

JERÔNIMO LEONI LEANDRO LIMA

**ANÁLISE HIDROLÓGICA-HIDRODINÂMICA DAS VAZÕES DO
RIACHO SECO E SUA INFLUÊNCIA NO CANAL ADUTOR DO
SERTÃO ALAGOANO**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Maceió
2014

ANÁLISE HIDROLÓGICA-HIDRODINÂMICA DAS VAZÕES DO RIACHO SECO E SUA INFLUÊNCIA NO CANAL ADUTOR DO SERTÃO ALAGOANO

Dissertação de mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento da Universidade Federal de Alagoas como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento.

Orientador: Prof. Doutor Vladimir Caramori Borges de Souza

Maceió
2014

Catálogo na fonte
Universidade Federal de Alagoas
Biblioteca Central
Divisão de Tratamento Técnico
Bibliotecária Responsável: Janis Christine Angelina Cavalcante

L732a Lima, Jerônimo Leoni Leandro
Análise hidrológica-hidrodinâmica das vazões do riacho seco e sua influência no canal adutor do sertão alagoano/ Jerônimo Leoni Leandro Lima. – Maceió, 2014.
90 f. : il. tabs., gráfs.

Orientador: Vladimir Caramori Borges de Souza.
Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento) –
Universidade Federal de Alagoas. Centro de Tecnologia. Maceió, 2014.

Bibliografia: f. 87-90.

1. Canal do Sertão de Alagoas. 2. Junção convergente. 3. Modelo hidrodinâmico.
I. Título.

CDU: 556.536(813.5)



Universidade Federal de Alagoas – UFAL
Centro de Tecnologia – CTEC
Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamentos – PPGRHS



**ANÁLISE HIDROLÓGICA-HIDRODINÂMICA DAS VAZÕES DO RIACHO
SECO E SUA INFLUÊNCIA NO CANAL ADUTOR DO SERTÃO
ALAGOANO**

JERÔNIMO LEONI LEANDRO LIMA

Dissertação submetida à banca examinadora do Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento da Universidade Federal de Alagoas e aprovada no dia 31 de julho do ano de 2014.

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Vladimir Caramori Borges de Souza
(Orientador – PPGRHS/UFAL)

Prof. Dr. Marllus Gustavo Passos das Neves
(PPGRHS/UFAL)

Prof. Dr. Nilo de Oliveira Nascimento
(UFMG)

AGRADECIMENTOS

Ao verdadeiro Deus, Jeová, criador do homem, por nos ter dado capacidade intelectual, o que permite que nós, humanos, possamos desenvolver trabalhos, sermos estimulados ao raciocínio por observarmos as maravilhas da criação, possamos imaginar, idealizar, entender os fenômenos naturais e até mesmos mensurá-los, por nos ter dado a capacidade explorarmos o conhecimento. Por nos dar a dádiva do livre arbítrio. Por nos ter dado capacidade de compreender um assunto complexo, embora ainda estejamos apenas arranhando as beiradas do conhecimento.

A minha família, amado pai (em memória) e mãe, irmão e irmãs, esposa e filhos, pela amizade, respeito, afeto que temos uns para com os outros, ao meu querido irmão (em memória) quem, por um período, ajudou a me manter nos estudos.

Aos meus filhos Thales e Caio por me darem a alegria de ser pai.

A minha esposa pelo apoio que tem dado, e pelas conversas edificantes que temos, por ser minha amiga e por partilharmos juntos os nossos assuntos mais diversos.

Ao professor Wellington Lou porque tem apoiado e incutido a promoção do conhecimento, não somente o acadêmico, mas também o profissional.

Ao professor Valmir Pedrosa pelas orientações sobre a escolha de um tema a dissertar.

A professora Cleuda Freire pela amizade e pelo conhecimento adicional que dela recebi.

Ao professor Roberaldo Carvalho pelo apoio que tem dado e interesse genuíno no desenvolvimento do trabalho, um apoiador intelectual e ético.

Ao engenheiro Otávio Ramalho, por ter sido, desde o início da minha vida profissional, um exemplo de competência, inteligência e eficiência e também por ter me ensinado os primeiros comandos do modelo hidrodinâmico usado nesse trabalho.

Ao Evaldo pela ajuda direta em etapas importantes desse trabalho e também pelo aprimoramento no entendimento do modelo hidrodinâmico sobre as junções.

A Rayssa Melo, aluna de graduação de engenharia civil pela UFAL, por ser uma colaboradora de grande magnitude no desenvolvimento de etapas importantes para a produção dessa dissertação.

A Geiza Correia, aluna de graduação de engenharia civil pela UFAL, também por sua colaboração.

Ao Fernando Carvalho por contribuir com esse trabalho de várias maneiras.

Aos engenheiros Danilo Barros, Ana Ferreira e Alcyr Vergeti, por sua contribuição intelectual na produção das atividades finais.

Ao Fabrício Máximo pela ajuda no suporte de informática preparando e instalando máquinas e programas.

A empresa Cohidro por me permitir assistir as aulas, me dando condições de alcançar uma melhor qualificação profissional.

A toda a equipe da Cohidro de Maceió, AL, pela condução das suas funções e assim me ajudando no desenvolvimento do trabalho.

As equipes de topografia formadas por, Ivanildo, Eleno, João, Denis e auxiliares pelos levantamentos topográficos da área de estudo.

A professora Márcia Lara, não somente pelos trabalhos, tese, pesquisas e artigos publicados sobre o tema, mas também pela ajuda prática com o modelo hidrodinâmico e conversas sobre o assunto.

Ao incansável professor Vladimir Caramori, meu orientador, por quem tenho grande estima. Além de bom professor, desenvolvendo de forma responsável seu trabalho acadêmico, foi de grande ajuda na formulação das ideias e um incentivador de grande valia, não mede esforços quando o assunto é ajudar.

Aos autores de livros, revistas, pesquisas, experimentos, artigos diversos, periódicos, pelo embasamento teórico que ajudaram a desenvolver o tema.

Ao Governo Federal por ter dado as condições necessárias a que sempre estudasse em escolas públicas e a Universidade Federal de Alagoas pelo ensino na pós-graduação e por toda a estrutura de apoio.

Aos funcionários do Centro de Tecnologia por ajudarem a manter a instituição em funcionamento, meus sinceros agradecimentos.

