



**NOTA TÉCNICA – NT**

**Superintendência dos Meios Físico e Biótico**

**Diretoria Socioambiental**

**Brasília, Distrito Federal**

**PROGRAMA DE MONITORAMENTO E CONTROLE DOS  
EFEITOS DA ELEVAÇÃO DO NÍVEL DO LENÇOL  
FREÁTICO NOS BAIXIOS DE ALTAMIRA**

**UHE BELO MONTE**

**EMPRESA  
NORTE ENERGIA SA**

**NÚMERO/CÓDIGO DO DOCUMENTO  
NT\_SFB\_Nº030\_ Lençol-Freático-Baixios-10-09-2015\_REV230915**

**SETEMBRO/2015**

## SUMÁRIO

---

1. APRESENTAÇÃO .....	1
2. DESCRIÇÃO DO CONTEÚDO ANALISADO.....	2
2.1. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA 1 .....	4
2.2. CARATERIZAÇÃO DA ÁREA 2.....	5
3. IMPACTOS POTENCIAIS .....	7
4. ANÁLISE E RECOMENDAÇÕES .....	8
4.1. MEDIDAS ADOTADAS.....	9
4.1.1. REFERÊNCIAS TEMPORAIS PARA O PLANEJAMENTO DAS AÇÕES 9	
4.1.2. AÇÕES ANTES DA ALTERAÇÃO DO NÍVEL DO RIO XINGU EM ALTAMIRA.....	11
4.1.3. AÇÕES APÓS O INÍCIO DA ALTERAÇÃO DO NÍVEL DO RIO XINGU EM ALTAMIRA.....	20
4.2. CRONOGRAMA DAS AÇÕES APLICÁVEIS.....	22
5.0 CONCLUSÃO	

## 1. APRESENTAÇÃO

O objetivo desta Nota Técnica (NT) é apresentar medidas aplicáveis aos casos nos quais possam vir a ser identificados, após a formação do Reservatório Xingu, problemas relacionados à elevação do nível freático em áreas com cotas inferiores a 100 metros – os denominados “baixios”, que se situam fora da envoltória de proteção na cidade de Altamira.

Com essas informações, a Norte Energia considera ter comprovado, junto ao Ibama, o cumprimento do seguinte ponto destacado no Despacho 02001.025408/2015-02 DILIC/IBAMA, datado de 18/09/15 e encaminhado à Norte Energia em 22/09/15, como necessários, segundo esse Instituto, para a concessão da Licença de Operação (LO) para a UHE Belo Monte: *“Apresentar planejamento para tratamento das famílias que poderão ser impactadas pela elevação do lençol freático em áreas urbanas de Altamira, após o enchimento do reservatório Xingu”*.

## 2. DESCRIÇÃO DO CONTEÚDO ANALISADO

Em janeiro/2015, foi elaborada NT em atendimento ao Ofício OF. 02001.014466/2014 DILIC/IBAMA, que solicitava a delimitação das áreas situadas em cotas inferiores a 100 metros, externas à envoltória de proteção na cidade de Altamira, definidas como “baixios”. O referido Ofício ainda solicitava uma análise dos impactos potenciais relativos à elevação do lençol freático depois da formação do Reservatório Xingu sobre as populações e infraestruturas implantadas nesses baixios.

A **Figura 2-1** apresenta a delimitação das áreas de baixios, denominadas de Áreas 1 (Jardim Independente I) e Área 2 (Jardim Independente II). É importante salientar que a Área 1 tem cotas topográficas mais elevadas que 100 metros, de acordo com dados topográficos e altimétricos gerados por meio do imageamento a *laser* (**Figura 2-1**) e confirmadas no levantamento topográfico realizado em campo em 13/01/15 (e não 2014, conforme informado em documentos anteriores), por iniciativa da Superintendência de Assuntos Fundiários (SAF) da Norte Energia.

A referida NT apresentou o histórico de ocupação da área e sua caracterização hidrogeológica. As áreas em questão são compostas por terrenos com padrão de relevo plano a suave ondulado (com baixios), solos classificados como latossolos vermelhos (maior parte da área) e gleissolos (em porções localizadas), com clima amazônico típico (com maior precipitação entre dezembro a março) e com reservatórios subterrâneos rasos (aquíferos freáticos e aquíferos suspensos). As imagens apresentadas mostraram claramente que o adensamento das edificações ocorreu no período de 2005 a 2014 (e de forma mais evidente entre 2009 e 2014), resultando no aumento do escoamento superficial e diminuição considerável na infiltração das águas pluviais devido, principalmente, à compactação e impermeabilização da superfície do solo (de forma mais evidente nos primeiros 0,50 m do perfil do solo).



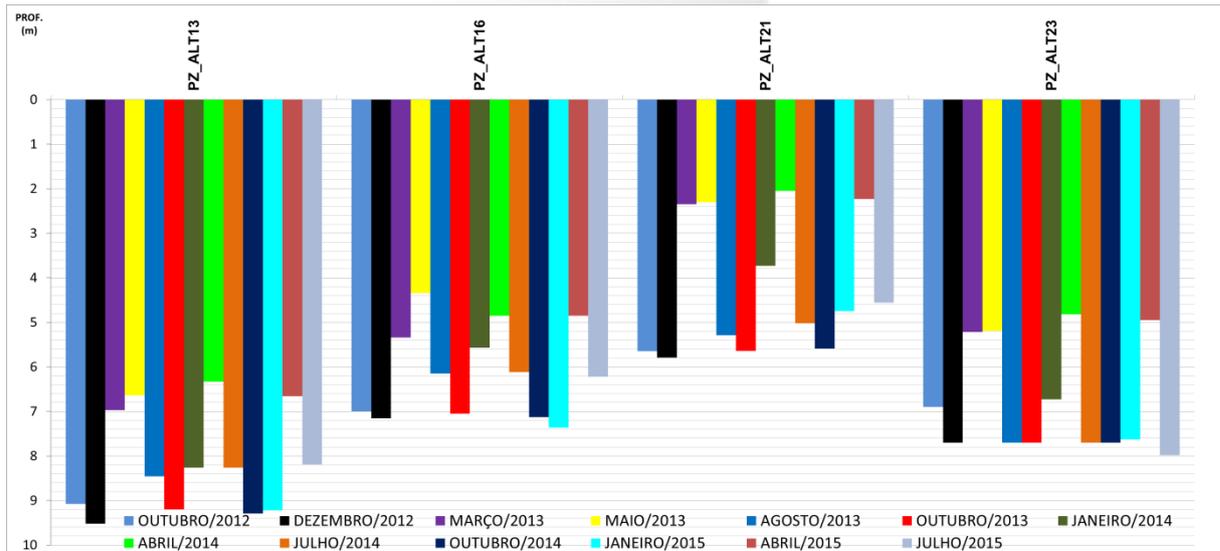
Figura 2-1 - Áreas de baixo na área urbana de Altamira

## 2.1. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA 1

A Área 1 representa porções de aquíferos suspensos e, por isto, apresenta zona saturada próxima à superfície do terreno, mesmo quando o nível freático regional ocorre em maiores profundidades. Este tipo de aquífero é muito comum na região amazônica, principalmente nas planícies de inundação de grandes rios, e são formados pela presença de camadas argilosas pouco permeáveis que mantêm uma zona de saturação acima da superfície freática da descarga regional.

Em muitos casos, a existência de aquífero suspenso (*perched aquifer*) resulta na formação de áreas úmidas ou alagadas em baixios da planície fluvial, exatamente o que ocorre na Área 1. A acumulação da água, mesmo no mês de julho (considerado de baixa pluviosidade), é o indicador mais evidente deste fato. O acúmulo de água na Área 1 é relatado por moradores mais antigos da região e pode ser corroborado pelas imagens de satélites disponíveis em várias fontes, inclusive no *Google Earth*. Nestas imagens, as áreas muito escuras indicam presença de água limpa (sem particulados) oriunda do aquífero suspenso, com padrão distinto de águas turvas, que apresentam aspecto mais claro, pois os particulados contidos nas mesmas refletiriam a radiação.

Outro dado fundamental para se confirmar a presença de aquífero suspenso na Área 1 é representado pelos dados de potenciometria, obtidos a partir de monitoramento de poços na região, no contexto do Projeto 11.3.1 - Projeto de Monitoramento da Dinâmica das Águas Subterrâneas - integrante do Projeto Básico Ambiental (PBA) da UHE Belo Monte. A **Figura 2-2** mostra a variação dos níveis de água medidos em poços de monitoramento, instalados especificamente para este fim. Estas medidas são obtidas do banco de dados do Programa 11.3.1, do PBA citado acima, que inclui leituras trimestrais para o monitoramento da dinâmica das águas subterrâneas.



**Figura 2-2 - Gráfico com variações dos níveis d'água dos poços de monitoramento instalados nas imediações das áreas em questão.**

O poço PZ-ALT16 (localizado no extremo norte do campo de futebol - Área 1) apresentou nível mais raso (4,34 m) em maio/2013. Este dado evidencia que a área saturada/inundada, que ocorre próxima à superfície, é vinculada à ocorrência de camada impermeável, compondo um aquífero suspenso local.

A Área 1, localizada **a oeste do estádio Bandeirão**, no Jardim Independente II é formada por solos hidromórficos, com aquíferos suspensos, situada a mais de 500 metros da orla do remanso do reservatório. Devido a estes fatores, **não sofrerá impactos diretos ou indiretos, pois os dados hidrogeológicos indicam que não haverá elevação de nível do lençol freático nessa área com a formação do reservatório.**

Assim, nenhuma ação adicional necessitará ser aí executada, além do que já está sendo realizado no contexto dos programas do PBA identificados como 11.3.1 e 11.3.2 (Projetos de Monitoramento da Dinâmica e da Qualidade das Águas Subterrâneas).

## 2.2. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA 2

Um dos aspectos relativos à ocupação das áreas em questão (tanto a Área I, como a Área II) é o fato de se tratarem de terrenos cobertos por solos da classe dos gleissolos, que se constituem em solos com elevado grau de hidromorfismo e com alta

sensibilidade ambiental, em superfície coberta, com frequência, por águas e originalmente por espécies de vegetação adaptadas à inundação.

O PZ-ALT13 - localizado na extremidade leste da Área 2, em região mais elevada devido ao aterramento da via, apresenta, por isso, níveis mais profundos (nível do lençol mais raso 6,33 m em janeiro/2014, conforme indicado na **Figura 2-2**).

Os poços PZ-ALT21 e PZ-ALT23 (localizados mais próximos à orla do rio Xingu na área urbana de Altamira) apresentaram níveis mais rasos em abril/2014 (2,05 e 4,82 m, respectivamente).

As formações pedológicas superficiais controlam a percolação da água até a zona saturada; portanto a recarga dos aquíferos é diretamente influenciada pelos solos de baixa condutividade da região. Os dados obtidos no monitoramento da dinâmica das águas subterrâneas evidenciam, até o momento, a influência da sazonalidade climática nas variações naturais dos níveis freáticos, mesmo nos poços instalados sobre os solos de baixa permeabilidade.

### 3. IMPACTOS POTENCIAIS

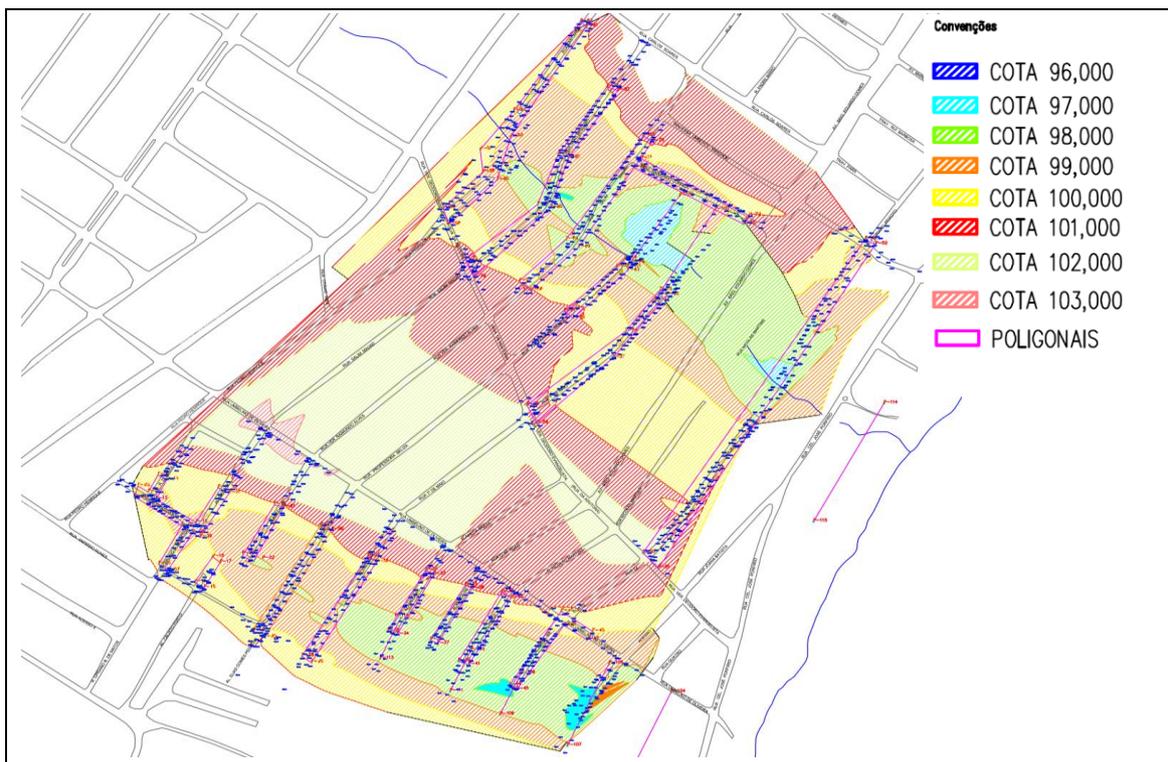
Com a formação do reservatório, em relação aos baixios analisados, somente na Área 2 poderão ocorrer impactos, como a redução da profundidade do lençol freático, com a consequente exposição dos mesmos aos riscos de contaminação dos aquíferos livres, eventual alteração das características geotécnicas das camadas que sustentam as fundações e baldrames de construções, e o alcance do nível de estruturas enterradas, como fossas sépticas, poços rasos de captação de água, bem como a possível formação alagadiços.

