENTO (m)	DECLIVIDADE (%)	MANNING (s.m ^{1/3})	VAZÃO MÁXIMA (m ³ .s ⁻¹)	SEÇÃO RECOMENDADA	DIMENSÕES (M)		CUSTO TRECHO R\$
						Altura /diâm.	Base	
T28	27,58	0,28	0,016	21,76	Retangular	2,00	2,50	81.354,10
T29	15,97	0,08	0,016	21,76	Retangular	2,00	2,50	47.115,89
T30	15,97	0,52	0,016	21,76	Retangular	2,00	2,50	47.115,89
T31	15,97	0,19	0,016	21,76	Retangular	2,00	2,50	47.115,89
T32	15,97	0,13	0,016	21,77	Retangular	2,00	2,50	47.115,89
T33	17,15	0,20	0,016	21,77	Retangular	2,00	2,50	50.594,87
T34	17,15	0,26	0,016	21,77	Retangular	2,00	2,50	50.594,87
T35	17,15	0,00	0,016	21,77	Retangular	2,00	2,50	50.594,87
T36	17,15	0,41	0,016	21,77	Retangular	2,00	2,50	50.594,87
T37	17,15	0,51	0,016	21,78	Retangular	2,00	2,50	50.594,87
T38	17,15	0,03	0,016	21,81	Retangular	2,00	2,50	50.594,87
T39	17,15	0,03	0,016	21,91	Retangular	2,00	2,50	50.594,87
T40	17,15	0,06	0,016	22,00	Retangular	2,00	2,50	50.594,87
T41	17,15	0,09	0,016	23,77	Retangular	2,00	2,50	50.594,87
T42	17,15	0,29	0,016	23,87	Retangular	2,50	2,50	56.084,44
T43	29,70	0,16	0,016	29,18	Retangular	2,50	2,50	97.106,00
T44	29,70	0,10	0,016	29,20	Retangular	2,50	2,50	97.106,00
T45	29,70	0,10	0,016	37,50	Retangular	2,50	2,50	97.106,00
T46	35,02	0,04	0,016	36,29	Retangular	2,50	2,50	114.500,07
T47	35,02	0,03	0,016	38,12	Retangular	2,50	2,50	114.500,07
T48	35,02	0,01	0,016	59,20	Retangular	2,50	2,50	114.500,07
T49	86,54	1,19	0,016	2,98	Circular	1,00	-	128.813,13
T50	55,28	3,89	0,016	2,97	Circular	1,00	-	82.281,86
T51	71,38	0,98	0,016	2,97	Circular	1,00	-	106.245,57
T52	147,22	0,72	0,016	2,96	Circular	1,50	-	366.477,00
T53	136,08	2,92	0,016	2,96	Circular	1,50	-	338.736,45
T54	164,40	0,11	0,016	10,55	Retangular	2,00	2,00	395.078,66
T55	45,79	0,40	0,016	10,48	Retangular	1,50	2,00	98.056,26
T56	45,79	0,45	0,016	10,48	Retangular	1,50	2,00	98.056,26
T57	45,79	0,45	0,016	10,52	Retangular	1,50	2,00	98.056,26
T58	29,15	0,07	0,016	15,46	Retangular	1,50	2,00	62.415,01
T59	29,15	0,06	0,016	15,64	Retangular	1,50	2,00	62.415,01
T60	29,15	0,24	0,016	15,85	Retangular	1,50	2,00	62.415,01
T61	21,35	1,19	0,016	16,03	Retangular	1,50	2,00	45.710,05
T62	21,35	1,19	0,016	16,20	Retangular	1,50	2,00	45.710,05
T63	21,35	1,19	0,016	16,36	Retangular	1,50	2,00	45.710,05
T64	21,35	1,19	0,016	17,41	Retangular	1,50	2,00	45.710,05
T65	21,35	0,48	0,016	19,89	Retangular	1,50	2,00	45.710,05
T66	21,35	0,01	0,016	23,07	Retangular	1,50	2,00	45.710,05

TRECHO	COMPRIMENTO (m)	DECLIVIDADE (%)	MANNING (s.m ^{1/3})	VAZÃO MÁXIMA (m ³ .s ⁻¹)	SEÇÃO RECOMENDADA	DIMENSÕES (M)		CUSTO TRECHO R\$
						Altura /diâm.	Base	
T67	10,67	0,01	0,016	25,04	Retangular	1,50	2,00	22.855,03
T68	10,67	0,01	0,016	25,06	Retangular	1,50	2,00	22.855,03
T69	21,35	0,01	0,016	25,05	Retangular	2,00	2,00	51.296,81
T70	17,03	0,01	0,016	23,13	Retangular	2,00	2,00	40.922,58
T71	17,03	0,01	0,016	24,69	Retangular	2,00	2,00	40.922,58
T72	34,06	0,01	0,016	23,52	Retangular	2,00	2,00	81.845,15
T73	34,06	0,01	0,016	31,43	Retangular	2,00	2,00	81.845,15
Total								7.944.911,84

Quadro 17.26. Características dos reservatórios de detenção da sub-bacia PE07.

LOCAL	VOLUME ESTIMADO (m ³)	ÁREA APROXIMADA (ha)	DESCARREGADOR FUNDO (m)	VAZÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL NA SAÍDA DO RESERVATÓRIO (m ³ .s ⁻¹)	CUSTO (R\$)
R1	17.000	1,0	0,80	Utilizar válvula flap	727.247,24
Total					727.247,24

Pela comparação das vazões de pico nos cenários das alternativas de dimensionamento convencional e compensatório percebe-se que as vazões nesta última alternativa são de magnitudes significativamente menores nos trechos da rede de drenagem (Figura 17.44). Este aspecto se reflete em um custo consequentemente menor da alternativa compensatória em comparação à convencional, mesmo quando considerados os custos de implantação dos reservatórios de detenção. Enquanto a rede de drenagem convencional possui um custo estimado em R\$ 10.653.486,99, a alternativa compensatória (rede + reservatórios) perfaz um custo total de R\$ 8.672.159,08, o que representa um custo 19% mais baixo em comparação ao custo da alternativa convencional. Além da redução de custos de implantação, devem-se levar em conta os benefícios indiretos proporcionados pela alternativa compensatória, visto que sua adoção cria espaços de lazer integrados aos reservatórios, melhorando a qualidade de vida da população.

O custo de manutenção foi estimado para a alternativa convencional em aproximadamente R\$ 320.000 e para a compensatória em R\$ 260.000.