RESUMO

Ao longo do canal adutor do sertão alagoano há algumas situações que merecem mais atenção no que se refere ao sistema de drenagem superficial natural e suas intervenções na estrutura do canal. A calha do riacho seco, adjacente ao canal adutor, recebe a contribuição de cinco micro bacias que foram interligadas por diques e canalizações, passando a convergirem para a estrutura do over-chute 3 localizado no quilômetro 67,280, que por fim atravessa o canal adutor. As proximidades do riacho seco ao canal adutor e as elevações do fundo do riacho seco em relação às elevações do topo dos diques do canal recebem atenção especial, estimulando a dissertar sobre o tema. As confluências ocorrem frequentemente em canais naturais e elevam a lâmina d'água, notadamente nos trechos de canais a montante da confluência, em ambas as direções, podendo causar inundações nas regiões adjacentes, além da calha dos canais naturais podendo, portanto, atingir estruturas nas suas proximidades. A questão principal a analisar é a elevação do nível de água sobre a estrutura do over-chute 3 que será submergida por ocasião das cheias e do trecho de montante à confluência no riacho seco que se desenvolve por uns 620m a uma distância média de 80m em relação ao eixo do canal adutor. Assim, se descreve nesta dissertação os possíveis efeitos causados pela confluência do riacho seco com as bacias tributárias nas imediações do quilômetro 67,280 do canal adutor do Sertão Alagoano. A análise das elevações e seus possíveis riscos a estrutura do canal adutor, para diferentes cenários de cheias, será realizada com a utilização do programa de modelagem hidrodinâmica HEC-RAS.

Palavras chave: Canal do sertão de Alagoas, junção convergente, modelo hidrodinâmico

ABSTRACT

Along the adductor canal in the wilderness of Alagoas State there are some situations that deserve more attention in relation to the natural surface drainage system and its interventions in the channel structure. The chute of the dry creek, adjacent to the adductor canal, receives the contribution of five micro watersheds that were connected by dams and pipes, going to converge on the structure of the over-chute 3 located at kilometer 67.280, which eventually crosses the adductor canal. The vicinities of the dry creek to the adductor canal and the bottom elevations of the dry creek in relation to the elevations of the tops of berms of the canal are given special attention, stimulating lecture on the topic. The confluences often occur in natural canals and increase the water depth, especially in stretches upstream of the confluence, in both directions canals, causing flooding in adjacent regions, beyond the chute of natural canals and could, therefore, reach structures in its vicinities. The main issue to be considered is the raising of the water level on the structure of the over-chute 3 that will be submerged during floods and the stretch upstream of the confluence in the dry creek that develops a 620m at an average distance of 80m in the axis of the to the adductor canal. Thus, this dissertation describes the possible effects caused by the confluence of the dry creek with tax watersheds close to the kilometer 67.280 of the adductor canal in the wilderness of Alagoas State. The analysis of the elevations and their possible risks to the structure of the adductor canal for different flood scenarios will be performed using the HEC-RAS hydrodynamics modeling program.

Key words: Wilderness adductor canal of Alagoas, convergent junction, hydrodynamic model

Sumário

Lista de Figuras.....	i
Lista de Tabelas.....	iii
Lista de Símbolos e Siglas.....	v
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Objetivo.....	5
1.1.1 <i>Objetivos específicos:</i>	6
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	7
2.1 O canal do sertão.....	7
2.2 Investigações Experimentais em Confluências de Canais.....	8
2.3 Modelos Hidrológicos e Hidrodinâmicos.....	9
2.3.1 <i>Modelos Hidrológicos</i>	9
2.3.2 <i>Modelos Hidrodinâmicos</i>	10
3 MATERIAIS E MÉTODOS.....	12
3.1 Caracterização da Área de Estudo.....	14
3.2 Materiais disponíveis.....	22
3.2.1 <i>Topografia</i>	22
3.2.2 <i>Modelo hidrológico</i>	25
3.2.3 <i>Modelo hidrodinâmico</i>	41
3.3 Cenários e Critérios adotados.....	45
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	51
4.1 Resultados Obtidos.....	51
• <i>Cenário 1</i>	51
• <i>Cenário 2</i>	55
• <i>Cenários 3 ao 7</i>	60
4.2 Discussões.....	72
5 CONCLUSÕES.....	85
6 REFERÊNCIAS.....	87

Lista de Figuras

Figura 1 – Visão geral do trecho do canal adutor e do riacho seco	5
Figura 2 – Fluxograma das atividades a serem desenvolvidas	13
Figura 3 – As Meso Regiões do Estado de Alagoas	15
Figura 4 – Localização das bacias estudadas nas Micro Regiões do Sertão Alagoano e do Sertão do São Francisco	16
Figura 5 – Bacia hidrográfica do riacho seco a montante da seção de estudo e região hidrográfica das bacias dos córregos tributários ao over-chute.....	16
Figura 6 – Representação esquemática de um sistema com três trechos de rios e uma confluência.....	17
Figura 7 – Estrutura de drenagem sobre o canal adutor do sertão – over-chute 3 (esquemática)	20
Figura 8 – Detalhamento topográfico da região de confluência e seções de controle	21
Figura 9 – Representação esquemática do macro sistema de drenagem das bacias estudadas.....	22
Figura 10 – Representação esquemática das bacias contribuintes	25
Figura 11 – Série das chuvas de máximas diárias anuais do posto Delmiro Gouveia – AL (Código: 00937013).....	26
Figura 12 – Visualização do uso e ocupação do solo nas microbacias.....	29
Figura 13 – Esquema das localizações dos nós de controle de vazões nas microbacias	32
Figura 14 – Hidrogramas conectados que atravessa a seção de controle do nó 4 (posto de Delmiro Gouveia)	34
Figura 15 – Hidrogramas que atravessam a seção de controle do nó 5 (posto de Delmiro Gouveia).....	36
Figura 16 – Hidrograma resultante que atravessa a seção de controle do nó 4 (Posto de Delmiro Gouveia, AL)	37
Figura 17 – Hidrograma resultante que atravessa a seção de controle do nó 5 (Posto de Delmiro Gouveia, AL)	37
Figura 18 – Eixo dos talwegues e seções de controle.....	43
Figura 19 – Perspectiva dos trechos do riacho seco, trecho 1 do afluente (região da confluência).....	45
Figura 20 – Foto mostrando um trecho de canal retangular afetado pela chuva de dezembro de 2013.....	47
Figura 21 – Foto mostrando os efeitos do esforço de subpressão devido a ocorrência de chuva intensa na região	48
Figura 22 – Definição do coeficiente de rugosidade ao longo de uma seção de controle	49
Figura 23 – Vegetação encontrada próxima ao leito do riacho e na planície inundante	50
Figura 24 – Perfis hidráulicos do riacho seco (em segundo plano) e do tributário sobre o over-chute (em primeiro plano) mostrando a elevação do nível d’água na região de confluência (cenário 1).....	54
Figura 25 – Elevação da lâmina na seção S7 no trecho 1 do afluente (cenário 1).....	55
Figura 26 – Elevação da lâmina na seção S11 do trecho 1 do riacho seco (cenário 1)	55