Em relação à elevação dos níveis dos lençóis freáticos, além de possíveis efeitos potenciais na Área 2, o que se espera é que qualquer impacto seja observado em uma restrita faixa marginal aos futuros reservatórios ou ao longo de faixas marginais de igarapés que contribuem diretamente para o reservatório. A confirmação de possíveis impactos relacionados à elevação do nível freático só pode ser realizada após a formação e estabilização do reservatório.

As áreas mais vulneráveis a tais impactos, notadamente aquelas marginais aos igarapés, foram previamente desocupadas e saneadas pelos programas de relocação urbana, minimizando o alcance de tais efeitos a áreas ocupadas, restando, portanto, a Área 2 como área crítica a ser monitorada e trabalhada com maior atenção.

## 4. ANÁLISE E RECOMENDAÇÕES

A Área 2, com presença de solos hidromórficos, muito plásticos, é uma área úmida que tem sido, em parte dela, periodicamente inundada, mesmo antes da formação do reservatório. Está situada a uma distância entre 225 e 450 metros da orla do futuro reservatório, apresentando cotas abaixo de 100 m, conforme pode ser observado na **Figura 4-1**, com ocupações mais antigas do que a Área 1 e com sistema viário consolidado desde 2005.



**Figura 4-1 – Hipsometria da Área 2 – Bairro Jardim Independente II**

A Área 2, pelos resultados dos estudos, foi classificada como crítica, na qual os dados do monitoramento da dinâmica das águas subterrâneas subsidiarão a análise de possível influência, na elevação do nível freático, com a formação do reservatório. Ressalta-se que, devido à heterogeneidade do material que forma as camadas superficiais de solo desta região, que apresenta intercalação de camadas arenosas e outras mais argilosas, a verificação exata de efetivos impactos relacionados ao empreendimento só poderá ser realizada após o enchimento e estabilização do reservatório do Xingu.

Em função dessa característica, o monitoramento dos níveis freáticos foi intensificado, com foco especial nessa Área 2, incluindo a instalação de mais quatro poços adicionais

para medição do nível de água e o aumento da frequência de leitura do nível nos poços existentes e nesses novos. Tais medidas são direcionadas especificamente para monitorar os efeitos na Área 2 no período desde o início do enchimento até após a estabilização do reservatório do Xingu. Tais poços adicionais foram instalados no início do mês de setembro/2015 e já foram submetidos à medição do NA. Neste sentido, tendo-se informações anteriores à formação do reservatórios, será possível detectar possíveis alterações e acionar medidas preventivas e corretivas em relação às estruturas e instalações sujeitas a efeitos relacionados à subida do nível freático nessa área.

Cumprir destacar que foi identificada a necessidade de se promover a adequada drenagem da Área 2 em suas regiões localizadas em cotas inferiores à El. 100,00 m. Isto não só devido aos potenciais impactos derivados da formação do reservatório do Xingu, mas também com vistas a sanar os problemas de drenagem hoje já verificados, decorrentes não só dos atributos ambientais presentes nessa área - solos com elevado grau de hidromorfismo, alta sensibilidade ambiental e submetida a inundações frequentes -, antes aqui abordados, mas também das deficiências do sistema de drenagem hoje ali existente.

Nesse contexto, no item 4.1, a seguir, são apresentadas essas medidas, distribuídas ao longo da linha do tempo dos eventos associados à UHE Belo Monte, e que poderão vir a gerar impactos adicionais sobre a Área 2 em tela.

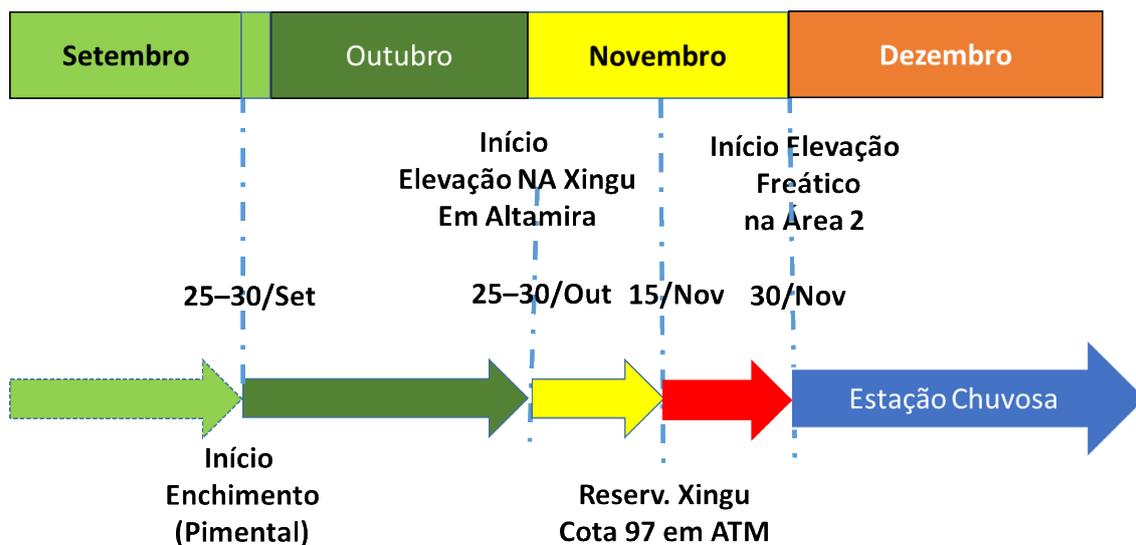
## **4.1. MEDIDAS ADOTADAS**

### **4.1.1. REFERÊNCIAS TEMPORAIS PARA O PLANEJAMENTO DAS AÇÕES**

Em vista das características apresentadas pela Área 2, localizada no Bairro Jardim Independente II, está em implantação um rol de medidas preventivas, envolvendo ações de engenharia para promover a drenagem das áreas localizadas em cotas inferiores a 97,0 m, além do prosseguimento e intensificação das ações relativas ao monitoramento da dinâmica do lençol freático, conforme acima já mencionado, de forma a detectar reais efeitos da elevação do nível de água subterrâneo sobre as estruturas existentes na área.

O planejamento temporal dessas ações foi realizado pela Norte Energia *vis a vis* a linha do tempo que caracteriza os eventos associados à implantação da UHE Belo Monte – em especial à formação do Reservatório Xingu – e que, na realidade, representam os aspectos potenciais geradores de impactos sobre a Área 2.

Nesse sentido, a **Figura 4-2** ilustra a linha do tempo considerada como referência para o referido planejamento. Nela são representados (i) os aspectos ambientais do empreendimento que poderão resultar em impactos – início do enchimento do Reservatório Xingu e elevação gradativa de seu nível até atingir a cota 97,00 m -; (ii) a alteração dos atributos ambientais decorrentes desses aspectos – elevação do lençol freático em Altamira, em especial na Área 2 -; e (iii) a sazonalidade climática que também exerce influência para o estabelecimento temporal das ações a serem adotadas.



**Figura 4-2 – Linha do tempo integrada referência para o planejamento das medidas a serem adotadas na Área 2 para prevenção/mitigação de impactos e melhoria da qualidade ambiental**

A partir da referida linha base, verificou-se a necessidade de planejar ações que serão implementadas antes da alteração do nível do rio Xingu na parte urbana de Altamira, com prazo, portanto, extensivo até cerca de 30/10/15 – considerando-se o início do enchimento do Reservatório Xingu antes do final de setembro -, e outras que deverão ser realizadas após essa alteração, principalmente pelo fato de que seu escopo

dependerá fundamentalmente dos resultados daquelas realizadas no período imediatamente anterior.

Procede-se, na sequência, à especificação das medidas associadas a cada um desses períodos.

#### **4.1.2. AÇÕES ANTES DA ALTERAÇÃO DO NÍVEL DO RIO XINGU EM ALTAMIRA**

##### **4.1.2.1. Intensificação e Aumento da Frequência de Monitoramento do Nível do Lençol Freático**

Foram implantados poços adicionais para medição de nível de água subterrâneo na Área 2, bem como incrementada a frequência de leitura nesses poços e naqueles ali já existentes. Essa ação justifica-se em vista da fase de transição que ocorrerá com o enchimento do Reservatório Xingu, ocasião em que poderão ser verificadas alterações no nível das águas subterrâneas na Área 2 antes do final de outubro/15, período prognosticado para o começo da subida do nível de água do reservatório na área urbana de Altamira (vide **Figura 4-2**).

Nessa ótica, foram implantados mais quatro poços para medição do nível de água que, em conjunto com os já existentes, serão monitorados com a frequência quinzenal, o que resultará em indicativo da eventual necessidade de disparar ações preventivas ou corretivas nas estruturas vulneráveis existentes na área. A **Figura 4-3** ilustra a localização desses novos quatro poços em relação à delimitação da Área 2, bem como daqueles que já fazem parte da malha de monitoramento dos Projetos de Monitoramento da Dinâmica e da Qualidade das Águas Subterrâneas integrantes do PBA.



**Figura 4-3 - Locação dos novos poços de monitoramento (JI-01 a JI04) e de poços já monitorados pelo PBA 11.3.1 em relação à Área 2**

4.1.2.2. Identificação das Edificações Existentes

Serão identificadas as edificações existentes na Área 2, bem como executado levantamento para levantamento do sistema de saneamento (tipo e localização das fossas), do tipo de captação de água para consumo humano e para caracterização da tipologia das construções e patologias já existentes, para identificar situações de vulnerabilidade frente a alterações do lençol freático nessa área alvo.

4.1.2.3. Elaboração e Início da Implementação do Projeto Executivo do Sistema de Drenagem

4.1.2.3.1. *METODOLOGIA ADOTADA*

A Norte Energia desenvolveu o projeto conceitual de sistema de drenagem a ser implementado na Área 2, contemplando o dimensionamento preliminar do volume do reservatório, estação elevatória de água pluvial, tubulação de recalque, diâmetro e altura de chaminé de equilíbrio e diâmetro e extensão de emissário em direção ao rio Xingu.

O projeto em questão subsidia a Norte Energia com as informações técnicas e de custos necessárias para a contratação da elaboração do projeto executivo do sistema e, conseqüentemente, da implantação das obras.

O projeto em tela foi desenvolvido, no tocante ao estabelecimento dos critérios adotados para o dimensionamento das estruturas, observando as referências técnicas consagradas, no âmbito da engenharia nacional, voltadas para projetos de sistemas de drenagem, a saber:

- Manuais do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), por meio das seguintes publicações do Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR): Manual de Hidrologia Básica para Estruturas de Drenagem (publicação IPR – 715/2005); e Manual de Drenagem de Rodovias (publicação IPR – 724/2006)<sup>1</sup>; e
- Instruções de Serviço (IS) a seguir discriminadas: IS-203: Estudos Hidrológicos; e IS-210: Projeto de Drenagem.

Caso a metodologia do DNIT, em alguma situação particular do projeto do sistema de drenagem para a Área II, não especificasse/recomendasse critérios de concepção e dimensionamento aplicáveis diretamente ao projeto, passaram a ser aplicadas as normas NBR ABNT a seguir especificadas:

- ABNT NBR 8.890/2008 – Tubo de concreto de seção circular para águas pluviais e esgotos sanitários – Requisitos e Métodos de Ensaio;
- ABNT NBR 12.266/1992 – Projeto e execução de valas para assentamento de tubulação de água, esgoto ou drenagem urbana – Procedimento;
- ABNT NBR 15.645/2009 – Execução de obras de esgoto sanitário e drenagem de águas pluviais utilizando-se de tubos e aduelas de concreto;
- ABNT NBR 15.486/2007 – Segurança no tráfego – Dispositivos de contenção viária – Diretrizes; e
- ABNT NBR 15.396/2006 – Aduelas (galerias celulares) de concreto armado pré-fabricadas – Requisitos e Métodos de Ensaio.

Nesse contexto, detalhes a respeito da metodologia adotada em cada uma das fases componentes da sequência de dimensionamento a seguir discriminada podem ser obtidos por meio de consulta ao **Anexo 1** deste documento.