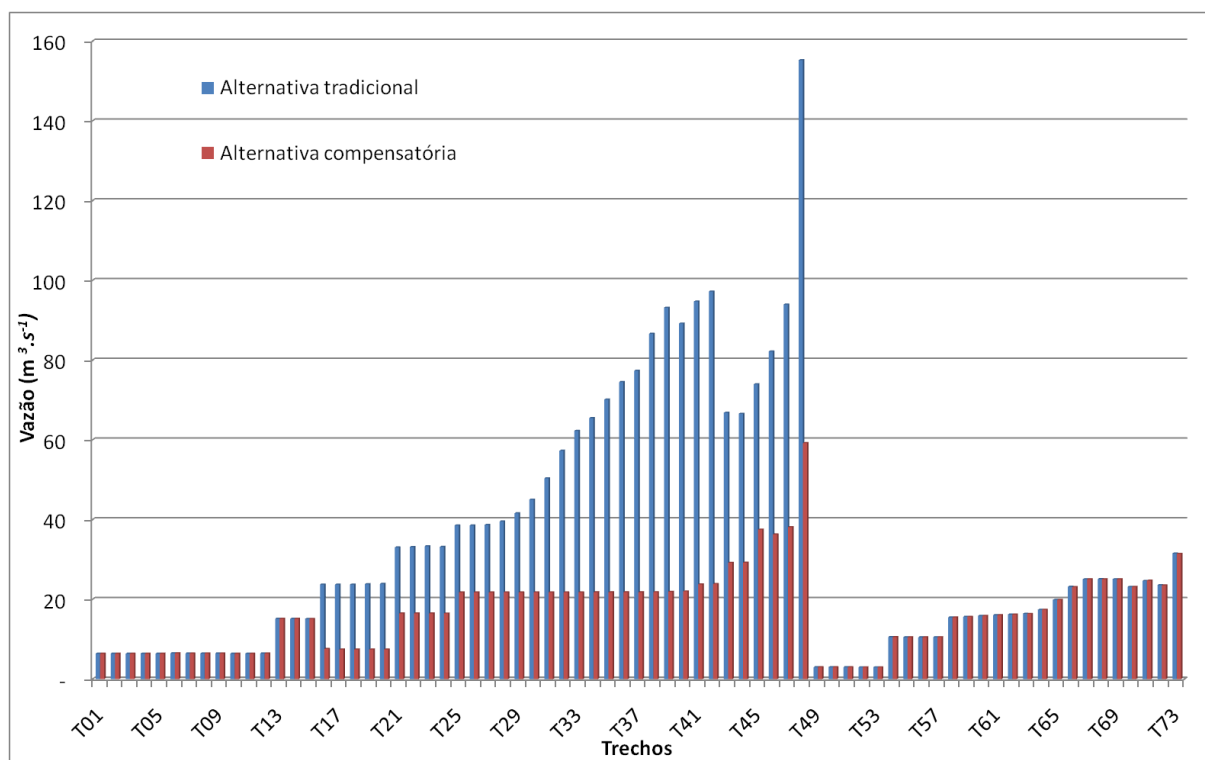


Figura 17.44. Comparação das vazões de pico ($\text{m}^3.\text{s}^{-1}$) nos cenários compensatório e tradicional na sub-bacia PE07.

Contemplando o impacto das medidas não estruturais propostas no PDDrU

Se forem implementados nas áreas em expansão microrreservatórios de detenção em 25% e 50% dos lotes a ser urbanizados se espera que as vazões de pico sejam 6,74 a 10,8 % menores respectivamente, resultando em custos de aproximadamente R\$360.000 a R\$ 575.000 menores para o poder público na alternativa convencional e de R\$145.000 a R\$ 230.000 menores na alternativa compensatória, uma vez que os mesmos seriam internalizados pelos particulares, através das medidas não estruturais.

17.3.1.8 PE08

Alternativa convencional

No Quadro 17.27 são indicadas resumidamente as características sugeridas para o dimensionamento da rede de drenagem desta sub-bacia quando adotada uma abordagem

tradicional, isto é, quando o dimensionamento é feito utilizando unicamente a ampliação dos condutos. Na Figura 17.45 é encontrado o gráfico do perfil longitudinal da solução convencional escolhida para a sub-bacia PE08.

A rede de drenagem e as vazões para esta alternativa são mostradas na Figura 17.46 e na Figura 17.47, respectivamente.

Quadro 17.27. Características e resultados da simulação para o cenário da alternativa convencional da sub-bacia PE08.

TRECHO	COMPRIMENTO (m)	DECLIVIDADE (%)	MANNING (s.m ^{1/3})	VAZÃO MÁXIMA (m ³ .s ⁻¹)	SEÇÃO RECOMENDADA	DIMENSÕES (M)		CUSTO TRECHO R\$
						Altura /diâm.	Base	
T01	75,51	0,03	0,016	6,75	Circular	1,50	-	187.973,11
T02	75,51	0,09	0,016	6,74	Circular	1,50	-	187.973,11
T03	153,82	2,52	0,016	6,74	Retangular	2,00	1,50	293.831,67
T04	324,98	0,58	0,016	6,67	Retangular	2,00	2,00	780.970,22
T05	73,18	0,17	0,016	17,09	Retangular	2,00	3,00	259.752,72
T06	300,20	0,38	0,016	17,09	Retangular	2,00	4,00	1.473.911,07
T07	207,89	0,01	0,016	23,62	Retangular	2,00	4,00	1.020.713,82
T08	205,12	0,37	0,016	7,17	Retangular	2,00	2,00	492.923,73
T09	122,65	1,07	0,016	7,13	Retangular	2,00	2,00	294.734,35
T10	272,75	0,19	0,016	11,77	Retangular	2,00	2,00	655.443,72
T11	34,65	3,75	0,016	11,78	Retangular	2,00	2,00	83.258,18
T12	58,51	1,25	0,016	11,78	Retangular	2,00	3,00	207.682,21
T13	63,18	0,01	0,016	15,32	Retangular	2,00	3,00	224.254,62
T14	42,17	0,17	0,016	38,96	Retangular	2,00	5,00	273.448,08
T15	42,17	0,32	0,016	38,98	Retangular	2,00	5,00	273.448,08
T16	42,71	0,16	0,016	38,98	Retangular	2,00	5,00	276.949,49
T17	42,17	0,25	0,016	39,00	Retangular	2,00	5,00	273.448,08
T18	42,17	0,33	0,016	39,14	Retangular	2,00	5,00	273.448,08
T19	32,88	0,53	0,016	47,15	Retangular	2,00	5,00	213.196,68
T20	32,88	0,27	0,016	49,23	Retangular	2,00	5,00	213.196,68
T21	32,88	0,31	0,016	50,43	Retangular	3,00	5,00	237.581,34
T22	147,37	0,01	0,016	46,10	Retangular	3,00	5,00	1.064.831,16
T23	27,60	0,35	0,016	63,62	Retangular	3,00	5,00	199.393,46
T24	27,60	0,23	0,016	63,85	Retangular	3,00	5,00	199.393,46
T25	27,60	0,47	0,016	64,17	Retangular	3,00	5,00	199.393,46
T26	44,11	0,22	0,016	64,53	Retangular	3,00	6,00	398.410,36
T27	44,11	0,22	0,016	65,10	Retangular	3,00	6,00	398.410,36