Figura 27 – Perfis hidráulicos do riacho seco (em segundo plano) e do tributário sobre o over-chute (em primeiro plano) mostrando a elevação do nível d'água na região de confluência (cenário 2).....	58
Figura 28 – Elevação da lâmina na seção S7 no trecho 1 do afluente (cenário 2).....	59
Figura 29 – Elevação da lâmina na seção S11 do trecho 1 do riacho seco (cenário 2)	59
Figura 30 – Avanço lateral da lâmina d'água ao longo das seções e dos trechos (vista de jusante para montante através do riacho seco)	60
Figura 31 – Polígono de inundação considerando as vazões do cenário 3.....	71
Figura 32 – Esquema de junção com $\theta = 90^\circ$ do experimento de Hsu et al. (1998a).....	81
Figura 33 – Esquema de junção com $\theta = 60^\circ$ do experimento de Hsu et al. (1998b)	83

Lista de Tabelas

Tabela 1 – Áreas das microbacias da região de estudo	25
Tabela 2 – Relações entre durações (CETESBE, 1979)	27
Tabela 3 – Valores de precipitação para diferentes durações e tempos de recorrência obtidos a partir do ajuste da distribuição Gumbel	27
Tabela 4 – Dados de chuva de projeto usados na geração dos hidrogramas para diferentes cenários	28
Tabela 5 – Elementos hidráulicos e geométricos das microbacias	29
Tabela 6 – Elementos hidráulicos do Lago 1 (cota x área x volume)	30
Tabela 7 – Elementos hidráulicos do Lago 2 (cota x área x volume)	30
Tabela 8 – Hidrogramas conectados de três bacias no nó 4 para TR 100 anos (Posto de Delmiro Gouveia, AL)	33
Tabela 9 – Hidrogramas conectados de duas bacias no nó 5 para TR 100 anos (Posto de Delmiro Gouveia, AL)	35
Tabela 10 – Hidrograma resultante no nó 4 para TR 100 anos (Posto de Delmiro Gouveia, AL)	38
Tabela 11 – Hidrograma resultante no nó 5 para TR 100 anos (Posto de Delmiro Gouveia, AL)	39
Tabela 12 – Resumo dos resultados das vazões geradas com modelo chuva x deflúvio (considerando os lagos cheios)	41
Tabela 13 – Resumo dos resultados das vazões geradas com modelo chuva x deflúvio (considerando os lagos vazios).....	41
Tabela 14 – Distâncias entre seções de controle e extensões dos trechos analisados	44
Tabela 15 – Cenários definidos para análises	46
Tabela 16 – Resumo das saídas do modelo hidrodinâmico para a simulação do cenário 1..	53
Tabela 17 – Resumo das saídas do modelo hidrodinâmico para a simulação do cenário 2..	57
Tabela 18 – Resumo das saídas do modelo hidrodinâmico para a simulação dos cenários de 1 a 7	62
Tabela 19 – Largura alcançada nas seções de controle para cada cenário	70
Tabela 20 – Resultado das elevações dos níveis de água nos riachos em relação ao topo das estruturas de proteção do canal adutor para o cenário 1	73
Tabela 21 – Resultados das elevações dos níveis de água nos riachos em relação ao topo das estruturas de proteção do canal adutor para o cenário 2.....	74
Tabela 22 – Resultados das elevações dos níveis de água nos riachos em relação ao topo das estruturas de proteção do canal adutor para o cenário 3.....	75
Tabela 23 – Resultados das elevações dos níveis de água nos riachos em relação ao topo das estruturas de proteção do canal adutor para o cenário 4.....	76
Tabela 24 – Resultados das elevações dos níveis de água nos riachos em relação ao topo das estruturas de proteção do canal adutor para o cenário 5.....	77
Tabela 25 – Resultados das elevações dos níveis de água nos riachos em relação ao topo das estruturas de proteção do canal adutor para o cenário 6.....	78
Tabela 26 – Resumo das elevações dos níveis de água nos riachos em relação ao topo das estruturas de proteção do canal adutor para o cenário 7	79

Tabela 27 – Relação entre vazões e tirantes na região da confluência	80
Tabela 28 – Parâmetros experimentais para junção com ângulo $\theta = 90^\circ$ (Hsu et al., 1998a)	82
Tabela 29 – Parâmetros experimentais para junção com ângulo $\theta = 60^\circ$ (Hsu et al., 1998b)	83

Lista de Símbolos e Siglas

A – área da seção molhada das eq. 1 e 2 (m^2)

A_B – área de bacia (m^2)

A_L – área de inundação de lago (m^2)

A_M – área molhada de uma seção de controle (m^2)

AF – afluente

AL – Alagoas

B_{RS} – bacia do riacho seco

B_T – bacia de tributários

cd – coeficiente de descarga de vertedor

C.D. – crista direita de um barranco que define a calha principal de um talvegue

C.E. – crista esquerda de um barranco que define a calha principal de um talvegue

C_T – largura da lâmina de água em uma seção de controle (m)

CN – número de curva

d – distância entre seções de controle ao longo do eixo de um trecho do riacho seco ou do afluente (m)

DG – cidade de Delmiro Gouveia, Estado de Alagoas

DSG – Diretoria de Serviço Geográfico do Exército

eq. – equação

E – coordenada este de um ponto topográfico no sistema UTM (m ou km)