#### 4.1.2.3.2. SEQUÊNCIA DE DIMENSIONAMENTO

Após o processamento dos dados pluviométricos e a análise da topografia da região e onde será realizada a intervenção da macrodrenagem, bem como da drenagem hoje ali existente (vide **Figura 4-4**), foi possível determinar as vazões das principais bacias que

---

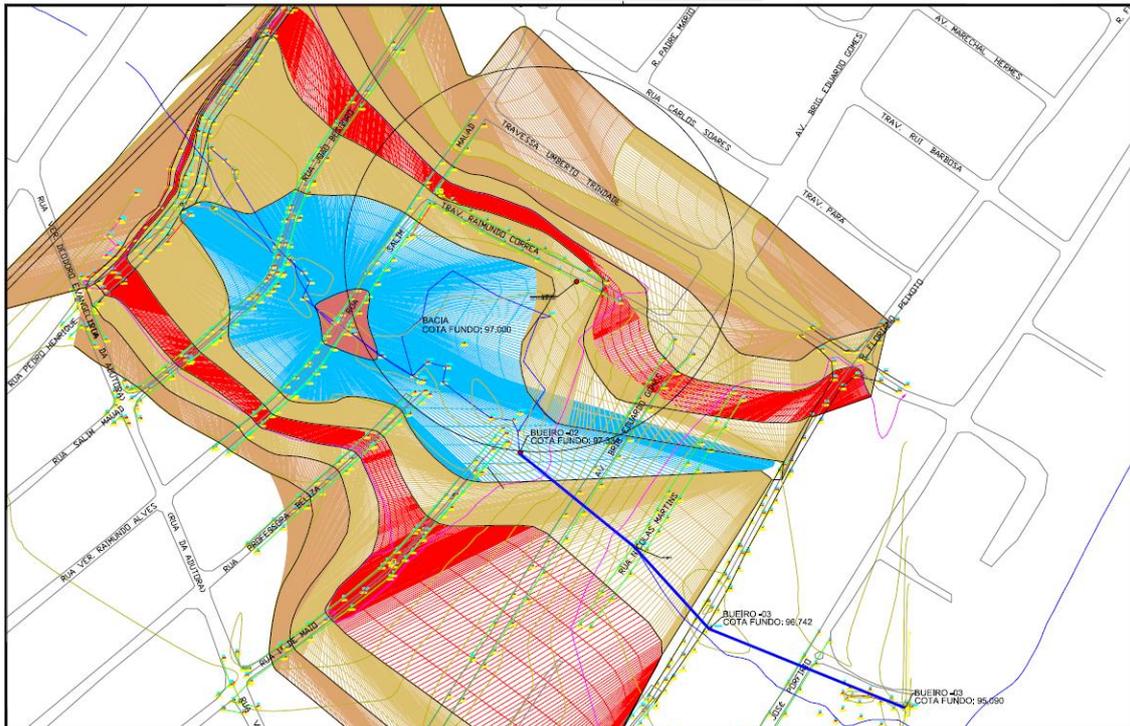
<sup>1</sup> Todo documento emitido pelo IPR/DNIT está publicado no endereço eletrônico: <http://ipr.dnit.gov.br>

interferem nesse trecho, em acordo com os procedimentos metodológicos descritos no **Anexo 1**.

As bacias foram caracterizadas com base nos seguintes dados: curvas de nível obtidas de Ortofotos (restituição aerofotogramétrica cedida pela Norte Energia); imagens de satélite (GoogleEarth); levantamentos semicadastrais e inspeções em campo.

Para análise da vazão de projeto da bacia contribuinte, foi utilizado o Método Racional, originário da literatura técnica americana, que traz resultados bastante aceitáveis para o estudo de bacias com áreas até 10 km<sup>2</sup>, de conformação comum, como é o caso em questão. O volume excedente de chuva, com precipitação uniforme sobre a bacia, foi determinado de acordo com o complexo solo-cobertura vegetal representado pelo coeficiente de escoamento ou *Runoff*. Portanto, para o cálculo da vazão da bacia contribuinte à Área 2 foram levados em consideração o tipo de solo aí existente, bem como a cobertura vegetal/uso do solo.

Nesse contexto, o **Quadro 4-1** ilustra os parâmetros considerados para cálculo da vazão de projeto, bem como o valor da mesma, considerando um Tempo de Recorrência (TR) de 25 (vinte e cinco) anos que, em acordo com as instruções estabelecidas na IS-203 – Estudos Hidrológicos, do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), é o valor indicado para o projeto de macrodrenagens (bueiros tubulares e celulares).



**Figura 4-4 – Topografia do baixo existente na Área 2**

**Quadro 4-1 – Vazão de Projeto para o Reservatório de Retenção Integrante da Macrodrenagem da Área 2 e Parâmetros considerados no Cálculo pelo Método Racional**

Índices Físicos da Bacia								Vazão de Projeto (TR = 25 anos)	
A (ha)	L (m)	H (m)	I (%)	K	T <sub>c</sub> (min)	C	Fator Distr.	i (mm/h)	Q (m <sup>3</sup> /s)
109,30	1.233,00	18,0	1,46	4,0	41,69	0,85	1,00	100,5	25,925

**Fonte:** dados extraídos de Knijnik (2014)

**Legenda:**

A = Área da bacia contribuinte

L = Comprimento do talvegue

H = Desnível do talvegue

I = Declividade do talvegue

K = Coeficiente tabelado em função das características das bacias (Segundo o Manual de Hidrologia Básica para Estruturas de Drenagem – Publicação IPR – 715/2005 -, o valor de 4,0 corresponde a terreno argiloso coberto de vegetação, com grau de absorção médio)

T<sub>c</sub> = Tempo de Concentração

C = Coeficiente de Deflúvio ou de *Runoff* (adimensional)

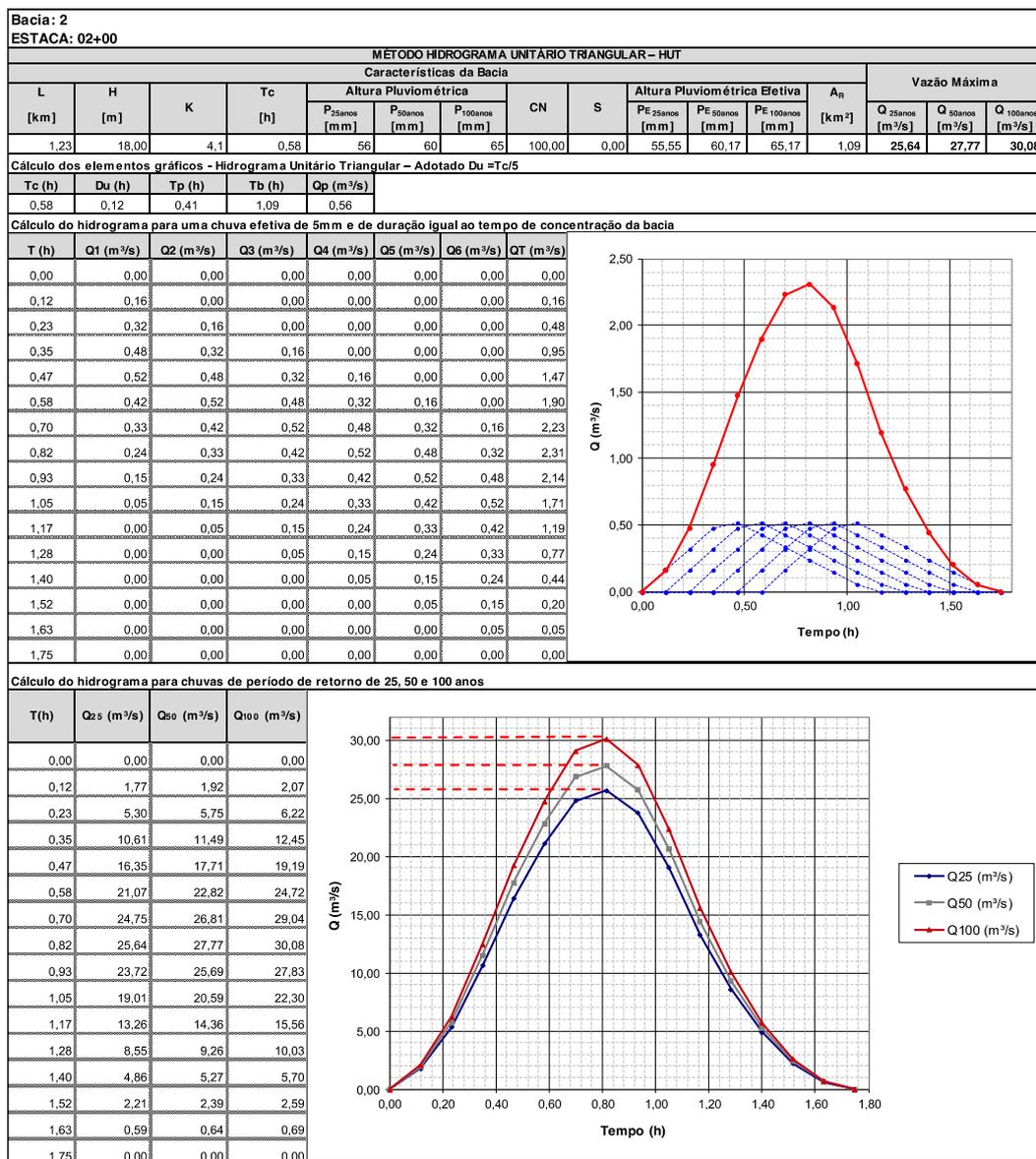
I = Intensidade de Chuva

Q = Vazão de Projeto

Para o cálculo do Hidrograma na exutória da bacia contribuinte - que para uma dada duração de chuva, constitui uma característica própria da bacia, refletindo, em função de sua área, declividade, dimensão do canal, densidade de drenagem e formato, as

condições de deflúvio para o desenvolvimento da onda de cheia -, foi aplicado o Método do Hidrograma Unitário Triangular que, segundo o *Soil Conservation Service*, requer, para a elaboração de um hidrograma unitário sintético a partir de um adimensional, apenas a determinação da vazão de pico e do tempo em que ela ocorre.

A **Figura 4-5** ilustra os resultados dos cálculos do Hidrograma Unitário e do Hidrograma – este para diferentes TRs – para a Área 2.

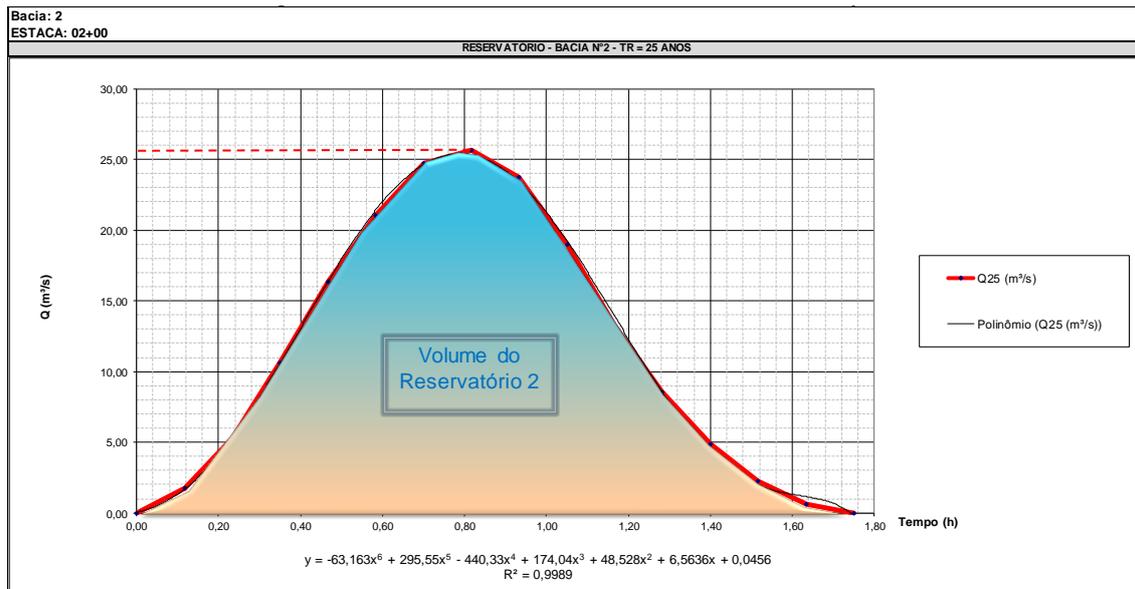


**Figura 4-5 – Hidrograma Unitário Triangular e Hidrograma para diferentes Tempos de Recorrência com vistas ao dimensionamento da macrodrenagem da Área 2**  
 Fonte: Knijnik (2014)

Como se trata de uma área alagadiça fez-se necessário projetar reservatório de retenção para que a Vazão de Projeto seja sempre atendida e não ultrapassada, fazendo com que a região a jusante não sofra nenhum prejuízo advindo de vazões

maiores do que a de Projeto. Assim, o reservatório de retenção funcionará como um tanque enterrado que reservará esse volume de água temporariamente, fazendo com que a vazão de pico e todo o volume calculado a partir do seu hidrograma sejam acumulados para o TR adotado, que, neste caso, foi de 25 anos.

Na **Figura 4-6**, o volume calculado para o reservatório de retenção necessário à Área 2 – 1.245 m<sup>3</sup> - é aquele representado pela área definida entre a curva do Hidrograma para TR igual a 25 anos e o eixo das abscissas.