TRECHO	COMPRIMENTO (m)	DECLIVIDADE (%)	MANNING (s.m ^{1/3})	VAZÃO MÁXIMA (m ³ .s ⁻¹)	SEÇÃO RECOMENDADA	DIMENSÕES (M)		CUSTO TRECHO R\$
						Altura /diâm.	Base	
T28	44,11	0,22	0,016	65,92	Retangular	3,00	6,00	398.410,36
T29	44,11	0,23	0,016	65,96	Retangular	3,00	6,00	398.410,36
T30	79,50	0,01	0,016	90,72	Retangular	3,00	7,00	878.883,27
T31	82,69	0,50	0,016	93,47	Retangular	3,00	7,00	914.158,87
Total								13.247.834,15

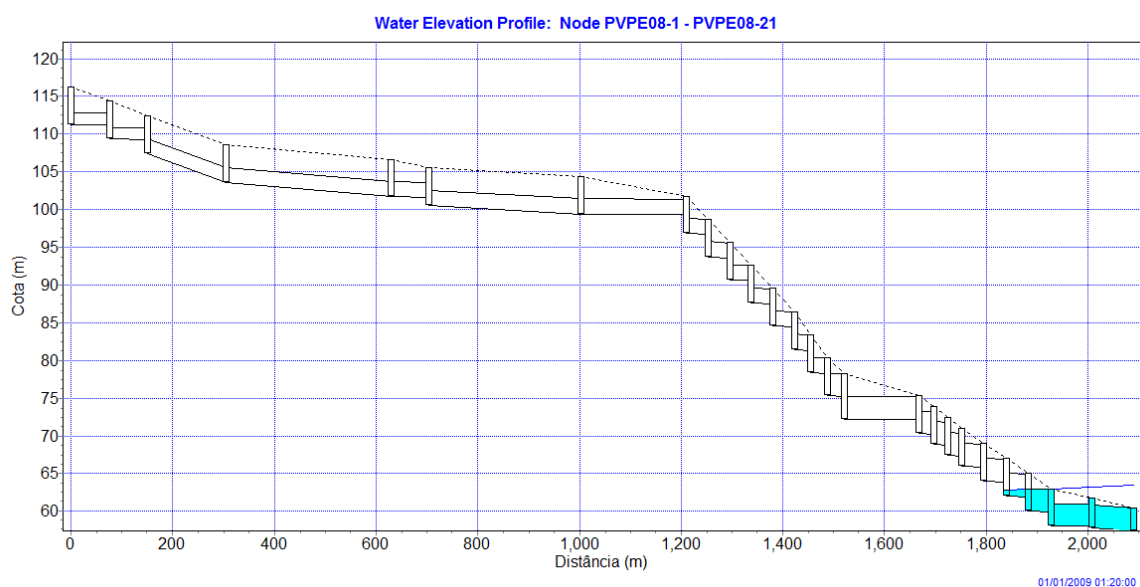


Figura 17.45. Perfil longitudinal da solução convencional proposta para a sub-bacia PE08.

Alternativa compensatória

Visto que as declividades em alguns dos trechos da rede são ligeiramente diferentes para otimização do dimensionamento, a Figura 17.48 apresenta o gráfico do perfil longitudinal da solução compensatória escolhida para a sub-bacia PE08 e a Figura 17.49 apresenta as declividades dos trechos.

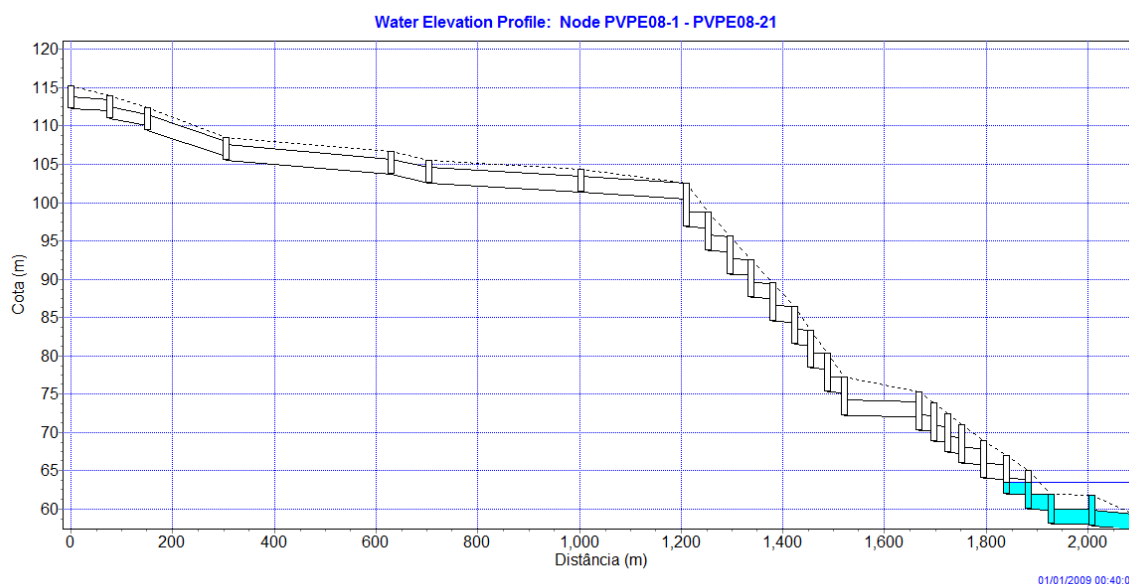


Figura 17.48. Perfil longitudinal da solução compensatória proposta para a sub-bacia PE08.

No Quadro 17.28 se encontram as características e resultados da simulação para a alternativa compensatória de dimensionamento da rede de drenagem da sub-bacia PE08, enquanto que o Quadro 17.29 apresenta as características dos reservatórios. Na Figura 17.50 está indicada a localização dos reservatórios sugeridos na alternativa compensatória.

Quadro 17.28. Características e resultados da simulação para o cenário da alternativa compensatória da sub-bacia PE08.