E_S – escala

Fundo – quando aparece numa legenda se refere à superfície do terreno no fundo de um talvegue ao longo do alinhamento ou de uma seção de talvegue

g – aceleração da gravidade da eq. 2 ($m \times s^{-2}$)

gps – global positioning system

H – altitude de um ponto na superfície do terreno ou do topo de uma estrutura civil qualquer (m)

h; H_A – nível de água no rio; altitude do topo da lâmina de água (m)

h_A – altura de lâmina de água em uma seção de controle ou tirante hidráulico (m)

h_{AJ} – altura da lâmina de água na primeira seção imediatamente a jusante da confluência no riacho seco (m)

h_{AM} – altura da lâmina de água na primeira seção imediatamente a montante da confluência no riacho seco (m)

H_C – altitude do topo da lâmina de água no regime crítico (m)

H_E – altitude da linha de energia (m)

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

H_m – altitude mínima em uma seção de controle (m)

i_A – declividade da lâmina de água entre seções ao longo de um perfil hidráulico (m x m⁻¹)

i_t – declividade do terreno natural entre dois pontos (m x m⁻¹)

IDF – curva ajustada para Intensidade Duração e Frequência das chuvas

IPSH1 – modelo hidrológico produzido pelo Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul

ITERAL – Instituto de Terras de Alagoas

L – largura de vertedor (m)

LE – linha de energia hidráulica

Legend – legenda

L_T – comprimento de riacho, córrego, talvegue, ou a distância entre uma seção considerada e o início de um riacho (m)

M – marco topográfico

min. – minuto

n – coeficiente de rugosidade de Manning

N – coordenada norte de um ponto topográfico no sistema UTM (m ou km)

NA – nível de água ou nível d'água

NC – nível crítico de energia hidráulica

n_F – número de Froude

N_q – razão entre a vazão do afluente e a vazão de saída de uma confluência ($N_q = Q_A/Q_S$ ou $N_q = Q_2/Q_3$)

N_y – razão entre as lâminas de montante e a lâmina de jusante na confluência no riacho principal ($N_y = h_{AM}/h_{AJ}$), ou razão entre a altura da lâmina de montante e da lâmina de jusante ($N_y = y_1/y_3$) no canal do experimento de Hsu *et al.* (1998)

pe – precipitação (mm)

PEAD – polietileno de alta densidade

PB – estado da Paraíba

q – vazão contribuinte lateral de afluente da eq. 1 ($m^3 \times s^{-1}$)

Q – vazão de rio, riacho ou canal retangular ($m^3 \times s^{-1}$; $l \times s^{-1}$)

Q_A – vazão do afluente ($m^3 \times s^{-1}$)

Q_E – vazão de entrada em uma seção de controle ou num nó ($m^3 \times s^{-1}$)

Q_{RS} – vazão do trecho 1 do riacho seco ($m^3 \times s^{-1}$)

Q_S – vazão de saída em uma seção de controle ou nó ou vazão de saída da confluência ($m^3 \times s^{-1}$)

Q_T – vazão total em um trecho de riacho ($m^3 \times s^{-1}$)

RS – riacho seco

rtk – real time kinematic

SAD 69 – sistema de referência planialtimétrica da América do Sul de 1969

SEINFRA – Secretaria de Estado da Infraestrutura do Estado de Alagoas

SENIR – Secretaria Nacional de Irrigação

SEPLANDE – Secretaria de Estado do Planejamento e do Orçamento do Estado de Alagoas

S_f – declividade da linha de energia da eq. 2 ($m \times m^{-1}$ ou %)

SG – cidade de São Gonçalo, Estado da Paraíba

t – tempo das eq. 1 e 2 (s)

TR – tempo de recorrência ou tempo de retorno

UTM – Universal Transversa de Mercator

v – velocidade de um escoamento ($m \times s^{-1}$)

V_L – volumes parciais e totais de lago (m^3)

V_{LA} – volumes acumulados de lago (m^3)

x – distância no sentido longitudinal do riacho ou do talvegue das eq. 1 e 2 (m)

y – altura de lâminas d'água do experimento de Hsu *et al.* (1998)

Y_t – coeficiente da distribuição Gumbel

β – coeficiente de Boussinesq da eq. 2

Δh_A – diferença de altitude entre a superfície de duas lâminas de água distintas ou entre os tirantes hidráulicos entre duas lâminas distintas (m)

ΔH – diferença de altitude entre dois pontos na superfície do terreno ou entre um ponto na superfície do terreno e outro no topo de uma lâmina de água – borda livre (m)

θ – ângulo na junção convergente (confluência) entre os trechos de montante do riacho seco e do afluente (em grau sexagesimal)

1 INTRODUÇÃO

O projeto e obra do canal adutor do sertão alagoano é uma iniciativa do Governo do Estado de Alagoas para mitigar os efeitos das secas recorrentes do Sertão ao Agreste alagoano. Com esse objetivo em pauta, o Governo do Estado contratou dos estudos topográficos da região e, posteriormente realizou a contratação de empresa de engenharia para elaboração de um projeto que viesse a dar forma a ideia já concebida, de tal modo a ser executada. Foi então desenvolvido um projeto básico de um canal de seção trapezoidal (predominantemente) com capacidade para aduzir uma vazão de $32\text{m}^3/\text{s}$. Para elevar a vazão de projeto com água proveniente do rio São Francisco ao início do canal adutor, foi projetada uma única estação elevatória que injeta água em quatro adutoras de recalque, com extensões aproximadas de 1.700m a partir da altitude 252,5m (no nível operacional do espelho d'água do reservatório de captação), no reservatório Apolônio Sales (Moxotó), até uma estrutura de transição em concreto na altitude 288,05m, que está posicionada entre essas adutoras de recalque, e mais quatro adutoras por gravidade com extensões de 2.000m, alcançando a primeira seção do canal adutor, no quilômetro zero, na altitude (soleira da seção) 282,65m. A partir do quilômetro zero, o projeto se desenvolve de modo a permitir escoamento por gravidade, em toda a sua extensão, em canal, com alguns trechos suspensos sobre pilares (aquedutos), outros trechos em adutoras por gravidade e ainda outros em túneis (Seinfra, 2005).

As obras tiveram início no ano de 1991 com a tomada d'água, que começou a ser implantada, à margem esquerda do lago Apolônio Sales sendo que o canal em si teve sua obra iniciada 1994.

Durante um ano as obras de terraplenagem e, conseqüentemente, a elevação dos diques do canal, alcançaram o quilômetro 20 com duas pontes-canal (aquedutos) concluídas e alguns bueiros tubulares implantados. Passados quase 20 anos as obras avançam além do quilômetro 100 tendo sido inaugurado, no dia 12 de março de 2013, em solenidade realizada com a presença do Governo Federal e do Governo Estadual (Alagoas), em estrutura montada no quilômetro 51, no

município de Água Branca no Estado de Alagoas, os primeiros 65 quilômetros do canal.