**Figura 4-6 – Representação gráfica do volume do Reservatório de Retenção necessário à Área 2**

Fonte: Knijnik (2014)

A partir do cálculo supracitado, estipulou-se que o volume do reservatório de retenção para a Área 2 deve ser igual a 1.300 m<sup>3</sup>, sendo que o volume útil será a metade desse volume de retenção, dado o funcionamento do conjunto moto-bomba ter sido dimensionado para o esgotamento do reservatório em 1 (uma) hora. Esse conjunto moto-bomba deve ser 34 cv e a tubulação de recalque com 350 mm de diâmetro. Onde essa tubulação for aparente (na estação elevatória e no *Stand-Pipe*, o material da mesma será em ferro fundido; já onde for enterrada, poderá ser em PEAD. Nos pontos de mudança de material, haverá conexões especiais para fazer essa compatibilização.

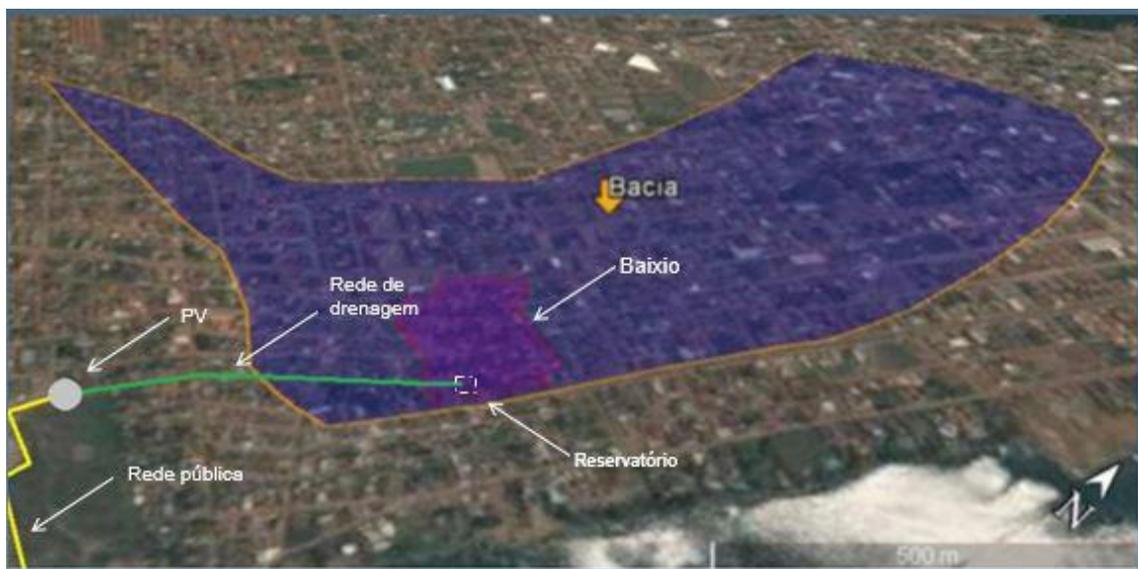
O *Stand-Pipe* (Chaminé de Equilíbrio) projetado será construído com tubulação de concreto armado de diâmetro igual a 1,00 m. Seu emissário até o rio Xingu terá a mesma dimensão de tubulação e poderá ser em concreto armado, a exemplo do *Stand-Pipe*, contendo dissipador de energia em sua descarga junto ao rio, de forma a se evitar

erosão. O *Stand-Pipe* terá uma altura total de 10,00 m, já computando a parte enterrada e a borda livre, a título de segurança, em sua parte superior.

Foi ainda prevista rede de drenagem pluvial para promover o encaminhamento adequado do escoamento de água para dentro do reservatório de retenção, fazendo com que haja uma melhor captação sem o carreamento de detritos para o interior do mesmo. Além disso, o reservatório terá em sua entrada dispositivo como um gradeamento para garantir o volume útil dimensionado e a vida útil da bomba submersível. Para o conjunto moto-bomba, deverá haver poço de sucção conforme dimensões prescritas pelo fabricante da bomba, sendo que toda esta estrutura deverá ser duplicada para a bomba reserva.

Para a implantação do reservatório e da estação elevatória, necessitar-se-á da desapropriação de lotes com cerca de 400 m<sup>2</sup>, inserido dentro das áreas de inundação. Também serão necessárias benfeitorias na rede elétrica para fornecimento de energia para o funcionamento do conjunto moto-bomba.

O **Quadro 4-2** sintetiza as dimensões dos componentes do sistema de drenagem projetado para a Área 2, sendo que o arranjo geral desse sistema pode ser observado na **Figura 4-7**.



**Figura 4-7 – Bacia de Contribuição à Área 2 e Arranjo Geral Esquemático do Sistema de Drenagem Projetado**

**Quadro 4-2 – Características de engenharia do sistema de drenagem projetado para a Área 2 (Projeto Conceitual)**

<b>CARACTERÍSTICAS DO RESERVATÓRIO DE RETENÇÃO</b>	
Volume do reservatório	1.300 m <sup>3</sup>
Volume de funcionamento	650 m <sup>3</sup>
Dimensões: Profundidade	3,00 m
Área	217,00 m <sup>2</sup>
Largura (quadrado)	15,00 m
<b>CARACTERÍSTICAS DA ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE ÁGUA PLUVIAL</b>	
Q reservatório	181,00 L/s
D recalque PEAD	350,00 mm
L recalque PEAD	486,00 m
Potencia Bomba (1+1)	34 cv
Perda de Carga	3,83 m
Desnível	10,00 m
HMT	13,83 m
Aquisição de lote na área de inundação com 400m <sup>2</sup>	
<b>CARACTERÍSTICAS DA REDE DE DRENAGEM PARA COLETA DE ÁGUA PLUVIAL</b>	
BSTC Ø 0,40 m	500,00 m
BSTC Ø 0,60 m	300,00 m
Caixa Boca de Lobo H=1,50 m	32 und
Poço de visita H=2,00 m	16 und
Escavação de 1ª categoria	3.734,00 m <sup>3</sup>
Reaterro e Compactação	2.987,00 m <sup>3</sup>
Bota-fora	748,00 m <sup>3</sup>
<b>CARACTERÍSTICAS DO STAND-PIPE E DO EMISSÁRIO ATÉ O RIO XINGU</b>	
Chaminé de Equilíbrio ( <i>Stand-Pipe</i> ) Ø 1,00 m	10,00 m
Emissário BSTC Ø 1,00 m	581,00 m

#### **4.1.3. AÇÕES APÓS O INÍCIO DA ALTERAÇÃO DO NÍVEL DO RIO XINGU EM ALTAMIRA**

4.1.3.1. Continuidade do Monitoramento do Lençol Freático, Detecção e Tratamento de Eventuais Patogenias a Estruturas

Após o início da alteração do nível do rio Xingu na área de Altamira, prosseguirá, no âmbito dos Projetos 11.3.1 e 11.3.2 do PBA, o monitoramento do nível do lençol freático e suas eventuais consequências, que será o indicativo da possibilidade da ocorrência de problemas, com foco nas áreas onde existirem edificações vulneráveis.

Sendo detectados problemas relacionados à elevação do nível freático, são consideradas as seguintes medidas/ações a serem implementadas:

- Identificação de problemas pela rotina de inspeções periódicas nos imóveis classificados como vulneráveis e/ou atendimento às reclamações de usuários dos mesmos (periodicidade quinzenal ou por demanda); e
- Para casos nos quais se identifique evolução de patologias (em edificações de alvenaria) devido à elevação do freático, é antevista a realização do preenchimento de fendas/trincas e implantação de reforços estruturais, tais como reforço de fundação; revestimento de paredes; implantação de calçadas/canaletas; instalação de calhas e tubulação para afastamento de águas servidas.

#### 4.1.3.2. Conclusão da Implementação do Projeto Executivo do Sistema de Drenagem

A implementação do sistema de drenagem projetado conforme Projeto Conceitual descrito no item 4.1.2.3 está planejado para ser implementado em duas etapas, a saber:

- A primeira etapa, prevista para ser concluída até 30/11/15, portanto antes do início da elevação do lençol freático na Área 2 (vide **Figura 4-2**), contemplará a execução, em caráter provisório, de serviços de esgotamento da água pluvial, implicando em sistemas temporários de acumulação e bombeamento, a perdurarem enquanto não estejam concluídos e operantes os componentes definitivos do sistema de drenagem; e
- A segunda etapa, prevista para estender-se até maio de 2016, inclusive, contemplando a implantação das estruturas definitivas elencadas no Quadro 4-2, com consequentes melhorias em relação à primeira etapa.

## 4.2. CRONOGRAMA DAS AÇÕES APLICÁVEIS

Em síntese, o **Quadro 4-3**, a seguir, apresenta o cronograma previsto para o rol de medidas planejado para fazer frente a potenciais impactos que venham a ocorrer na Área 2 – Bairro Jardim Independente II – em consequência da formação do Reservatório Xingu.

**Quadro 4-3 – Cronograma das medidas a serem implementadas na Área 2**

AÇÕES	INÍCIO	TÉRMINO	OBSERVAÇÕES
Instalação de medidores adicionais de nível de água na Área 2	10/09/15	18/09/15	Concluído
Intensificação do monitoramento de alterações do nível do lençol freático	30/09/15	31/12/15	Após a data indicada como término, o monitoramento seguirá conforme preconizado no PBA
Verificação de imóveis e estruturas na Área 2, para acompanhamento de eventuais interferências decorrentes de alterações no nível do lençol freático	15/10/15	15/11/15	
Elaboração do Projeto Executivo e Implantação da Fase 1 do Sistema de Drenagem na Área 2	05/10/15	30/12/15	Serão executados provisoriamente serviços de drenagem da água pluvial e sistema temporário de bacia de acumulação e bombeamento
Implantação da Fase 2 do Sistema de Drenagem na Área 2	30/11/15	31/05/16	Implantação do sistema definitivo de drenagem, representando melhorias em relação à Fase 1
Execução de inspeções periódicas nos imóveis/estruturas porventura interferidos	03/11/15	31/12/15	Visa identificar e encaminhar as soluções adequadas aos problemas detectados
Execução de medidas corretivas em imóveis/estruturas na Área 2, caso detectados problemas devido à elevação do freático	09/11/15	Em diante	Implementação das soluções projetadas para fazer frente aos problemas identificados

Cabe destacar que, com base nos resultados das inspeções periódicas realizadas nos imóveis/estruturas da Área II, *vis a vis* os resultados do monitoramento da dinâmica do

lençol freático a ser efetivado, aliado a eventuais vistorias motivadas por demandas feitas por moradores da Área II, poder-se-á identificar os casos que requeiram a execução de laudos periciais, de cunho estrutural, por parte da Norte Energia.

Esses laudos deverão ser realizados a curto prazo, por peritos, em acordo com planejamento fornecido pela Norte Energia com base nas análises supra, ou seja, resultados das vistorias periódicas *versus* resultados do monitoramento da dinâmica do lençol freático. Esses laudos objetivarão verificar se os resultados das vistorias que os demandaram efetivamente referem-se a patologias estruturais motivadas em edificações na Área II pela elevação do lençol freático e, caso positivo, deverão indicar medidas estruturais a serem adotadas nas edificações impactadas.

A implantação dessas medidas, uma vez realizada, deverá vir a ser objeto de monitoramento periódico por parte da Norte Energia, por meio da continuidade de realização das vistorias. Caso os resultados das mesmas não indiquem a eficácia das medidas, caberá à Norte Energia diligenciar, de imediato, no sentido de indicar e executar ações alternativas.

## 5. CONCLUSÃO

A Norte Energia entende que, com base no conhecimento da área as soluções de engenharia propostas, em termos de drenagem da área e mitigação dos efeitos da elevação do lençol freático serão suficientes para enfrentar a situação decorrente da ocupação de áreas alagadiças já deficientes de drenagem.

No entanto os resultados de tais medidas estarão sendo continuamente monitorados e sua eficácia verificada. Em função dos resultados que forem obtidos com a implementação das mesmas, elas serão ajustadas e, caso mostrar-se necessário, novas medidas poderão ser adotadas.

**ANEXO 1: DETALHAMENTO DA METODOLOGIA  
EMPREGADA NO PROJETO CONCEITUAL DO  
SISTEMA DE DRENAGEM PARA A ÁREA II**

## 1. DISPOSITIVOS UTILIZADOS NO PROJETO

Os dispositivos utilizados no projeto de drenagem pluvial para a Área II foram concebidos a partir do Álbum de Projetos-tipo de Dispositivos de Drenagem – 4ª Edição, 2013, DNIT (publicação IPR – 736) e de dispositivos padrão dimensionados especificamente para este projeto. A relação de projetos-tipo utilizados é a seguinte:

- Dissipadores de Energia, aplicáveis à saídas de bueiros tubulares e descidas de água de aterros (Desenho 1.20);
- Bueiros Tubulares de Concreto (Desenho 6.1 e 6.2);
- Bocas de lobo simples (Desenho 5.3);
- Bocas para Bueiros Tubulares - normais e esconsas (Desenho 6.3, 6.4, 6.5, 6.6, 6.7, 6.8, 6.9);
- PVI – Poços de Visita (Desenho 5.6);
- CPV – Chaminé dos Poços de Visita (Desenho 5.7 e 5.8).

Para a execução dos reservatórios, estações elevatórias e chaminé de equilíbrio, serão elaborados projetos específicos no momento da contratação do projeto executivo. Ressalta-se que para elaboração do projeto em nível de execução, serão necessários os serviços usuais de campo, tais como: topografia, sondagem, estudos de estabilidade, levantamento cadastral e de interferência.