TRECHO	COMPRIMENTO (m)	DECLIVIDADE (%)	MANNING (s.m ^{1/3})	VAZÃO MÁXIMA (m ³ .s ⁻¹)	SEÇÃO RECOMENDADA	DIMENSÕES (M)		CUSTO TRECHO R\$
						Altura /diâm.	Base	
T01	75,51	1,72	0,016	6,75	Circular	1,50	-	187.973,11
T02	75,51	0,66	0,016	6,74	Circular	1,50	-	187.973,11
T03	153,82	2,24	0,016	6,74	Retangular	2,00	2,00	369.656,15
T04	324,98	0,58	0,016	6,71	Retangular	2,00	3,00	1.153.512,79
T05	73,18	1,53	0,016	17,02	Retangular	2,00	3,00	259.752,72
T06	300,20	0,38	0,016	16,69	Retangular	2,00	3,00	1.065.543,08
T07	207,89	0,44	0,016	22,68	Retangular	2,00	3,00	737.910,56
T08	205,12	0,37	0,016	7,22	Retangular	2,00	2,00	492.923,73
T09	122,65	1,07	0,016	7,21	Retangular	2,00	2,00	294.734,35
T10	272,75	1,01	0,016	12,12	Retangular	2,00	2,00	655.443,72
T11	34,65	3,75	0,016	12,12	Retangular	2,00	3,00	122.974,45
T12	58,51	1,25	0,016	12,13	Retangular	2,00	3,00	207.682,21
T13	63,18	0,01	0,016	15,76	Retangular	2,00	3,00	224.254,62
T14	42,17	0,17	0,016	14,02	Retangular	2,00	2,00	101.344,48
T15	42,17	0,32	0,016	14,02	Retangular	2,00	2,00	101.344,48
T16	42,71	0,16	0,016	14,03	Retangular	2,00	2,00	102.642,16
T17	42,17	0,25	0,016	14,05	Retangular	2,00	2,00	101.344,48
T18	42,17	0,33	0,016	14,07	Retangular	2,00	2,00	101.344,48
T19	32,88	0,53	0,016	20,98	Retangular	2,00	3,00	116.706,11
T20	32,88	0,27	0,016	21,00	Retangular	2,00	3,00	116.706,11
T21	32,88	0,31	0,016	21,02	Retangular	2,00	3,00	116.706,11
T22	147,37	0,15	0,016	20,87	Retangular	2,00	3,00	523.072,65
T23	27,60	0,35	0,016	21,62	Retangular	2,00	3,00	97.947,23
T24	27,60	0,23	0,016	21,63	Retangular	2,00	3,00	97.947,23
T25	27,60	0,47	0,016	21,63	Retangular	2,00	3,00	97.947,23
T26	44,11	0,22	0,016	21,64	Retangular	2,00	3,00	156.548,75
T27	44,11	0,22	0,016	21,63	Retangular	2,00	3,00	156.548,75
T28	44,11	0,22	0,016	21,63	Retangular	2,00	3,00	156.548,75
T29	44,11	0,23	0,016	21,65	Retangular	2,00	3,00	156.548,75
T30	79,50	0,01	0,016	27,64	Retangular	2,00	3,00	282.192,38
T31	82,69	0,50	0,016	32,77	Retangular	2,00	3,00	293.518,70
Total								8.837.293,41

Quadro 17.29. Características dos reservatórios de detenção da sub-bacia PE08.

LOCAL	VOLUME ESTIMADO (m ³)	ÁREA APROXIMADA (ha)	DESCARREGADOR FUNDO (m)	VAZÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL NA SAÍDA DO RESERVATÓRIO (m ³ .s ⁻¹)	CUSTO (R\$)
R1	19.912	1,0	0,80	Utilizar válvula flap	851.820,42
R2	8.265	0,3	0,80	Utilizar válvula flap	353.570,50
Total					1.205.390,91

Pela comparação das vazões de pico nos cenários das alternativas de dimensionamento convencional e compensatório percebe-se que as vazões nesta última alternativa são de magnitudes significativamente menores nos trechos da rede de drenagem (Figura 17.51). Este aspecto se reflete em um custo consequentemente menor da alternativa compensatória em comparação à convencional, mesmo quando considerados os custos de implantação dos reservatórios de detenção. Enquanto a rede de drenagem convencional possui um custo estimado em R\$ 13.247.834,15 e um custo de manutenção anual próximo de R\$ 400.000. A alternativa compensatória (rede + reservatórios) perfaz um custo total de R\$ 10.042.684,32, o que representa um custo 24% mais baixo em comparação ao custo da alternativa convencional além de um custo de manutenção próximo de R\$ 300.000. Além da redução de custos de implantação, devem-se levar em conta os benefícios indiretos proporcionados pela alternativa compensatória, visto que sua adoção cria espaços de lazer integrados aos reservatórios, melhorando a qualidade de vida da população.

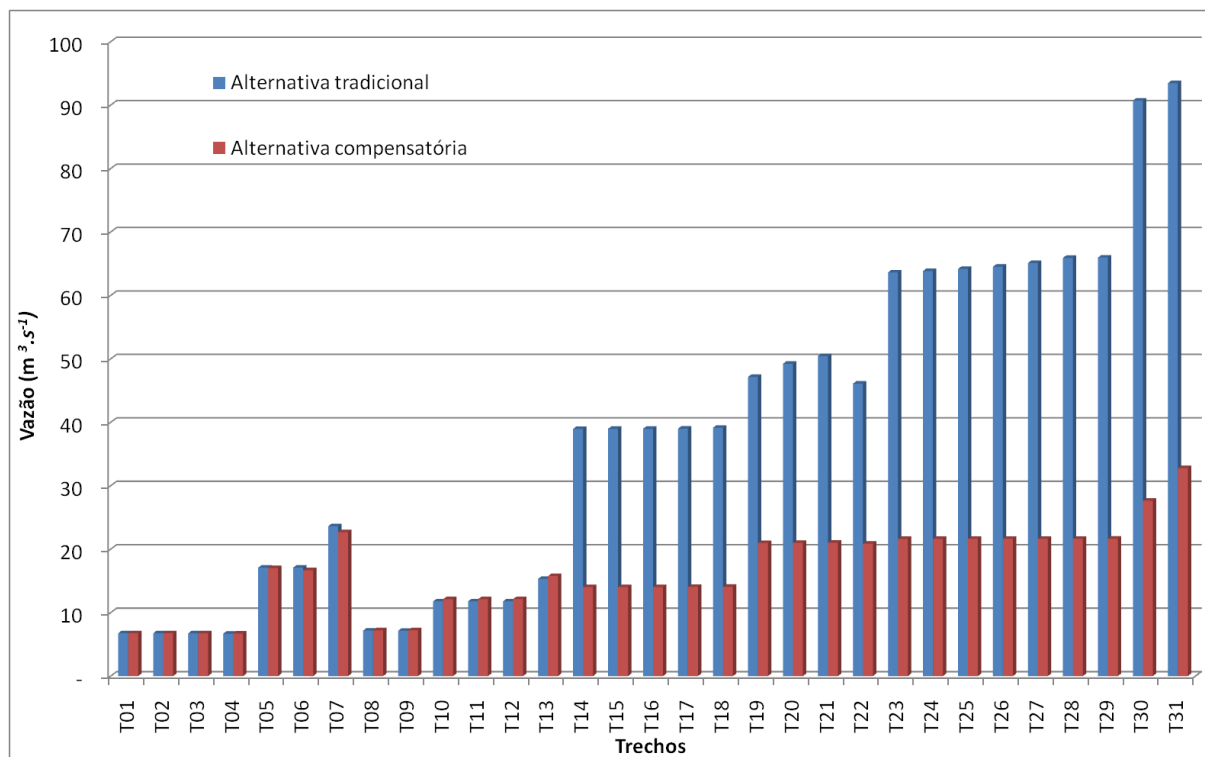


Figura 17.51. Comparação das vazões de pico ($\text{m}^3.\text{s}^{-1}$) nos cenários compensatório e tradicional na sub-bacia PE08.