No seu traçado, o canal do sertão de Alagoas, totalmente inserido na bacia do Rio São Francisco, que se desenvolve predominantemente para o leste do Estado de Alagoas a partir do lago Apolônio Sales no município Alagoano de Delmiro Gouveia (captação e quilômetro zero), atravessará várias micro bacias, até alcançar a sua seção final no município de Craíbas, Estado de Alagoas, na microrregião de Arapiraca, alcançando a marca de pouco mais de 250 quilômetros.

Atualmente essa estrutura hidráulica, atravessa muitos talwegues ao longo dos seus primeiros 92 quilômetros (concluídos) sobre e sob esses córregos naturais, onde se confronta com algumas situações que acarretaram alguns desafios à equipe de projeto, para desenvolver estruturas de drenagens adequadas à topografia local, e que garantam funcionalidade ao sistema.

Em alguns talwegues mais profundos e extensos, o canal os atravessa por meio de estruturas de pontes-canal, a exemplos do riacho Barão (município de Delmiro Gouveia, AL) onde o canal adutor o transpõe, entre o quilômetro 17,22 e o quilômetro 17,58, por meio de uma ponte-canal com extensão de 360m. Outras estruturas de pontes-canal são encontradas no quilômetro 24,4 e no quilômetro 31,6 dentre outras. Em algumas travessias de talwegues em que suas elevações de fundo (dos talwegues) estão mais próximas ao greide de fundo do canal, tais travessias são realizadas sobre bueiros celulares simples, duplos ou triplos, ou ainda sobre bueiros tubulares, quer sejam simples, duplos ou triplos. Como exemplo há o bueiro tubular triplo do quilômetro 46,224; o bueiro celular simples do quilômetro 47,861 e o bueiro tubular simples do quilômetro 63,775 (Seinfra, 2005).

Essas estruturas de macrodrenagem tem a finalidade de deixar que as águas provenientes das precipitações pluviométricas, fluam sob o canal, sem trazer dano, seja à água nele transportada – dano à qualidade da água –, seja à estrutura da obra – dano por rompimento de diques ou obras de arte – (Bertol, 2012).

Embora tenha sido desenvolvido um traçado buscando a otimização ideal ao atravessar os talwegues, córregos, riachos e rios, com o objetivo de garantir maior

proteção à estrutura do canal, foi inevitável se deparar com algumas ocasiões especiais, em que o canal adutor atravessa algumas drenagens naturais (talvegues), literalmente sob suas menores elevações de fundo, como por exemplo, nas aproximações e afastamento de elevações do terreno para atravessar algumas portelas ou gargantas (Casaca *et al*, 2007, p. 147) em que o canal atravessa em cortes profundos (até 15m abaixo da superfície natural do terreno) e nas aproximações e afastamentos de emboques e desemboques de túneis, como no trecho do quilômetro 69,20 ao quilômetro 71,70 (Seinfra, 2005), onde há corte profundos.

Nessas situações, quando necessário, foram desenvolvidas estruturas de drenagens especiais (canais de drenagem sobre o canal adutor – over-chute) de tal forma a manter o canal livre de contaminações provenientes dos córregos de águas salinas, muito comuns na região (Brasil, 1983; Netto, 2007, p. 1641; Bertol, 2011), protegendo também sua estrutura dos possíveis danos físicos que uma cheia num dos riachos possam causar à estrutura do canal. Dois exemplos de travessias de córregos sobre o canal foram projetados e executados, no quilômetro 48,276 e no quilômetro 67,098.

Nessas ocasiões, em que há escavações de rebaixamento da calha (fundo) do canal adutor, bem abaixo dos pontos mais baixos do fundo dos talvegues, para vencer essas travessias, as estruturas de drenagem ali executadas, tem a finalidade de conter toda a vazão que as atravessa durante os períodos de cheias recorrentes, evitando trazer danos, no que se refere à qualidade da água escoando (Botelho, 1999, pp. 21, 31; Bernardo, 1989, p. 96), e também a própria estrutura do canal. Nesse contexto, vale ressaltar que o objetivo do canal adutor do sertão alagoano é aduzir água de boa qualidade para o uso na irrigação; dessedentação de animais; para a indústria de alimentos, dentre outras; para o consumo humano; etc. É um empreendimento que requer muita segurança e, conseqüentemente, medidas preventivas contra danos diversos, já que uma população de quase um milhão de pessoas será beneficiada diretamente e indiretamente pelo canal adutor (Seinfra, 2005).

No trecho considerado para este estudo, o canal adutor do sertão alagoano tem o seu dique esquerdo paralelo ao riacho seco num percurso de aproximadamente 3.200m, entre o quilômetro 65,4 e o quilômetro 68,6 do canal adutor (Figura 1). Nesse caso, o efeito dos transbordamentos do riacho seco além da sua calha superior, invadindo a planície de inundação, que poderão ser ocasionados nas regiões a montante da confluência dos córregos tributários com o riacho seco, elevando os níveis d'água em cheias recorrentes prováveis, merece consideração e uma análise desses níveis, e ainda que efeitos essas elevações poderão trazer a estrutura do canal adutor e a qualidade da água para os seus usuários.

A estrutura hidráulica projetada (canal de drenagem sobre o canal adutor – over-chute 3) foi dimensionada para permitir a passagem de vazão de uma cheia para um tempo de recorrência (TR) de 50 anos (Seinfra, 2005), porém não foi analisada a hipótese de haver um controle de jusante por meio de um volume de água que, no momento da descarga do over-chute 3, esteja escoando através do riacho seco, gerando perdas de energia hidráulica na junção convergente, vindo a causar remanso sobre a estrutura do over-chute e no trecho do riacho seco a montante da confluência, elevando a lâmina d'água em direção ao topo do dique esquerdo do canal.

Confluências convergentes são estruturas hidráulicas muito comuns na natureza nos encontros de rios, córregos, riachos, e tem sido uma prática comum em canais artificiais sejam quais forem às finalidades (irrigação, esgotamento sanitário, drenagem pluvial), porém ainda não há na literatura, uma formulação geral que possibilite o dimensionamento adequado de estruturas que possam conter de modo eficiente às vazões por elas escoadas (Coelho, 2003; Ting *et al*, 2008).