### 1.1 BUEIROS SIMPLES, DUPLO E TRIPLOS TUBULARES DE CONCRETO – BSTC, BDTC E BTTC

Os bueiros são estruturados em concreto armado, podendo ter seção circular, quadrada ou retangular, concebidos para promoção do escoamento de água sob as vias de tráfego. O bueiro tubular de concreto é uma nomenclatura geralmente utilizada na área rodoviária que facilita o entendimento da seção a ser utilizada e sua quantificação, tendo, como padrão, bueiro simples tubular de concreto (BSTC, bueiro duplo tubular de concreto (BDTC) e bueiro triplo tubular de concreto (BTTC). Suas dimensões variam entre 0,80 m e 1,50 m de diâmetro interno. Sua resistência varia entre PA-1 e PA-4.

## **1.2 BOCAS PARA BUEIROS TUBULARES E CELULARES - NORMAIS E ESCONSAS**

As bocas, também conhecidas como alas, têm projeto-tipo específico e variam conforme a dimensão (diâmetro para bueiro tubular ou Base x Altura para bueiro celular) e sua esconsidade (normal – 0°, 10°, 20°, 30° ou 45°). As bocas são instaladas nas entradas ou saídas dos bueiros.

## **1.3 DISSIPADORES DE ENERGIA – DEB**

Estes dispositivos são projetados com o intuito de dissipar energia do fluxo de água proveniente da queda dos degraus da descida ou diretamente da boca de saída do bueiro e, assim, reduzir a velocidade da água evitando a erosão do talude e terreno natural. Suas dimensões variam conforme o tamanho do dispositivo a montante. Eles são computados por unidade, por meio de projeto-tipo, são medidos por volume de pedra de mão argamassada e sua denominação segue no próprio projeto-tipo.

## **1.4 POÇOS DE VISITA – PVI**

São caixas que unem tubulações para efetivação do traçado da rede de drenagem pluvial, possibilitando a passagem das contribuições a montante, podendo descarregar em uma tubulação única com capacidade hidráulica suficiente para atender a demanda, promovendo ou não a mudança do direcionamento do escoamento de água. Estas caixas possibilitam sua visita e inspeção.

## **1.5 CHAMINÉ DOS POÇOS DE VISITA – CPV**

É o prolongamento dos poços de visita até chegar ao greide de pavimentação, sem a necessidade do prolongamento da seção total do poço de visita e, para sua visita/inspeção, é concebido tampão de ferro fundido.

## 2. ESTUDO HIDROLÓGICO

O Estudo Hidrológico diz respeito à busca de literatura que traga uma equação geral de chuvas intensas, que relaciona os três aspectos intensidade-duração-frequência. A intensidade da precipitação de projeto é obtida a partir da equação para cada período de retorno escolhido e duração da chuva, que, dependendo do caso, equivale ao tempo de concentração da bacia.

A equação geral é estabelecida a partir da análise de frequência de chuvas intensas registradas em pluviogramas para uma amostra histórica suficientemente longa. A utilização de uma equação de chuvas intensas para um local diferente daquele para a qual ela foi obtida e validada deve ser feita com muito critério.

A equação geral é representada da seguinte forma:

$$i = \frac{K \cdot T^m}{(t+b)^n} \quad \text{ou} \quad i = \frac{C}{(t+b)^n}$$

Onde:

i = intensidade média máxima de chuva, em mm/h;

T = período de retorno, em anos;

t = duração da chuva (tempo de concentração da bacia), em minutos;

K, m, b, n = parâmetros da equação determinados para o local analisado.

Para se obter os parâmetros da equação de chuvas intensas, utilizou-se o seguinte procedimento:

- Análise dos pluviogramas diários, identificando as intensidades para diversas durações e para cada chuva. O intervalo de tempo mínimo, ou duração mínima, foi de 6 minutos (tempo mínimo utilizado posteriormente nas obras dos projetos de drenagem). As intensidades de precipitação foram obtidas para durações de 6, 12, 18, 24, 30 e 60 minutos e para as durações de 2, 3, 4, 5, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22 e 24 horas; e
- Ajustamento por regressão linear entre intensidade, duração e frequência.

Matematicamente, este procedimento deve iniciar-se pela representação dos logaritmos de ambos os termos da equação de chuvas intensas:

$$\log i = \log \frac{K \cdot T^m}{(t+b)^n}$$

ou

$$\log i = \log C - n \log (t+b)$$

Desta forma, tem-se:

$$Y = A + Bx$$



Para estimar o valor de b, pode-se realizar regressões entre a intensidade de chuva com dado período de retorno e os valores de (t+b) para diferentes valores de b, obtendo-se, assim, por tentativa, o valor de b que resultar no maior valor de R<sup>2</sup>.

Para a obtenção dos parâmetros K e m, pode-se utilizar a regressão linear por transformação fazendo:

$$C = KT^m$$

$$\log C = \log K + m \log T$$

$$Y = A + Bx$$



Assim, tem-se a correlação das variáveis:

$$K = 10^m$$

$$m = B$$

Portanto, se houver p valores de i, T e t, pode-se relacioná-los da seguinte forma:

$$\begin{pmatrix} \log i_1 \\ \log i_2 \\ \vdots \\ \log i_p \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & \log T_1 & -\log(t_1+b) \\ 1 & \log T_2 & -\log(t_2+b) \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ 1 & \log T_p & -\log(t_p+b) \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \log K \\ m \\ n \end{pmatrix}$$

Pelo método dos mínimos quadrados tem-se que:

$$\begin{pmatrix} \log i_1 \\ \vdots \\ \log i_p \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & \log T_1 & -\log(t_1+b) \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ 1 & \log T_p & -\log(t_p+b) \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \log K \\ m \\ n \end{pmatrix}$$

Entretanto, os valores de K, m e n são dependentes de b. Pode-se encontrar b a partir de uma quarta equação, que pode ser o coeficiente de correlação, ou seja:

$$R^2 = \frac{\sum_{i=1}^n \left( \frac{P_i}{A_i} - \bar{P} \right) \left( \frac{Q_i}{A_i} - \bar{Q} \right)}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left( \frac{P_i}{A_i} - \bar{P} \right)^2 \sum_{i=1}^n \left( \frac{Q_i}{A_i} - \bar{Q} \right)^2}}$$

O valor de b que deve ser adotado deve ser tal que o coeficiente de correlação R<sup>2</sup> (proporção de variância) seja máximo.

Para verificar a qualidade do ajuste, pode-se calcular o erro padrão (Ep) de estimativa para cada período de retorno, como:

$$E_p = \sqrt{\frac{\sum (l_o - l_e)^2}{n}}$$

Onde:

- Ep = erro padrão (mm);
- lo = intensidade observada;
- le = intensidade estimada pela equação;
- n = número de intervalos considerados.

Para atender todas as exigências de pré-requisitos, neste caso procura-se adotar as diretrizes básicas para elaboração de estudos e projetos rodoviários do DNIT que determinam tempo de recorrência (TR) de 5, 10, 15, 25, 50 e 100 anos para criar um procedimento único de elaboração do estudo hidrológico. Ajustando o Ep, obtendo valores de aproximadamente 5 unidades para cada TR respectivo, entende-se que o R<sup>2</sup> seja de no mínimo 95% (valor admissível).

Portanto, para a região onde está inserido o traçado das alternativas estudadas neste projeto, tem-se a seguinte equação:

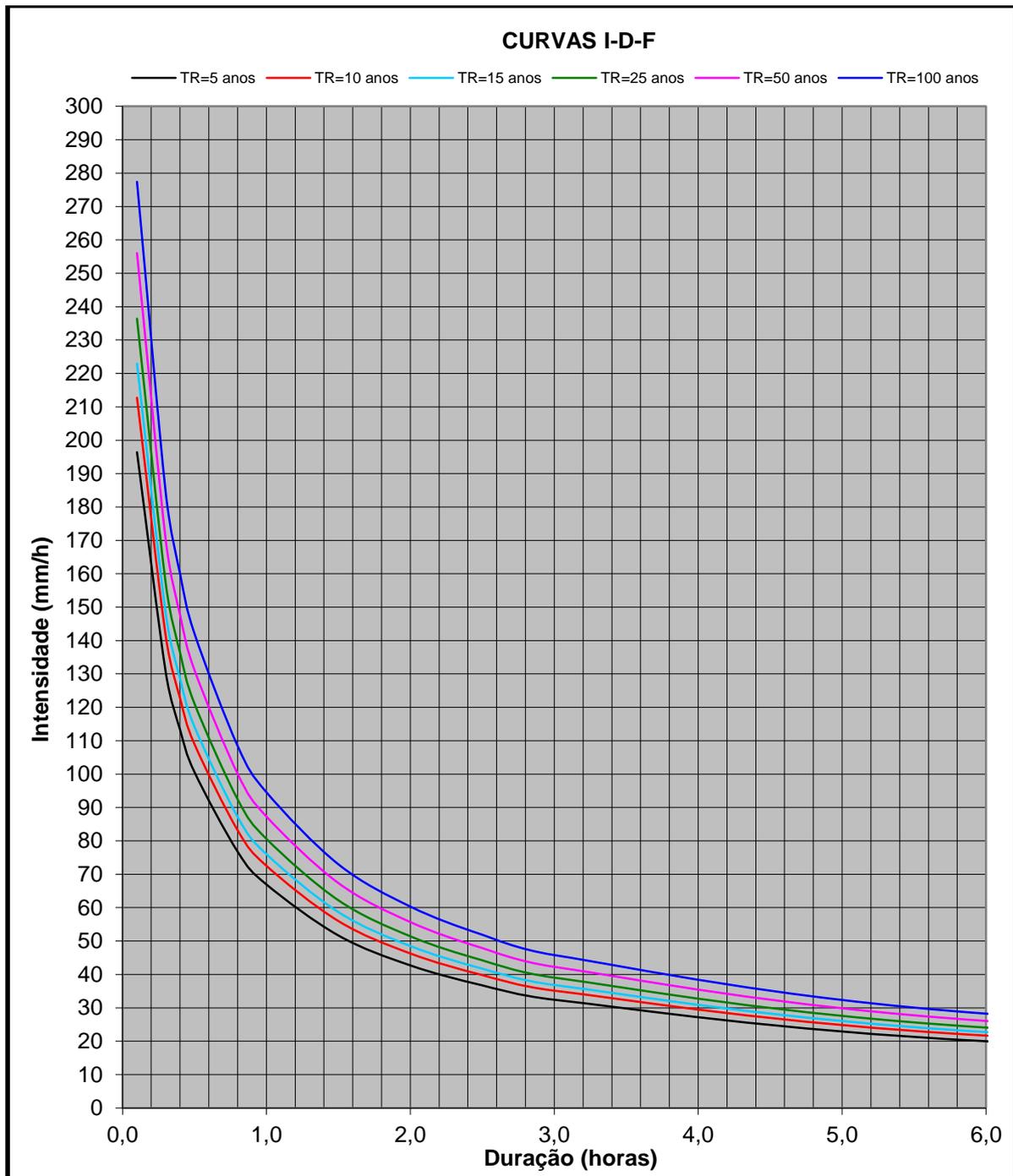
$$i = \frac{1204,0580 \times T^{0,1152}}{(9,7894 + t)^{0,7243}}$$

<b>Equação Ajustada</b> <b>R<sup>2</sup> = 99,61%</b>	<b>K =</b>	1204,0580
	<b>m =</b>	0,1152
	<b>b =</b>	9,7894
	<b>n =</b>	0,7243

Ressalta-se que esta equação foi obtida por intermédio do artigo científico intitulado “Equações de Chuvas Intensas para o Estado do Pará” publicado no Anais do 10º Seminário Anual de Iniciação Científica da UFRA, em setembro de 2012. A equação supracitada tem um R<sup>2</sup> bastante elevado, tendo assim uma confiança de quase 100%; além disso, a série histórica utilizada teve 28 anos de dados consistidos.

De posse da equação geral de chuvas intensas, foi possível gerar as curvas I-D-F, conforme apresentado na

**Figura 1.**



**Figura 1** – Curvas I-D-F para a região de Altamira, PA

Para uma melhor interpretação das curvas I-D-F, elaborou-se uma planilha correlacionando os TR igual a 5, 10, 15, 25, 50 e 100 anos para vários tempos de concentração ( $t_c$ ) de 0,1h a 24h, conforme **Figura 2**. Com isso, foi possível obter a intensidade pluviométrica para o TR e  $t_c$  desejado.