Contemplando o impacto das medidas não estruturais propostas no PDDrU

Se forem implementados nas áreas em expansão microrreservatórios de detenção em 25% e 50% dos lotes a ser ocupados se espera que as vazões de pico sejam 6,2 a 9,9 % menores respectivamente, resultando em custos de aproximadamente R\$410.000 a R\$ 655.000 menores para o poder público na alternativa convencional e de R\$155.000 a R\$ 250.000 menores na alternativa compensatória, uma vez que os mesmos seriam internalizados pelos particulares, através das medidas não estruturais.

17.3.1.9 PE09

Atualmente, os córregos simulados nesta sub-bacia consistem em trechos naturais que correm entre a urbanização existente, apresentando uma faixa desocupada (“verde”) que varia entre 20 e 50m em cada margem do corpo hídrico. Em vista disso, sugere-se que seja feita a delimitação do curso hídrico e suas faixas “verdes” marginais para evitar a ocupação e a necessidade de canalização e garantir a manutenção de suas características naturais. Desta forma, para esta sub-bacia foi simulada uma terceira alternativa para a macrodrenagem, designada como *Alternativa compensatória + Canais naturais*, na qual considerou-se a manutenção das características naturais do córrego e a implantação de reservatórios de detenção lineares, ou seja, ao longo das margens do curso hídrico, em paralelo a este.

Alternativa convencional

No Quadro 17.30 são indicadas resumidamente as características sugeridas para o dimensionamento da rede de drenagem desta sub-bacia quando adotada uma abordagem tradicional, isto é, quando o dimensionamento é realizado utilizando unicamente a ampliação dos condutos. Na Figura 17.52 é encontrado o gráfico do perfil longitudinal da solução escolhida para a sub-bacia PE09 dos trechos 1 a 30 e na Figura 17.53 para os trechos

31 a 43, enquanto que a rede de drenagem e as vazões para esta alternativa são mostradas na Figura 17.54 e na Figura 17.55, respectivamente.

Quadro 17.30. Características e resultados da simulação para o cenário da alternativa convencional da sub-bacia PE09.

TRECHO	COMPRIMENTO (m)	DECLIVIDADE (%)	MANNING (s.m ^{1/3})	VAZÃO MÁXIMA (m ³ .s ⁻¹)	SEÇÃO RECOMENDADA	DIMENSÕES (M)		CUSTO TRECHO R\$
						Altura /diâm.	Base	
T01	218,19	0,44	0,016	7,00	Retangular	1,50	1,50	360.720,93
T02	236,24	0,97	0,016	6,97	Retangular	1,50	1,50	390.568,98
T03	187,26	0,29	0,016	15,58	Retangular	2,00	2,50	552.341,90
T04	158,94	0,13	0,016	1,69	Circular	1,50	-	395.648,89
T05	45,17	0,14	0,016	19,00	Retangular	2,00	2,50	133.226,11
T06	45,17	0,18	0,016	19,01	Retangular	2,00	2,50	133.226,11
T07	45,17	0,00	0,016	19,02	Retangular	2,00	2,50	133.226,11
T08	45,17	0,04	0,016	19,03	Retangular	2,00	2,50	133.226,11
T09	300,71	0,49	0,016	21,05	Retangular	2,00	2,50	886.963,81
T10	157,46	0,20	0,016	5,78	Retangular	2,00	1,50	305.354,03
T11	126,94	1,92	0,016	5,76	Retangular	2,00	2,00	305.055,72
T12	62,24	0,37	0,016	4,36	Retangular	2,00	2,00	149.569,63
T13	172,09	0,23	0,016	13,67	Retangular	2,00	2,00	413.548,97
T14	222,18	0,68	0,016	2,05	Circular	1,50	-	553.066,07
T15	332,39	0,67	0,016	16,71	Retangular	2,00	2,00	798.777,27
T16	162,77	0,04	0,016	43,83	Retangular	3,00	3,00	692.194,56
T17	64,99	0,68	0,016	43,89	Retangular	3,00	3,00	276.392,60
T18	64,99	0,11	0,016	43,88	Retangular	3,00	3,00	276.392,60
T19	64,99	0,15	0,016	43,94	Retangular	3,00	3,00	276.392,60
T20	64,99	0,66	0,016	44,24	Retangular	3,00	3,00	276.392,60
T21	206,91	0,56	0,016	2,07	Retangular	1,50	0,00	515.057,24
T22	230,83	4,94	0,016	2,07	Retangular	2,00	2,00	554.698,10
T23	206,55	0,12	0,016	54,41	Retangular	3,00	4,00	1.163.305,96
T24	206,55	0,13	0,016	54,36	Retangular	3,00	4,00	1.163.303,15
T25	73,19	0,00	0,016	58,99	Retangular	3,00	3,00	311.234,73
T26	73,19	0,05	0,016	59,01	Retangular	3,00	3,00	311.234,73
T27	73,19	0,54	0,016	59,02	Retangular	3,00	3,00	311.234,73
T28	48,57	0,29	0,016	36,15	Retangular	3,00	3,00	206.549,71
T29	48,57	0,49	0,016	39,35	Retangular	3,00	3,00	206.549,71
T30	48,57	0,70	0,016	101,06	Retangular	3,00	3,00	206.549,71
T31	231,98	2,85	0,016	6,13	Circular	1,50	-	577.473,48
T32	91,10	0,90	0,016	10,94	Retangular	2,00	1,50	176.664,39

TRECHO	COMPRIMENTO (m)	DECLIVIDADE (%)	MANNING (s.m ^{1/3})	VAZÃO MÁXIMA (m ³ .s ⁻¹)	SEÇÃO RECOMENDADA	DIMENSÕES (M)		CUSTO TRECHO R\$
						Altura /diâm.	Base	
T33	91,10	0,85	0,016	10,95	Retangular	2,00	1,50	176.664,39
T34	91,10	0,83	0,016	10,96	Retangular	2,00	1,50	176.664,39
T35	40,76	0,90	0,016	15,27	Retangular	2,00	1,50	79.033,56
T36	40,76	0,27	0,016	15,28	Retangular	2,00	1,50	79.033,56
T37	40,76	0,00	0,016	15,30	Retangular	2,00	1,50	79.033,56
T38	40,76	0,25	0,016	15,32	Retangular	2,00	1,50	79.033,56
T39	41,76	0,19	0,016	15,34	Retangular	2,00	1,50	80.972,80
T40	41,76	0,00	0,016	15,37	Retangular	2,00	1,50	80.972,80
T41	67,80	1,07	0,016	23,13	Retangular	2,00	2,00	162.921,31
Total								14.140.471,20