A Figura 1 apresenta o canal adutor do sertão alagoano (trecho do km 64 ao km 69) com seu escoamento, indicado pela seta na cor azul para a direita do leitor, e o riacho seco com seu escoamento para a esquerda do leitor, indicado pela seta de cor azul celeste.

Figura 1 – Visão geral do trecho do canal adutor e do riacho seco



Fonte: Google Earth

Nesse caso, o trabalho proposto, analisará as vazões e as conseqüentes elevações dos níveis de água sobre a estrutura de drenagem artificial e também na lateral esquerda do canal adutor, verificando os possíveis riscos de transbordamento do dique esquerdo do canal adutor invadindo a sua calha, gerados pela confluência. Desta forma, a proposta do trabalho vai além de uma simples análise de tempos de recorrência (avaliados no projeto), considerando análises de risco de falhas para diferentes cenários, a partir de modelagem hidrológica-hidrodinâmica.

1.1 Objetivo

Analisar as interferências hidrológico-hidrodinâmicas na estrutura de drenagem artificial (canal de drenagem sobre o canal adutor – over-chute) e no dique esquerdo do canal adutor, devido aos efeitos da confluência entre o riacho seco, e o afluente que passa sobre o canal, utilizando o modelo hidrodinâmico HEC-RAS, determinando os riscos de falha do sistema de drenagem, que podem incluir as elevações nos níveis de água, no trecho 1 do riacho seco e no trecho 1 do afluente, com conseqüente galgamento do dique esquerdo do canal adutor e da estrutura do over-chute, composta de dissipador de energia, passagem molhada, canal de aproximação, travessia central e canal de fuga, podendo haver a possibilidade de rompimento das estruturas e a conseqüente interdição no fluxo de água do canal,

além de contaminação da água por ele aduzida com águas salinas dos córregos da região (Netto *et al*, 2007).

O HEC-RAS (River System Analysis), programa desenvolvido no Hidrologic Engineering Center (HEC) dos US Army Corps of Engineers, modelo hidrodinâmico que será utilizado para as avaliações da confluência, tem sido frequentemente utilizado, desde a sua primeira versão lançada em 1995, no meio técnico, acadêmico e científico devido a confiabilidade dos resultados, acessibilidade ao sistema e facilidade de uso.

1.1.1 Objetivos específicos:

- Analisar os efeitos hidráulicos de elevações da lâmina d'água no riacho seco e no over-chute, com influência nos dois sistemas devido à confluência, considerando diferentes tempos de recorrência das vazões afluentes.
- Analisar os efeitos hidráulicos de elevações da lâmina d'água no riacho seco e no over-chute, com influência nos dois sistemas devido à confluência, considerando diferentes vazões afluentes à junção convergente, através do riacho afluente e do riacho seco.
- Analisar o efeito nas elevações de lâmina d'água a montante da junção convergente, considerando dados de chuva de diferentes postos pluviométricos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 O canal do sertão

O canal adutor do sertão alagoano é uma obra hidráulica, que tem por finalidade a adução de água do Rio São Francisco (para abastecimento humano, irrigação, dessedentação de animais, indústria, etc.), até a região do Agreste Alagoano, atravessando áreas territoriais de 18 municípios Alagoanos, do Sertão ao Agreste, iniciando na Meso Região do Sertão Alagoano, e terminando na Meso Região do Agreste Alagoano (Seplande, 2009).

O canal compõe-se de quatro seções típicas principais: seção trapezoidal revestida com geomembrana em PEAD encimada por placas de concreto com espessura de 5,0cm, são as seções predominantes, a largura da base menor igual 5,3m, altura mínima com 3,3m sendo a largura na base maior (mínima) igual a 15,2m. Nos trechos com seções trapezoidais, a declividade de fundo do canal é de 0,00012m/m, essas seções são executas em trechos de aterro, mistas – em corte e aterro – e em corte total inferiores a 4m acima do fundo do canal. As seções retangulares são em concreto armado com dimensões de 6m de base e 4m de altura (mínima), esse tipo de seção ocorre nos trechos em cortes elevados e em rocha sã e/ou alterada, a declividade nos trechos com seções retangulares é de 0,00032m/m. As seções retangulares em pontes-canal, tem base com 4,8m e altura mínima de 4,3m, são executadas sobre pilares em travessias de talwegues profundos, a declividade nesses trechos é de 0,00032m/m. Há ainda seção de dupla galeria com altura mínima de 4m e largura, de cada galeria, de 4,3m, essas seções são executadas sob travessias rodoviárias e ainda sob alguns over-chutes (Seinfra, 2005).

A lâmina d'água nas seções trapezoidais atingem 2,79m, sendo atravessadas por uma vazão de projeto de 32m³/s a uma velocidade de fluxo de 1,21m/s. O controle das vazões se dará por meio de comportas instaladas na calha do canal, a uma distância média de 8km, comporta a comporta, que tem a função, não somente de controlar as vazões, mas também de gerar uma elevação hidráulica nos

trechos a montante, criando um canal reservatório, gerando um método de operação de volume constante (Seinfra, 2005).

2.2 Investigações Experimentais em Confluências de Canais

Há na literatura referências a confluências entre canais artificiais, e algumas pesquisas foram desenvolvidas em canais prismáticos de seção retangular, considerando vários ângulos de confluência entre o eixo do canal principal e o canal afluente (Coelho *et al*, 2003).

Estão presentes em diversas aplicações de engenharia e podem se apresentar tanto em leitos naturais (rios) quanto em condutos artificiais. Sua importância fica evidenciada quando provocam transbordamentos pontuais ou inundações generalizadas, causados respectivamente pelas ondas de conflito de fluxos e pela elevação dos níveis de escoamento nos canais de montante (Vicentini, 2003).

Embora o assunto seja de muita relevância prática devido ao fato de haver muitas ocorrências de drenagem urbana, irrigação, esgotamento sanitário, que envolvem confluências entre canais artificiais, ainda não há uma formulação que abranja adequadamente os problemas envolvendo essas estruturas hidráulicas, trata-se de um tipo de estrutura muito importante, tanto pela maneira sistemática que ocorrem quanto pelos riscos de transbordamento e inundação associados (Coelho *et al*, 2001).