DETERMINAÇÃO DAS CURVAS DE INTENSIDADE - DURAÇÃO - FREQUÊNCIA													
Duração		TR=5 anos		TR=10 anos		TR=15 anos		TR=25 anos		TR=50 anos		TR=100 anos	
(horas)	(minutos)	H (mm)	i (mm/h)	H (mm)	i (mm/h)	H (mm)	i (mm/h)	H (mm)	i (mm/h)	H (mm)	i (mm/h)	H (mm)	i (mm/h)
0,1	6	19,6	196,4	21,3	212,8	22,3	222,9	23,6	236,4	25,6	256,1	27,7	277,4
0,3	18	39,1	130,4	42,4	141,3	44,4	148,0	47,1	157,0	51,0	170,0	55,3	184,2
0,4	24	45,3	113,2	49,0	122,6	51,4	128,5	54,5	136,3	59,0	147,6	63,9	159,9
0,5	30	50,3	100,6	54,5	108,9	57,1	114,1	60,5	121,1	65,6	131,1	71,0	142,0
0,8	48	61,4	76,7	66,5	83,1	69,7	87,1	73,9	92,4	80,0	100,1	86,7	108,4
1,0	60	66,9	66,9	72,5	72,5	76,0	76,0	80,6	80,6	87,3	87,3	94,5	94,5
1,5	90	77,5	51,7	83,9	56,0	88,0	58,6	93,3	62,2	101,0	67,4	109,4	73,0
2,0	120	85,4	42,7	92,5	46,3	96,9	48,5	102,8	51,4	111,4	55,7	120,6	60,3
2,5	150	91,8	36,7	99,5	39,8	104,2	41,7	110,6	44,2	119,8	47,9	129,7	51,9
3,0	180	97,3	32,4	105,4	35,1	110,4	36,8	117,1	39,0	126,9	42,3	137,4	45,8
6,0	360	120,0	20,0	130,0	21,7	136,2	22,7	144,5	24,1	156,5	26,1	169,5	28,3
12,0	720	146,7	12,2	158,9	13,2	166,5	13,9	176,6	14,7	191,3	15,9	207,2	17,3
16,0	960	159,2	10,0	172,5	10,8	180,7	11,3	191,7	12,0	207,6	13,0	224,9	14,1
20,0	1200	169,6	8,5	183,7	9,2	192,5	9,6	204,1	10,2	221,1	11,1	239,5	12,0
24,0	1440	178,5	7,4	193,3	8,1	202,6	8,4	214,9	9,0	232,7	9,7	252,1	10,5

**Figura 2** – Valores Curvas I-D-F para a região de Altamira, PA

### 3. MÉTODO DE AVALIAÇÃO DAS VAZÕES

#### 3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os métodos de cálculo da vazão, bem como as diretrizes e a metodologia para a determinação dos tempos de recorrência, dos tempos de concentração, dos coeficientes de deflúvio e das descargas das bacias de contribuição seguem as recomendações da Instrução de Serviço (IS) vigente.

No cálculo das vazões das bacias de contribuição foram fixadas as seguintes faixas:

- Bacias com áreas até 4 km<sup>2</sup> (400 ha): Método Racional;
- Bacias com área entre 4 km<sup>2</sup> e 10 km<sup>2</sup> (400 ha e 1.000 ha): Método Racional Corrigido;
- Bacias com áreas superiores a 10 km<sup>2</sup> (1.000 ha): Método do Hidrograma (HUT).

Foi inserido nesta metodologia o detalhamento do método racional, sendo que bacias compreendidas entre 400 ha e 1.000 ha (4 km<sup>2</sup> a 10 km<sup>2</sup>) têm sua vazão de projeto corrigida, utilizando o fator de distribuição (n de Burkli). Este procedimento é também conhecido como método Racional Corrigido.

O método do HUT pode ser aplicado para o dimensionamento de reservatórios de retenção para fins de elaboração do hidrograma unitário, quando a bacia hidrográfica for menor que 1000 ha.

#### 3.2. DELIMITAÇÃO DA BACIA HIDROGRÁFICA

Após o processamento dos dados pluviométricos e a análise da topografia da região onde será realizada a intervenção da macrodrenagem, foi possível determinar as vazões das principais bacias que interferem nesse trecho. As bacias foram caracterizadas com base nos seguintes dados:

- Curvas de nível obtidas de Ortofotos (restituição aerofotogramétrica pela Norte Energia);
- Imagens de satélite (Google Earth);
- Levantamentos semi-cadastrais; e
- Inspeções em campo.

#### 3.3. TEMPOS DE CONCENTRAÇÃO

O tempo de concentração é definido como o espaço de tempo decorrido desde o início da precipitação torrencial sobre a bacia até o instante em que toda esta bacia passa a contribuir para o

escoamento na seção em estudo. Corresponde à duração da trajetória da partícula de água que demora mais tempo para atingir a seção considerada.

O cálculo do tempo de concentração inicial foi efetuado através da fórmula do Departamento Nacional de Obras contra as Secas (DNOS) apresentada no Manual de Hidrologia Básica para Estruturas de Drenagem (publicação IPR – 715/2005), cuja equação é apresentada a seguir:

$$t_c = \frac{D(A)^{0,4}(L)^{0,6}}{K(I)^{0,5}}$$

Onde:

- $t_c$  = Tempo de concentração, em minutos;
- $A$  = Área da bacia, em hectares;
- $L$  = Comprimento do talvegue principal, em metros;
- $K$  = Coeficiente tabelado em função das características das bacias;
- $I$  = Declividade do talvegue principal, em porcentagem.

O Tempo de concentração mínimo adotado para a drenagem é de 6 minutos. Os valores para o coeficiente  $K$  são apresentados na Tabela 3. Fonte de referência não encontrada.

CARACTERÍSTICAS DA BACIA	K
Terreno areno-argiloso coberto de vegetação intensa, elevada absorção	2,0
Terreno argiloso coberto de vegetação, absorção média apreciável	3,0
Terreno argiloso coberto de vegetação, absorção média	4,0
Terreno com vegetação média, pouca absorção	4,5
Terreno com rocha, escassa vegetação, baixa absorção	5,0
Terreno rochoso, vegetação rala, reduzida absorção	5,5

Fonte: Manual de Hidrologia Básica para Estruturas de Drenagem (publicação IPR – 715/2005).

**Figura 3** – Coeficiente  $K$  em função das características da bacia

### 3.4. DECLIVIDADE EFETIVA

A fim de contribuir ainda mais na precisão das variáveis utilizadas para se chegar ao valor real da vazão da bacia contribuinte, utiliza-se o cálculo da declividade efetiva, como é mostrado a seguir. Quando a bacia tem pequena dimensão, a declividade efetiva tende a ter o mesmo valor que a declividade média, pois a curva hipsométrica do talvegue principal tende a ter uma homogeneidade nas curvas de nível, isto é, uma variação constante na distância entre uma curva e outra.

$$I = \frac{L_T}{\frac{L_1}{I_1} + \frac{L_2}{I_2} + \frac{L_3}{I_3} + \dots + \frac{L_n}{I_n}} \cdot 100 = I(\%)$$

Onde:

- LT = comprimento total do talvegue principal (Km);
- L1, L2, L3, Ln = comprimentos parciais do talvegue principal (Km); e
- I1, I2, I3, In = declividades parciais (m/m).

### 3.5. TEMPO DE RECORRÊNCIA

O tempo de recorrência se refere ao intervalo de tempo, em anos, onde, ao menos uma vez, um dado fenômeno é igualado ou superado. No caso em estudo, ele se refere ao tempo em que estão previstas enchentes de projeto que estarão orientando o dimensionamento dos dispositivos de drenagem.

A escolha do tempo de recorrência e, conseqüentemente, a vazão calculada foram baseadas na importância da obra e no tipo de dispositivo, conforme as instruções estabelecidas na IS-203: Estudos Hidrológicos do DNIT, adaptado para esta situação deste projeto. A **Figura 4** apresenta o tempo de recorrência para cada tipo de obra.

ESPÉCIE	TEMPO DE RECORRÊNCIA (ANOS)
Microdrenagem	10
Macrodrenagem (bueiros tubulares e celulares)	25
Ponte	100

**Figura 4** – Tempo de Recorrência

### 3.6. COEFICIENTE DE DEFLÚVIO

Os valores do coeficiente de escoamento (deflúvio – *Runoff*) "C" são obtidos na tabela apresentada na **Figura** estruturados em função das características das bacias. Para cada bacia analisada, foram levadas em consideração as diferentes coberturas de solo e sua respectiva utilização, de acordo com o "C" de áreas urbanas, suburbanas e rurais.

Com isso, o coeficiente de escoamento superficial para cada bacia, levando as considerações supracitadas, é calculado ponderadamente em função da composição das áreas parciais, ou seja:

$$C = \frac{\sum C_i A_i}{\sum A_i}$$

Onde:

- C = coeficiente de escoamento superficial ponderado (adimensional);
- $C_i$  = coeficiente de escoamento superficial da área parcial avaliado em função do uso e ocupação do solo;
- $A_i$  = área parcial em ha.

CARACTERÍSTICAS	C (%)		
TERRENO ESTÉRIL MONTANHOSO - Material rochoso ou geralmente não poroso, com reduzida ou nenhuma vegetação e altas declividades	80	a	90
TERRENO ESTÉRIL ONDULADO - Material poroso ou geralmente não poroso, com reduzida ou nenhuma vegetação em relevo ondulado e com declividades moderadas.	60	a	80
TERRENO ESTÉRIL PLANO - Material rochoso ou geralmente não poroso, com reduzida ou nenhuma vegetação e baixas declividades	50	a	70
PRADOS, CAMPINAS, TERRENO ONDULADO - Áreas de declividades moderadas, grandes porções de gramados, flores silvestres ou bosques, sobre um manto fino de material poroso que cobre o material não poroso.	40	a	65
MATAS DECÍDUAS, FOLHAGEM CADUCA - Matas e florestas de árvores decíduas em terreno de declividades variadas.	35	a	60
MATAS CONÍFERAS, FOLHAGEM PERMANENTE - Florestas e matas de árvores de folhagem permanente em terrenos de declividades variadas.	25	a	50
POMARES - Plantações de árvores frutíferas com áreas abertas cultivadas ou livres de qualquer planta a não ser gramados.	15	a	40
TERRENOS CULTIVADOS, ZONAS ALTAS - Terrenos cultivados em plantações de cereais ou legumes, fora de zonas baixas e várzeas.	15	a	40
FAZENDAS, VALES - Terrenos cultivados em plantações de cereais ou legumes, localizados em zonas baixas e várzeas.	10	a	40

Fonte: Manual de Hidrologia Básica para Estruturas de Drenagem (publicação IPR – 715/2005).

**FIGURA 5 – COEFICIENTE *RUNOFF* EM ÁREAS SUBURBANAS E RURAIS**

### 3.7 MÉTODO RACIONAL

Originário da literatura técnica norte-americana (Emil Kuichling – 1880), o Método Racional traz resultados bastante aceitáveis para o estudo de bacias com áreas até 10 km<sup>2</sup>, de conformação comum, tendo em vista a sua simplicidade de operação bem como da inexistência de um método de maior precisão para situações desta natureza.

Menores erros funcionais advirão da maior acuidade na determinação dos coeficientes de escoamento superficial e dos demais parâmetros necessários para determinação das vazões que influirão diretamente nas dimensões das obras do sistema a ser implantado. No método racional, tem-se a seguinte expressão para o cálculo das vazões das bacias :

$$Q = \frac{C \cdot i \cdot A}{360}$$

Onde:

- Q = Vazão, em m<sup>3</sup>/s;
- C = Coeficiente de escoamento ou deflúvio, adimensional;
- i = Intensidade de precipitação extraída das curvas de intensidade - duração - frequência, em mm/h;
- A = Área de contribuição da bacia, em ha.

O volume excedente de chuva, com precipitação uniforme sobre a bacia, é determinado de acordo com o complexo solo-cobertura vegetal representado pelo coeficiente de escoamento ou *Runoff*. Os coeficientes de *Runoff* serão caracterizados pelas áreas das bacias do trecho e escolhidos de acordo com os apresentados abaixo:

Portanto, para o cálculo das vazões das bacias hidrográficas foram verificados os tipos de solo e a cobertura vegetal de cada uma delas, de modo a determinar o coeficiente de escoamento superficial ou *Runoff*.

### 3.8 MÉTODO RACIONAL CORRIGIDO

Neste método utiliza-se os mesmos procedimentos do Método Racional com um fator de redução das chuvas denominados “Coeficientes de Distribuição” definidos para projetos rodoviários por:

$$n = A^{(-0,10)}$$

Onde:

- n* - coeficiente (ou fator) de distribuição;
- A* - área da bacia, em km<sup>2</sup>.

NOTA: Para o cálculo do “n de Burkli”; o mais comum destes fatores, normalmente utilizado em projetos rodoviários, é dado em seu expoente o valor de -0,10. Para obras urbanas, utiliza-se o coeficiente ainda mais redutor, tendo valor em seu expoente de -0,15.

### 3.9 MÉTODO DO HIDROGRAMA UNITÁRIO TRIANGULAR - HUT

Hidrograma unitário é o hidrograma resultante de um escoamento superficial unitário (1mm,

1cm, 1polegada) gerado por uma chuva uniformemente distribuída sobre a bacia hidrográfica, com intensidade constante e com certa duração. Este hidrograma foi deduzido da média de um grande número de hidrogramas unitários naturais de bacias com tamanhos muito variados e situações geográficas diversas.

Para uma dada duração de chuva, o hidrograma constitui uma característica própria da bacia; ele reflete as condições de deflúvio para o desenvolvimento da onda de cheia.

Princípios básicos (considerando chuva de distribuição uniforme e de intensidade constante sobre toda a bacia):

- 1º Princípio: Constância do Tempo de Base - Para chuvas de iguais durações, as durações dos escoamentos superficiais correspondentes são iguais;
- 2º Princípio: Proporcionalidade das Descargas - Duas chuvas de mesma duração, mas com volumes escoados diferentes resultam em hidrógrafas cujas ordenadas são proporcionais aos correspondentes volumes escoados; e
- 3º Princípio: Aditividade - Precipitações anteriores não influenciam a distribuição no tempo do escoamento superficial de uma dada chuva.

Em casos frequentes, quando não se dispõe de registros suficientes para a determinação de hidrogramas unitários relativos às seções de interesse em projeto, utiliza-se hidrogramas unitários sintéticos. Tais hidrogramas são obtidos a partir de características físicas das bacias.