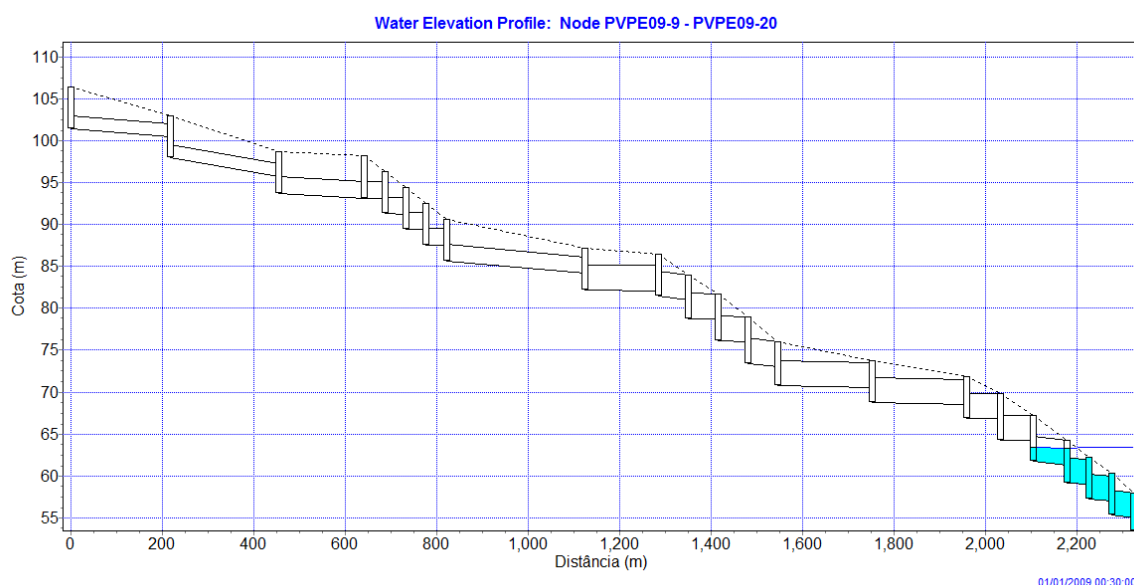


Figura 17.52. Perfil longitudinal da solução proposta para a sub-bacia PE09 (trechos 1 a 30).

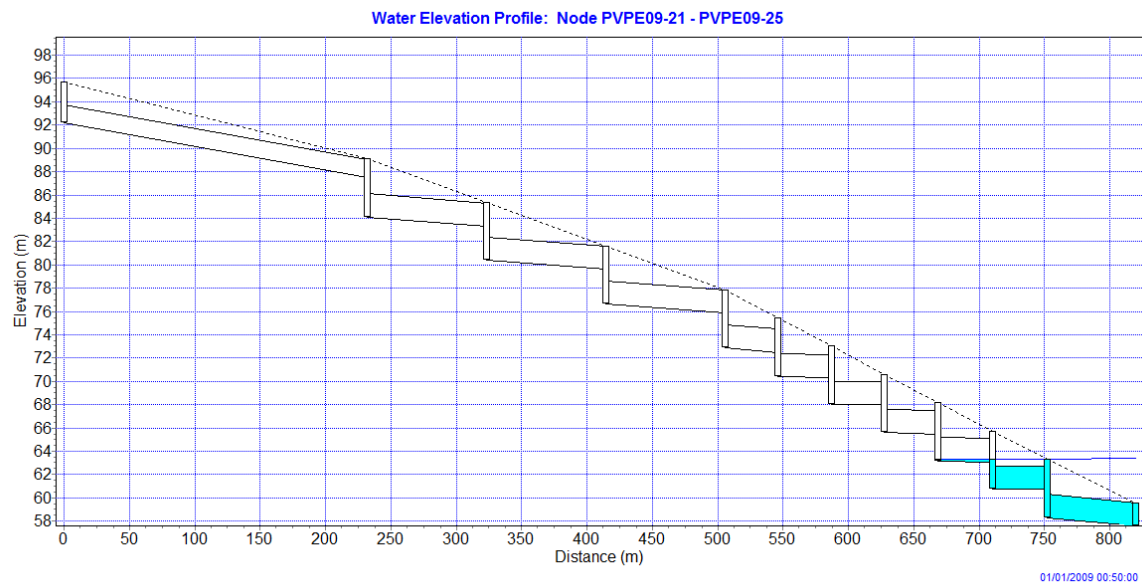


Figura 17.53. Perfil longitudinal da solução proposta para a sub-bacia PE09 (trechos 31 a 43).

Alternativa compensatória

Na Figura 17.56 está indicada a localização dos reservatórios sugeridos para a alternativa compensatória.

No Quadro 17.31 se encontram as características e resultados da simulação para a alternativa compensatória de dimensionamento da rede de drenagem da sub-bacia PE09, enquanto que o Quadro 17.32 apresenta as características dos reservatórios.

Quadro 17.31. Características e resultados da simulação para o cenário da alternativa compensatória da sub-bacia PE09.

TRECHO	COMPRIMENTO (m)	DECLIVIDADE (%)	MANNING (s.m ^{1/3})	VAZÃO MÁXIMA (m ³ .s ⁻¹)	SEÇÃO RECOMENDADA	DIMENSÕES (M)		CUSTO TRECHO R\$
						Altura /diâm.	Base	
T01	218,19	0,44	0,016	7,00	Retangular	1,50	1,50	360.720,93
T02	236,24	0,97	0,016	6,97	Retangular	1,50	1,50	390.568,98
T03	187,26	0,29	0,016	15,58	Retangular	2,00	2,50	552.341,90
T04	158,94	0,13	0,016	1,69	Circular	1,50	-	395.648,89
T05	45,17	0,14	0,016	19,00	Retangular	2,00	2,50	133.226,11
T06	45,17	0,18	0,016	19,01	Retangular	2,00	2,50	133.226,11
T07	45,17	0,00	0,016	19,02	Retangular	2,00	2,50	133.226,11
T08	45,17	0,04	0,016	19,03	Retangular	2,00	2,50	133.226,11
T09	300,71	0,49	0,016	20,47	Retangular	2,00	2,50	886.963,81
T10	157,46	0,20	0,016	5,78	Retangular	2,00	1,50	305.354,03
T11	126,94	1,92	0,016	5,76	Retangular	2,00	2,00	305.055,72
T12	62,24	0,37	0,016	4,36	Retangular	2,00	2,00	149.569,63
T13	172,09	0,23	0,016	13,67	Retangular	2,00	2,00	413.548,97
T14	222,18	0,68	0,016	1,75	Circular	1,50	-	553.066,07
T15	332,39	0,67	0,016	16,57	Retangular	2,00	2,00	798.777,27
T16	162,77	0,04	0,016	22,10	Retangular	2,00	3,00	577.741,37
T17	64,99	0,68	0,016	22,09	Retangular	2,00	3,00	230.691,55
T18	64,99	0,11	0,016	22,09	Retangular	2,00	3,00	230.691,55
T19	64,99	0,15	0,016	22,09	Retangular	2,00	3,00	230.691,55
T20	64,99	0,66	0,016	22,10	Retangular	2,00	3,00	230.691,55
T21	206,91	0,56	0,016	2,07	Circular	1,50	-	515.057,24
T22	230,83	4,94	0,016	2,07	Retangular	2,00	2,00	554.698,10
T23	206,55	0,12	0,016	19,02	Retangular	1,90	3,50	855.796,81
T24	206,55	0,13	0,016	19,01	Retangular	1,90	3,50	855.794,74
T25	73,19	0,00	0,016	24,57	Retangular	1,90	3,50	303.238,54