Trabalhos experimentais realizados considerando a relação entre as vazões afluentes ao canal principal pelo canal secundário e as vazões de saída da confluência, relacionando com a relação entre a lâmina de montante e a lâmina de jusante à confluência, relação entre vazão, altura da lâmina, regime de escoamento a jusante (Hsu *et al*, 1998; Baghlani, 2013); relação entre a vazão de entrada e saída à confluência pelo canal principal com a elevação da lâmina a montante e jusante da junção (Hsu *et al*, 1998); alterações nas condições de escoamento, tais como aumento das profundidades hidráulicas e produção de ondas (Vicentini, 2003); variação das vazões, ângulos das junções e larguras dos canais, variação do comprimento da zona de separação em função da taxa de vazão (Coelho *et al*, 2001);

Goudarzizadeh *et al*, 2010); relação entre vazão, ângulos de afluências distintos, alturas das lâminas (Hsu *et al*, 1998b); estudo dos fatores que causam a elevação do nível d'água, por meio de investigações experimentais (Coelho *et al*, 2003); confluências em condições de escoamento subcrítico a jusante (Coelho *et al*, 2002); relação entre vazão afluente e zona de separação da lâmina ao longo da parede adjacente a confluência no canal principal (Ting *et al*, 2008); aumento da velocidade no trecho de jusante e aumento da perda de energia na junção (Ramamurthy *et al*, 1994); investigação das correntes, distribuição de velocidades, elevação da superfície da água (Shakibainia *et al*, 2010), foram consultados como referência na elaboração do trabalho ora apresentado.

2.3 Modelos Hidrológicos e Hidrodinâmicos

2.3.1 Modelos Hidrológicos

Os fenômenos meteorológicos, especialmente no que se refere a precipitações pluviométricas, que ocorrem no espaço em função do tempo, resultam em escoamento superficial de água sobre a superfície do terreno estando a elas intimamente relacionados. (Tucci, 2007) Os modelos hidrológicos têm sido de grande ajuda para a previsão de acontecimentos relacionados a esses fenômenos, sendo que, as vazões de eventos extremos poderão ser quantificadas como respostas das vazões das bacias hidrográficas sujeitas aos eventos, e assim, medidas estruturais e não estruturais poderão ser adotadas como solução de problemas que esses fenômenos possam causar.

Os modelos podem ser classificados de acordo com os tipos de variáveis que utilizam na modelagem (estocásticos ou determinísticos), o tipo de relação entre as variáveis (empíricos ou conceituais), a existência ou não de relações espaciais (concentrado ou distribuído), e a existência de dependência temporal, estáticos ou dinâmicos (Tucci, 2001).

Alguns modelos hidrológicos são denominados chuva-vazão pois, a partir de dados observados de precipitação, simulam a resposta da bacia em termos de vazão para determinada seção fluvial de interesse. Esse tipo de modelo é bastante utilizado para: obter uma melhor compreensão dos fenômenos ocorridos em uma

bacia hidrográfica; dimensionamento e previsão de cenários hidrológicos; análise de consistência e preenchimento de falhas nos dados observados; análise dos efeitos resultantes de modificação do uso do solo na bacia e previsão de variáveis hidrológicas em tempo real (Tucci, 1998, pp. 227-210).

Uma vez que o modelo é uma representação simplificada de um sistema hídrico, traz incertezas embutidas nos resultados de sua aplicação, devendo então o modelador ficar atento para as diversas fontes dessas incertezas. Tucci, 1998, pp. 352, lista as principais fontes de incertezas no processo da modelagem: variações aleatórias e erros de aquisição das variáveis de entrada e de saída; limitação da estrutura dos modelos para representar o sistema; incertezas na estimativa dos parâmetros. Segundo Sarmiento (2010), o aprimoramento do modelo é alcançado quando os dados simulados se ajustam aos dados medidos da melhor maneira possível, e que quando não se dispõe de um conjunto de dados de campo representativo do sistema em estudo as incertezas são bastante significativas.

2.3.2 Modelos Hidrodinâmicos

A verificação de escoamentos não permanentes é frequentemente encontrada em córregos naturais, especialmente em regiões ou trechos desses canais naturais de topografia com variações significativas.

Nos casos de corpos d'água com contribuição de escoamento interceptando outros canais, pode-se determinar o que pode ocorrer nessas regiões de encontro das águas, através da utilização de modelos hidrodinâmicos computacionais. No caso em estudo, afluência das vazões provenientes do over-chute 3 do canal adutor do sertão alagoano ao riacho seco, poderão ser utilizados alguns desses modelos com o fim de determinar, não somente a vazão que atravessa uma seção de controle, mas também as elevações do nível d'água na ocorrência de cheias, nos trechos de canais naturais a montante da região da junção convergente. Nesse caso, foram utilizados nas para as avaliações de medições o IPHS1 (modelo hidrológico) e o HEC-RAS (modelo hidrodinâmico).

Para analisar os modelos hidrodinâmicos, podem ser utilizadas as equações de Saint-Venant. A maioria dos modelos hidrodinâmicos utiliza esquemas

numéricos de diferenças finitas para a solução das equações de Saint-Venant. Essas equações são conhecidas como equações de conservação da massa – equação 1 – e da quantidade de movimento de um fluido – equação 2 (Paiva *et al*, 2011).

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q$$

eq. 1

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\beta \frac{Q^2}{A} \right) + gA \left(\frac{\partial h}{\partial x} + S_f \right) = 0$$

eq. 2

onde: Q é a vazão do rio; q é contribuição lateral por unidade de comprimento do rio; A é a área molhada da seção transversal do rio; h é o nível d'água no rio; g é a aceleração da gravidade; t é o tempo; x é a distância no sentido longitudinal do rio; β é coeficiente de Boussinesq e S_f é a declividade da linha de energia.

As principais saídas destes modelos são as vazões, níveis d'água, velocidades médias no espaço e no tempo e regime de escoamento.