Os três HUS mais conhecidos são: de Snyder, de Commons e de Soil Conservation Service (SCS), desenvolvido por Víctor Mockus. O Manual de Hidrologia Básica para Estruturas de Drenagem do DNIT traz esta última metodologia.

Note-se que um HUS, tendo em vista seu caráter empírico, tem aplicação regional; sua adoção em regiões distintas deve ser feita com cautela e após levantamento de parâmetros empíricos regionais.

Dentre as características físicas da bacia hidrográfica que intervêm na forma e dimensão do hidrograma de dada precipitação destacam-se a área, declividade, dimensão do canal,

densidade de drenagem e o formato. Com base na correlação destas características com a configuração das ondas de cheias observadas, pôde-se embasar as tentativas de estabelecimento de processos de sintetização.

No efetivo desenvolvimento deste estudo adotou-se o Método do SCS – Hidrograma Unitário Triangular. O Soil Conservation Service propôs a elaboração de um hidrograma unitário sintético a partir de um adimensional, requerendo tão somente a determinação da vazão de pico e do tempo em que ela ocorre.

Para a determinação do Tempo de Concentração ( $T_c$ ) das bacias, utilizou-se a fórmula proposta pelo DNOS, obtido pela seguinte expressão:

$$T_c = \frac{10}{K} \times \frac{A^{0,3} \times L^{0,2}}{I^{0,4}}$$

Onde:

- $T_c$  = Tempo de Concentração [h];
- $A$  = área da bacia [ha];
- $L$  = Comprimento do Talvegue ou curso d'água [m];
- $I$  = Declividade do talvegue [%];
- $K$  = depende das características da bacia, conforme Erro! Fonte de referência não encontrada. do item 7.3 (esta equação já foi citada anteriormente, entretanto neste momento ela é citada com outras unidades para continuação dos cálculos.

**NOTA:**

- 1) Com base no Manual de Hidrologia Básica para Estruturas de Drenagem do DNIT, recomenda-se dar preferência às fórmulas que conduzem a valores razoáveis tanto para bacias pequenas quanto para as médias e grandes, portanto, adotou-se a fórmula do DNOS;
- 2) Para condições médias, com  $K = 4,0$ , resultou, na média, uma velocidade de 1,36 m/s para bacias pequenas e 1,58 m/s para bacias maiores, portanto aceitável para

qualquer tamanho de bacia.

O *Soil Conservation Service* recomenda a substituição do hidrograma adimensional curvilíneo por um hidrograma triangular (HUT) cuja forma se adapta razoavelmente ao primeiro. O tempo de base  $T_B$  desse hidrograma triangular é igual a  $8/3$  do tempo de ponta  $T_p$ , e sua forma mais simplificada não necessita da apresentação adimensional, sendo obtida a partir do tempo de concentração  $T_c$ , e da duração unitária  $D_u$ , dadas por:

Cálculo do tempo de pico ( $T_p$ ):

$$T_p = \frac{D_u}{2} + 0,6T_c$$

Onde:

- $T_p$  = tempo de pico [h];
- $D_u$  = tempo de duração da chuva [h];
- $T_c$  = tempo de concentração [h].

Recomenda-se que a duração unitária da chuva usada com o hidrograma unitário seja próxima de  $0,20 T_p$ , não devendo ter valores maiores que  $0,25 T_p$ . Portanto, adota-se durações unitárias até um quinto do tempo de concentração, para reduzir o trabalho de cálculo.

$$D_u = \frac{T_c}{5}$$

Cálculo do tempo de base ( $T_b$ ):

$$T_b = \frac{8T_p}{3}$$

Cálculo da vazão de pico ( $Q_p$ ):

$$Q_p = \frac{A_R}{0,03T_b}$$

Onde:

- $Q_p$  = descarga máxima por mm do deflúvio [ $m^3/s$ ];
- $A_R$  = área da bacia [ $Km^2$ ];
- $T_B$  = tempo de base do fluviograma unitário [min]; e

- 0,03 = coeficiente de compatibilização de unidades.

Para a conversão do diagrama unitário triangular em um hidrograma unitário curvilíneo definitivo, calcula-se o hidrograma unitário para uma chuva de 5mm e duração de  $t_c/5$  e, em seguida, deve-se convertê-lo para um hidrograma correspondente a chuva de duração  $t_c$  e alturas referentes a vários períodos de retorno.

Cálculo da precipitação efetiva através da fórmula do SCS:

$$P_E = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S}$$

Onde:

- $P_E$  = excesso de chuva ou precipitação efetiva (mm);
- $P$  = Precipitação total (mm).

$$S = 254 \times \left( \frac{100}{CN} - 1 \right); [\text{mm}]$$

Onde:

CN = Número de deflúvio que define o complexo hidrológico solo-cobertura vegetal (Número de Curva).

Determina-se o valor de CN, variável de 0 a 100, conforme a permeabilidade do solo, a cobertura vegetal, a textura da superfície e a umidade antecedente do solo que fornecem a orientação para escolha do CN, para diversos tipos de cobertura vegetal, tratamento agrícola e para diversos grupos hidrológicos de solos, classificados de acordo com sua permeabilidade.

VALORES DAS CURVAS - NÚMERO - CN (5)							
UTILIZAÇÃO OU COBERTURA DO SOLO				TIPO DE SOLO			
				A	B	C	D
Zonas Cultiváveis:	Sem medidas de conservação do solo			72	81	88	91
	Com medidas de conservação do solo			62	71	78	81
Pastagens ou Baldios:	Em más condições			68	79	86	89
	Em boas condições			39	61	74	80
Prado em boas condições				30	58	71	78
Bosques ou Zonas Florestais:	Cobertura má, sem matéria orgânica			45	66	77	83
	Boa cobertura			25	55	70	77
Espaços abertos, relvados, parques, campos de golfe, cemitérios,	Boas condições	Relva cobrindo mais de 75 % da área		39	61	74	80
		Condições razoáveis					
			Relva cobrindo de 50 a 75% da área		49	69	79
Zonas comerciais e de escritórios (85 % de área impermeável)				89	92	94	95
Zonas industriais (72 % de área impermeável)				81	88	91	93
Zonas residências:							
Áreas Médias dos Lotes		Porcentagem Média Impermeável					
	< 500 m <sup>2</sup>		65 %	77	85	90	92
	1000 m <sup>2</sup>		38 %	61	75	83	87
	1300 m <sup>2</sup>		30 %	57	72	81	86
	2000 m <sup>2</sup>		25 %	54	70	80	85
	4000 m <sup>2</sup>		20 %	51	68	79	84
Parques de Estacionamento, Telhados, Viadutos, etc.				98	98	98	98
Arruamentos e Estradas:							
	Asfaltadas e com drenagem de águas pluviais			98	98	98	98
	Gravilha			76	85	89	91
	Terra			72	82	87	89

Fonte: Manual de Hidrologia Básica para Estruturas de Drenagem (publicação IPR – 715/2005).

**Figura 6** – Número de Curva (CN) para Diferentes Condições do Complexo Hidrológico

Observações:

- O solo **tipo A** tem o mais baixo potencial de deflúvio. Terrenos muito permeáveis, com pouco silte e argila;
- O solo **tipo B** tem uma capacidade de infiltração acima da média após o completo umedecimento. Inclui solos arenosos;
- O solo **tipo C** tem uma capacidade de infiltração abaixo da média após a pré-saturação. Contém porcentagem considerável de argila colóide; e
- O solo **tipo D** tem o mais alto potencial de deflúvio. Terrenos argilosos quase impermeáveis junto à superfície.

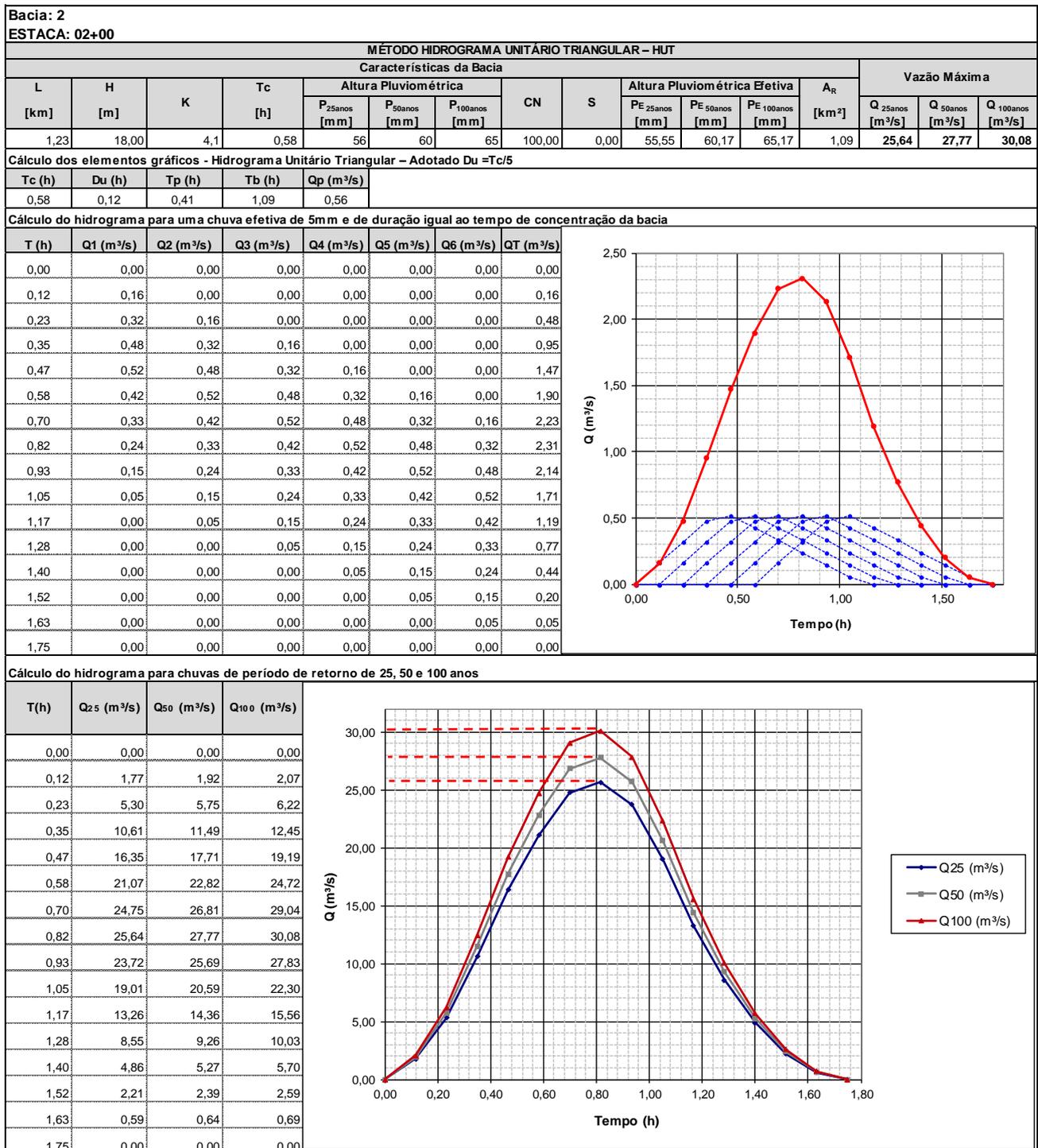
#### 4. DIMENSIONAMENTO HIDROLÓGICO

DIMENSIONAMENTO HIDROLÓGICO - MÉTODO RACIONAL										Trecho: Baixio de Altamira - Norte Energia (5204)		Observações
BACIA N°	ESTACA	Índices Físicos das Bacias								Vazão de projeto		
		Área A (ha)	Talvegue L (m)	Desnível H (m)	Decliv. I %	K	tc (min)	C	Fator Dist.	TR = 25		
									i (mm/h)	Q (m³/s)		
2	02+00	109,30	1.233,00	18,0	1,46	3,5	41,69	0,85	1,00	100,5	25,925	Reservatório de Retenção

Figura 7 – Cálculo do Método Racional, para TR=25 anos

DIMENSIONAMENTO HIDROLÓGICO - RESUMO MÉTODO HUT									Trecho: Baixios de Altamira - Norte Energia (5204)					
BACIA Nº	KM	ÁREA DA BACIA	DES-NÍVEL	TALVEGUE	DECLIVIDADE	K	CN	t <sub>c</sub>	P TR = 25	P TR = 50	P TR = 100	Q TR = 25	Q TR = 50	Q TR = 100
[-]	[-]	[ha]	[m]	[m]	[%]	[-]	[-]	[min]	[mm]	[mm]	[mm]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]
2	0+200	109	18	1.233	1,46	4,1	100	35	56	60	65	25,64	27,77	30,08

**Figura 8**– Bacia 2 são do Método Racional para o o Método do Hidrograma Unitário Triangular - HUT, para TR=25, 50 e 100 anos



**Figura 9 – Hidrograma Unitário Triangular para Bacia 2**

## 5. DIMENSIONAMENTO DO RESERVATÓRIO

Conforme descrito anteriormente, houve a análise das vazões de projeto da bacia contribuinte e seu respectivo hidrograma em sua exutória. Para tanto, como trata-se de áreas alagadiças, é necessário projetar reservatório de retenção para a bacia hidrográfica para que a vazão de projeto seja sempre atendida e não ultrapassada, fazendo com que a jusante não sofra nenhum prejuízo advindo de vazões maiores do que a de projeto ( $Q_p$ ).