TRECHO	COMPRIMENTO (m)	DECLIVIDADE (%)	MANNING (s.m ^{1/3})	VAZÃO MÁXIMA (m ³ .s ⁻¹)	SEÇÃO RECOMENDADA	DIMENSÕES (M) Altura /diâm.		CUSTO TRECHO R\$
T26	73,19	0,05	0,016	24,58	Retangular	1,90	3,50	303.238,54
T27	73,19	0,54	0,016	24,60	Retangular	2,00	3,50	307.593,80
T28	48,57	0,29	0,016	28,81	Retangular	2,00	3,50	204.133,42
T29	48,57	0,49	0,016	35,41	Retangular	2,00	3,50	204.133,42
T30	48,57	0,70	0,016	76,11	Retangular	2,00	3,50	204.133,42
T31	231,98	2,85	0,016	6,13	Circular	1,50	-	577.473,48
T32	91,10	0,90	0,016	10,94	Retangular	2,00	1,50	176.664,39
T33	91,10	0,85	0,016	10,95	Retangular	2,00	1,50	176.664,39
T34	91,10	0,83	0,016	10,96	Retangular	2,00	1,50	176.664,39
T35	40,76	0,90	0,016	15,27	Retangular	2,00	1,50	79.033,56
T36	40,76	0,27	0,016	15,28	Retangular	2,00	1,50	79.033,56
T37	40,76	0,00	0,016	15,30	Retangular	2,00	1,50	79.033,56
T38	40,76	0,25	0,016	15,32	Retangular	2,00	1,50	79.033,56
T39	41,76	0,19	0,016	15,34	Retangular	2,00	1,50	80.972,80
T40	41,76	0,00	0,016	15,37	Retangular	2,00	1,50	80.972,80
T41	67,80	1,07	0,016	23,29	Retangular	2,00	2,00	162.921,31
Total								13.201.314,07

Quadro 17.32. Características dos reservatórios de retenção da sub-bacia PE09 (alternativa compensatória).

LOCAL	VOLUME ESTIMADO (m ³)	ÁREA APROXIMADA (ha)	DESCARREGADOR FUNDO (m)	VAZÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL NA SAÍDA DO RESERVATÓRIO (m ³ .s ⁻¹)	CUSTO (R\$)
R1	22.055	1,0	0,80	Utilizar válvula flap	943.496,35
R2	19.931	1,0	0,80	Utilizar válvula flap	852.633,22
Total					1.796.129,57

Alternativa compensatória + Canais naturais

Na Figura 17.57 está indicada a localização dos reservatórios sugeridos para a alternativa compensatória + canais naturais.

No Quadro 17.33 se encontram as características e resultados da simulação para a alternativa compensatória + canais naturais de dimensionamento da rede de drenagem da sub-bacia PE09, enquanto que o Quadro 17.34 apresenta as características dos reservatórios.

Quadro 17.33. Características e resultados da simulação para o cenário da alternativa compensatória + canais naturais da sub-bacia PE09.

TRECHO	COMPRIMENTO (m)	DECLIVIDADE (%)	MANNING (s.m ^{1/3})	VAZÃO MÁXIMA (m ³ .s ⁻¹)	SEÇÃO RECOMENDADA	DIMENSÕES (M)		CUSTO TRECHO R\$
						Altura /diâm.	Base	
T01	218,19	0,44	0,03	7,00	Retangular	1,50	2,50	76.680,80
T02	236,24	0,97	0,03	6,95	Retangular	2,00	2,50	55.368,98
T03	187,26	0,29	0,03	15,40	Retangular	2,00	2,50	43.890,00
T04	158,94	0,13	0,03	1,66	Retangular	1,50	2,00	44.687,26
T05	45,17	0,14	0,03	18,84	Retangular	2,00	5,00	33.863,67
T06	45,17	0,18	0,03	18,89	Retangular	2,00	5,00	33.863,67
T07	45,17	0,00	0,03	18,95	Retangular	2,00	5,00	33.863,67
T08	45,17	0,04	0,03	18,86	Retangular	2,00	5,00	33.863,67
T09	300,71	0,49	0,03	18,77	Retangular	2,00	3,50	157.815,12
T10	157,46	0,20	0,03	5,75	Retangular	1,80	2,50	57.551,01
T11	126,94	1,92	0,03	5,74	Retangular	1,80	3,50	64.955,11
T12	62,24	0,37	0,03	4,56	Retangular	2,50	3,50	34.703,95
T13	172,09	0,23	0,03	13,72	Retangular	2,00	3,00	48.400,03
T14	222,18	0,68	0,03	1,50	Retangular	1,50	2,00	62.467,01
T15	332,39	0,67	0,03	14,57	Retangular	2,00	3,00	93.485,53
T16	162,77	0,04	0,03	21,89	Retangular	2,00	5,00	122.030,97
T17	64,99	0,68	0,03	21,89	Retangular	2,00	5,00	48.726,85
T18	64,99	0,11	0,03	21,90	Retangular	2,00	5,00	48.726,85
T19	64,99	0,15	0,03	21,90	Retangular	2,00	5,00	48.726,85
T20	64,99	0,66	0,03	21,90	Retangular	2,00	5,00	48.726,85
T21	206,91	0,56	0,03	2,02	Retangular	2,00	2,00	38.795,63
T22	230,83	4,94	0,03	2,02	Retangular	2,00	4,00	138.443,06
T23	206,55	0,12	0,03	23,61	Retangular	1,90	7,00	214.084,29