O reservatório de retenção funcionará como um tanque enterrado que reservará este volume de água temporariamente, fazendo com que a vazão de pico e todo o volume calculado a partir do seu hidrograma sejam acumulados para o tempo de recorrência adotado, que, neste caso, foi de 25 anos. Para tanto, para se chegar ao volume a ser armazenado no reservatório proposto, por meio do gráfico do hidrograma unitário triangular e a vazão de pico (de projeto), tem-se a seguinte equação:

$$V = \int (Q_i - Q_p) dt$$

$$V = \sum [(Q_i - Q_p) \times \Delta t]$$

Onde:

- ✓  $V$  = volume a ser reservado temporariamente ( $m^3$ );
- ✓  $Q_i$  = vazão instantânea extraída do hidrograma unitário para determinado intervalo de tempo ( $m^3/s$ );
- ✓  $Q_p$  = vazão de projeto determinado pelo método adotado ( $m^3/s$ );
- ✓  $\Delta t$  = intervalo sucessivos de tempo utilizado (s).

Para este caso específico, a equação supracitada é representada graficamente pela área formada pela curva do hidrograma e o eixo das abcissas, como apresentando na **Figura 9**. Para se obter o volume a ser armazenado, pode-se matematicamente calcular a curva do hidrograma unitário triangular. Para que isso seja possível, é necessário reproduzir algebricamente a curva formada pelo hidrograma unitário triangular por meio da regressão polinomial de 6º grau, tendo como resultado a seguinte equação:

$$y = Ax^6 + Bx^5 + Cx^4 + Dx^3 + Ex^2 + Fx + G$$

A equação gerada com a curva traçada conduziu a um  $R^2 = 99,89\%$  de confiança para este caso.

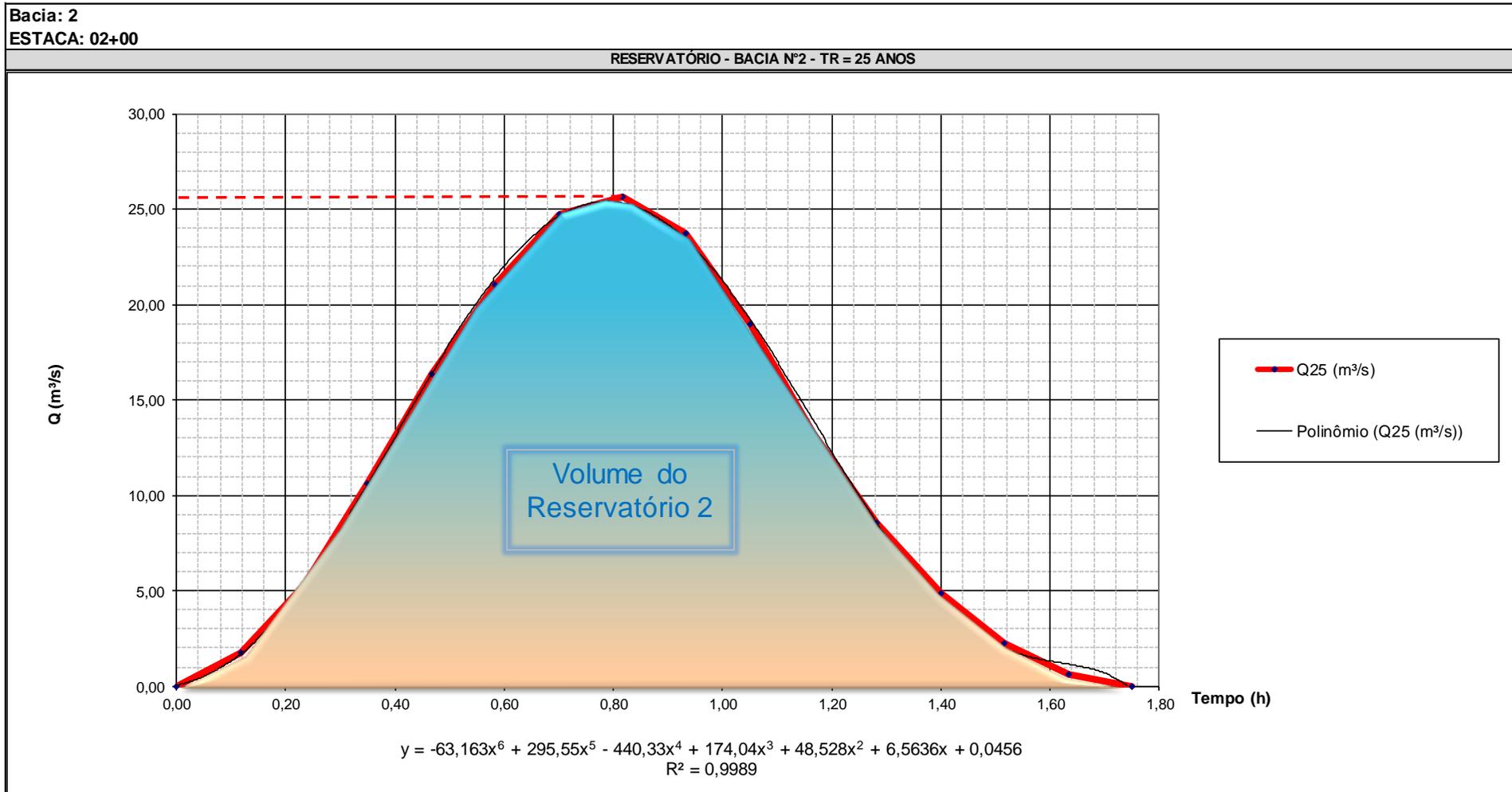


Figura 10 – Dimensionamento do Reservatório de Retenção 2

Coeficientes	
A =	-63,16
B =	295,55
C =	440,33
D =	174,04
E =	48,53
F =	6,56
G =	0,05

**Figura 11** – Coeficientes do Polinômio para enchimento do Reservatório 2

Tempo (min)	Tempo (h)	Volume (m <sup>3</sup> )
1	0,017	0,169
2	0,033	0,324
3	0,050	0,514
4	0,067	0,742
5	0,083	1,010
6	0,100	1,320
7	0,117	1,673
8	0,133	2,069
9	0,150	2,508
10	0,167	2,990
11	0,183	3,514
12	0,200	4,078
13	0,217	4,680
14	0,233	5,319
15	0,250	5,992
16	0,267	6,696
17	0,283	7,429
18	0,300	8,187
19	0,317	8,967
20	0,333	9,765
21	0,350	10,578
22	0,367	11,402
23	0,383	12,234
24	0,400	13,069
25	0,417	13,904
26	0,433	14,735
27	0,450	15,558
28	0,467	16,370
29	0,483	17,166
30	0,500	17,943
31	0,517	18,697

<b>Tempo (min)</b>	<b>Tempo (h)</b>	<b>Volume (m³)</b>
32	0,533	19,425
33	0,550	20,124
34	0,567	20,791
35	0,583	21,422
36	0,600	22,015
37	0,617	22,567
38	0,633	23,075
39	0,650	23,538
40	0,667	23,953
41	0,683	24,319
42	0,700	24,633
43	0,717	24,896
44	0,733	25,104
45	0,750	25,259
46	0,767	25,359
47	0,783	25,403
48	0,800	25,392
49	0,817	25,325
50	0,833	25,204
51	0,850	25,029
52	0,867	24,800
53	0,883	24,519
54	0,900	24,187
55	0,917	23,806
56	0,933	23,378
57	0,950	22,904
58	0,967	22,387
59	0,983	21,830
60	1,000	21,234
61	1,017	20,604
62	1,033	19,941
63	1,050	19,249
64	1,067	18,532
65	1,083	17,792
66	1,100	17,034
67	1,117	16,260
68	1,133	15,475
69	1,150	14,682
70	1,167	13,885
71	1,183	13,088
72	1,200	12,294
73	1,217	11,508
74	1,233	10,733
75	1,250	9,972
76	1,267	9,229
77	1,283	8,508
78	1,300	7,811
79	1,317	7,141

Tempo (min)	Tempo (h)	Volume (m <sup>3</sup> )
80	1,333	6,502
81	1,350	5,896
82	1,367	5,325
83	1,383	4,790
84	1,400	4,294
85	1,417	3,838
86	1,433	3,422
87	1,450	3,047
88	1,467	2,712
89	1,483	2,417
90	1,500	2,160
91	1,517	1,940
92	1,533	1,753
93	1,550	1,597
94	1,567	1,467
95	1,583	1,359
96	1,600	1,267
97	1,617	1,185
98	1,633	1,104
99	1,650	1,016
100	1,667	0,913
101	1,683	0,783
102	1,700	0,614
103	1,717	0,394
104	1,733	0,109
105	1,750	0,000
106	1,767	0,000
107	1,783	0,000
108	1,800	0,000
<b>Vtotal (m<sup>3</sup>)</b>		<b>1245</b>

**Figura 12** – Cálculo do volume do Reservatório 2

A partir do conhecimento do volume calculado do reservatório, ficou estipulado que o volume do reservatório de retenção 2 é de 1.300 m<sup>3</sup>, sendo que o volume útil será a metade deste volume, pois o funcionamento do conjunto moto-bomba foi dimensionado também para o esgotamento do reservatório em 1 hora, portanto segue resumo na

13.

<b>Características Reservatório de Retenção 2</b>	
Vreservatório	1300 m <sup>3</sup>
Vfuncionamento	650 m <sup>3</sup>
Dimensões:	
Profundidade	3 m
Área	217 m <sup>2</sup>
Largura (quadrado)	15 m

**Figura 13** – Dimensões do Reservatório 2

## 6. QUANTIDADES ESTIMADAS

<b>Características Reservatório de Retenção 2</b>	
Vreservatório	1300 m <sup>3</sup>
Vfuncionamento	650 m <sup>3</sup>
Dimensões:	
Profundidade	3 m
Área	217 m <sup>2</sup>
Largura (quadrado)	15 m

<b>Estação Elevatória de Água Pluvial - EEAP 2</b>	
Q reservatório	181 L/s
D recalque PEAD	350 mm
L recalque PEAD	486 m
Potencia Bomba (1+1)	34 cv
Perda de Carga	3,83 m
Desnivel	10 m
HMT	13,83 m

Acréscimo de 30% do valor para Instalação Elétrica  
Aquisição de lote na área de inundação com 400m<sup>2</sup>

<b>Rede de Drenagem para coleta da água Pluvial no Baixo 2</b>	
BSTC Ø 0,40 m	500 m
BSTC Ø 0,60 m	300 m
Caixa Boca de Lobo H=1,50 m	32 und
Poço de visita H=2,00 m	16 und
Escavação de 1ª categoria	3734 m <sup>3</sup>
Reaterro e Compactação	2987 m <sup>3</sup>
Bota-fora	748 m <sup>3</sup>

**Figura 14** – Quantidades estimadas para o Reservatório 2

<b>Stand-Pipe e Emissário até rio Xingú</b>	
Chaminé de Equilíbrio Ø 1,00m	10 m
Emissário BTSC Ø 1,0m	581 m

**Figura 15**– Quantidades estimadas para o Stand-Pipe e Emissário

## 7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir da conclusão deste Estudo Preliminar, foi possível conhecer a magnitude do reservatório de retenção e demais dispositivos necessários para o funcionamento do sistema de recalque e do Stand-Pipe (Chaminé de Equilíbrio).

O reservatório de retenção n° 2 tem seu volume útil de 650 m<sup>3</sup> operando com conjunto moto-bomba de 34 cv e tubulação de recalque de 350 mm.

Evidencia-se que a tubulação de recalque para o reservatório, onde a tubulação for aparente, deverá ter o material em ferro fundido (na estação elevatória e no Stand-Pipe) e, onde a tubulação for enterrada, poderá ser em PEAD. Na mudança de material haverá conexões especiais para fazer esta compatibilização.

O Stand-Pipe (Chaminé de Equilíbrio) será construída com tubulação de concreto armado de diâmetro igual a 1,00 m. Seu emissário até o rio Xingú terá a mesma dimensão de tubulação e poderá ser também em concreto armado, contendo dissipador de energia em sua descarga junto ao rio, evitando erosão. O Stand-Pipe terá uma altura total de 10 m, já computando a parte enterrada e o *free-board* de segurança em sua parte superior.

Para esta área foi prevista rede de drenagem pluvial para promover o encaminhamento adequado do escoamento de água para dentro do reservatório, fazendo com que haja uma melhor captação sem o carreamento de detritos e sujeiras para dentro do mesmo. Além disso, cada reservatório terá em sua entrada dispositivo como um gradeamento para garantir o volume útil dimensionado e a vida útil da bomba submersível. Para o conjunto moto-bomba, deverá haver poço de sucção conforme dimensões prescritas pelo fabricante da bomba e toda esta estrutura será duplicada para a bomba reserva.

Para o reservatório e estação elevatória, haverá necessidade de desapropriação de lotes com 400 m<sup>2</sup>, área aproximada para cada lote, lote este inserido dentro das áreas de inundação. Também será necessário melhorias na rede elétrica para fornecimento de energia para o funcionamento do conjunto moto-bomba.

Ressalta-se que todos os cálculos foram realizados para tempo de recorrência de 25 anos, tempo adequado para este tipo de obra de infraestrutura (macro drenagem).