TRECHO	COMPRIMENTO (m)	DECLIVIDADE (%)	MANNING (s.m ^{1/3})	VAZÃO MÁXIMA (m ³ .s ⁻¹)	SEÇÃO RECOMENDADA	DIMENSÕES (M)		CUSTO TRECHO R\$
						Altura /diâm.	Base	
T24	206,55	0,13	0,03	23,40	Retangular	1,90	7,00	214.083,77
T25	73,19	0,00	0,03	29,04	Retangular	1,90	7,00	75.857,50
T26	73,19	0,05	0,03	29,04	Retangular	1,90	7,00	75.857,50
T27	73,19	0,54	0,03	29,05	Retangular	2,00	7,00	76.817,11
T28	48,57	0,29	0,03	47,61	Retangular	2,00	7,00	50.979,38
T29	48,57	0,49	0,03	59,69	Retangular	2,00	7,00	50.979,38
T30	48,57	0,70	0,03	117,77	Retangular	2,00	7,00	50.979,38
T31	231,98	2,85	0,03	6,09	Retangular	1,50	2,00	65.223,75
T32	91,10	0,90	0,03	10,87	Retangular	1,50	3,00	38.420,00
T33	91,10	0,85	0,03	10,87	Retangular	1,50	3,00	38.420,00
T34	91,10	0,83	0,03	10,87	Retangular	1,50	3,00	38.420,00
T35	40,76	0,90	0,03	15,15	Retangular	1,60	3,00	17.416,80
T36	40,76	0,27	0,03	15,14	Retangular	1,60	3,00	17.416,80
T37	40,76	0,00	0,03	15,14	Retangular	1,80	3,00	17.874,84
T38	40,76	0,25	0,03	15,14	Retangular	1,80	3,00	17.874,84
T39	41,76	0,19	0,03	15,14	Retangular	2,00	3,00	11.743,59
T40	41,76	0,00	0,03	18,99	Retangular	2,00	3,00	11.743,59
T41	67,80	1,07	0,03	36,94	Retangular	2,00	4,00	25.423,50
T42	218,19	0,44	0,03	7,00	Retangular	1,50	2,50	76.680,80
Total								2.479.252,56

Quadro 17.34. Características dos reservatórios de retenção da sub-bacia PE09 (alternativa compensatória + canais naturais).

LOCAL	VOLUME ESTIMADO (m ³)	ÁREA APROXIMADA (ha)	DESCARREGADOR FUNDO (m)	VAZÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL NA SAÍDA DO RESERVATÓRIO (m ³ .s ⁻¹)	CUSTO (R\$)
R1	20.656	1,0	0,80	Utilizar válvula flap	883.648,18
R2	11.634	0,5	0,80	Utilizar válvula flap	497.693,79
Total					1.381.341,97

Pela comparação das vazões de pico nos cenários das alternativas de dimensionamento convencional, compensatório e compensatório+canais naturais, percebe-se que as vazões no dimensionamento convencional são geralmente maiores nos trechos da rede de drenagem (Figura 17.58). No entanto, a manutenção dos canais em seu estado natural de revestimento e traçado se reflete em um custo menor da alternativa compensatória+canais naturais em comparação às demais alternativas, mesmo quando considerados os custos de implantação dos reservatórios de retenção. Enquanto a rede de drenagem convencional possui um custo estimado em R\$ 14.140.471,20, a alternativa compensatória + canais naturais (incluindo reservatórios) perfaz um custo total de R\$ 3.860.594,53, o que representa 27% do valor do custo da alternativa convencional.

Também é vantajosa sob ponto de vista de manutenção, uma vez que a alternativa convencional teria custos de manutenção na faixa de R\$ 420.000, enquanto que a compensatória com canais naturais possuiria custos na faixa de R\$ 115.000.

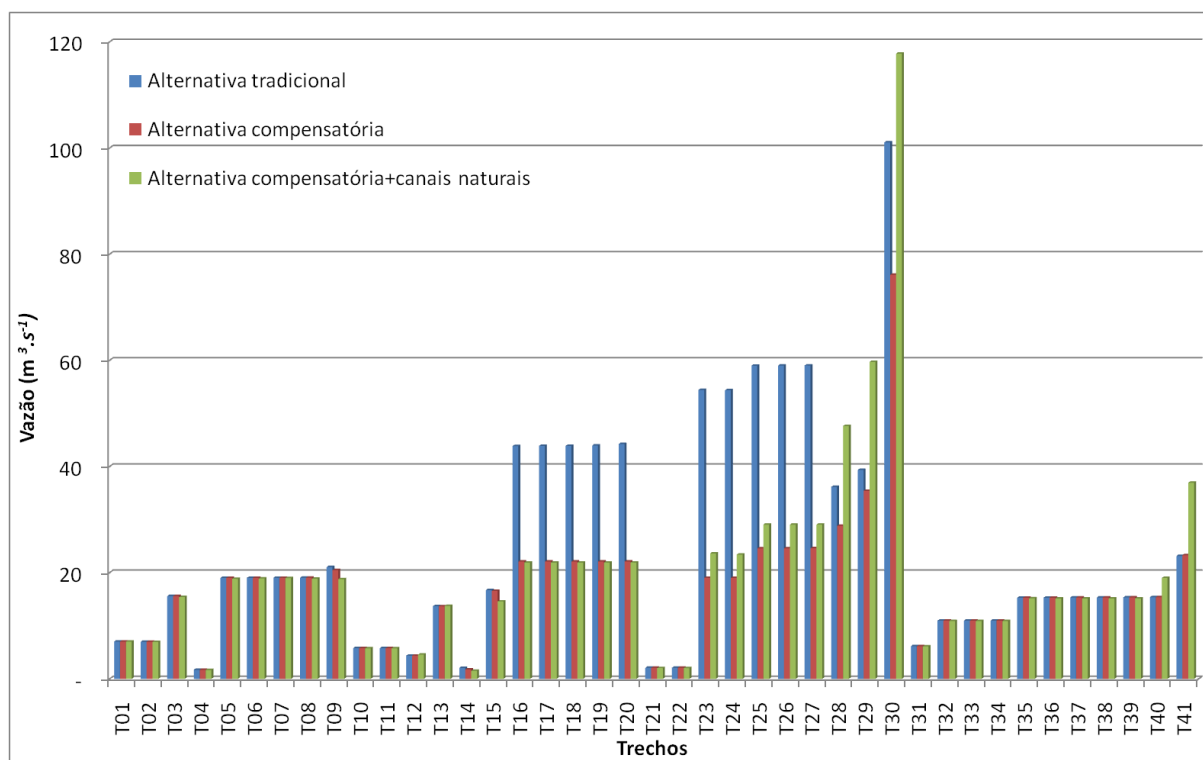


Figura 17.58. Comparação das vazões de pico ($\text{m}^3.\text{s}^{-1}$) nos cenários sugeridos para a sub-bacia PE09.

Contemplando o impacto das medidas não estruturais propostas no PDDrU

Se forem implementados nas áreas em expansão microrreservatórios de detenção em 25% e 50% dos lotes a ser ocupados se espera que as vazões de pico sejam 5 a 8 % menores respectivamente, resultando em custos de aproximadamente R\$350.000 a R\$ 565.000 menores para o poder público na alternativa convencional e de R\$50.000 a R\$ 77.000 menores na alternativa compensatória (lembrando que a alternativa compensatória já é significativamente mais barata), uma vez que os mesmos seriam internalizados pelos particulares, através das medidas não estruturais.