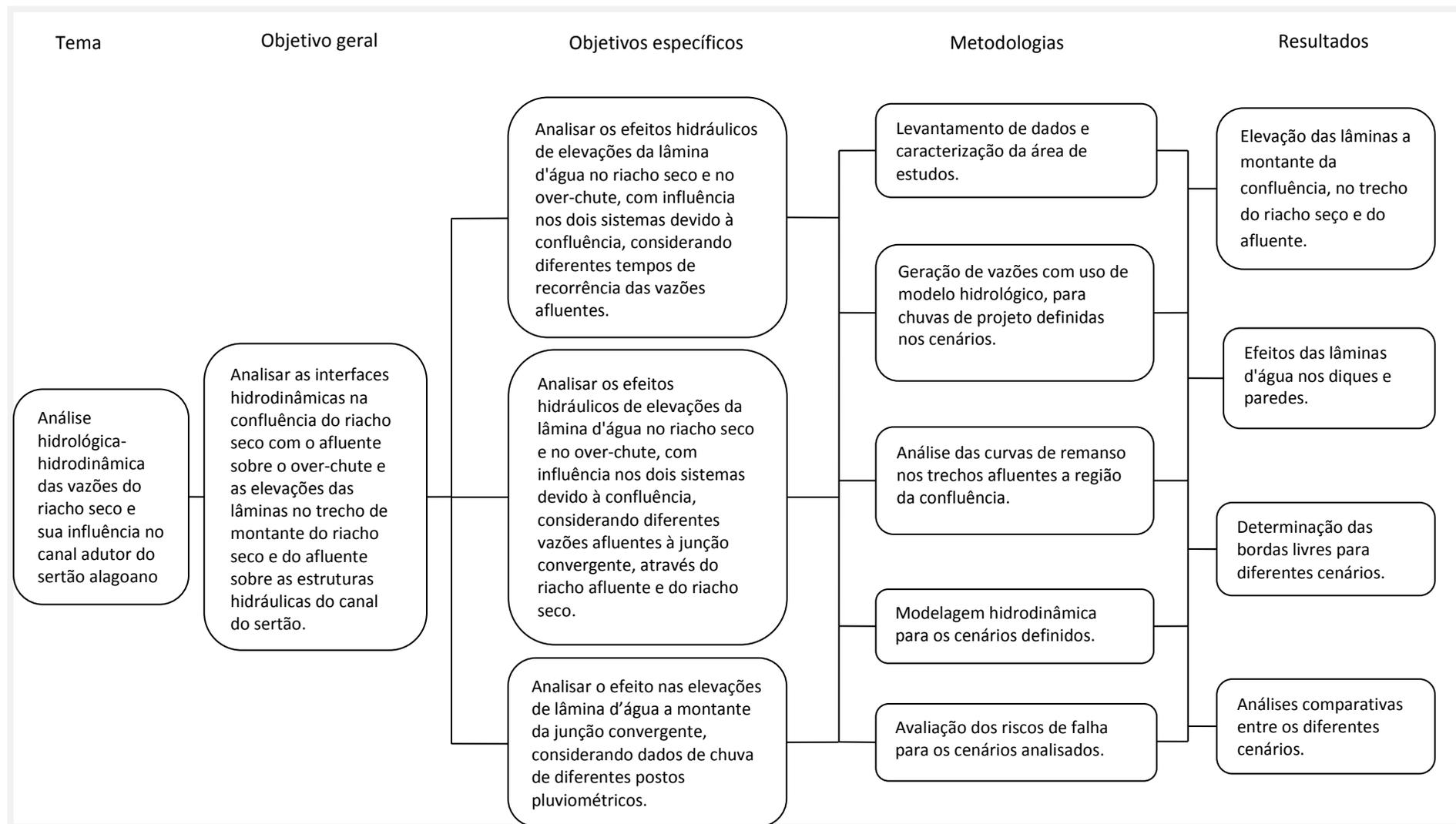
3 MATERIAIS E MÉTODOS

O trabalho foi desenvolvido considerando as etapas a seguir:

- Levantamento de dados e caracterização da área de estudos
- Geração de vazões com uso de modelo hidrológico, para chuvas de projeto definidas nos cenários.
- Definição de cenários de análise das curvas de remanso a montante da confluência no trecho do riacho principal e do tributário da margem direita do canal do sertão com o riacho seco.
- Modelagem hidrodinâmica para os cenários definidos.
- Avaliação dos riscos de falha para os cenários analisados.

A Figura 2 ilustra as diferentes atividades por meio de um fluxograma.

Figura 2 – Fluxograma das atividades a serem desenvolvidas



3.1 Caracterização da Área de Estudo

Inserida na Meso Região do Sertão Alagoano, a área de estudo está localizada na Micro região Serrana e Sertão Alagoano (Seplande, 2009). É uma região caracterizada por baixas precipitações pluviométricas, com ocorrências de chuvas convectivas com espacialização irregular; solos rasos e, em muitos casos, com afloramentos rochosos; vegetação de caatinga, caducifólia; atualmente bastante antropizada devido à ação descontrolada do homem, especialmente quanto ao desmatamento (Tucci, 2007; Brasil, 1983; Circular Técnica 12, 2002).

A Figura 3 ilustra a Meso Região onde se insere a área de interesse, destacada na cor vermelha, notadamente na linha limítrofe entre os municípios de Água Branca e Olho d'Água do Casado ambos no Estado de Alagoas.

A região de estudo pode ser acessada facilmente a partir de Maceió via BR-316 até o cruzamento desta com a BR-423, daí, até o povoado Leobino no município de Inhapi, AL, onde se tem acesso a AL-140, daí, até o km 73,98 do canal adutor do sertão, daí, até o km 67,28 do canal pela estrada de serviço onde se encontra a estrutura drenante e, o ponto de confluência e suas bacias contribuintes, a montante deste. Acesso alternativo a partir de Maceió poderá ser feito via AL-220 até o povoado de Piau no município de Piranhas, Alagoas, a partir daí, segue-se pela AL-140 até o cruzamento com o canal do sertão e, depois, como apresentado.

Mais especificamente, a confluência estudada se encontra em torno do ponto de coordenadas UTM: E = 633.255,905m; N = 8.968.853,245m, datum SAD 69, fuso 24, na divisa entre os municípios de Água Branca e de Olho d'Água do Casado no Estado de Alagoas. O Riacho Seco se estende para a montante do ponto indicado, na direção Nordeste por, aproximadamente, uns 6 km. Ao longo de um trecho de extensão de uns 3,5 km, o canal se desenvolve ladeado à sua esquerda (de montante para jusante), indo do km 64,6 ao km 68,1, trecho em que o riacho seco tem fluxo contrário ao do canal adutor, até que o atravessa sob uma ponte-canal, que vai do km 64,52 ao km 64,85.

Do ponto de confluência em direção ao Sudoeste, o riacho seco não apresenta risco aparente à estrutura de diques do canal adutor, por se distanciar,

na vertical, em relação ao topo do dique esquerdo do canal adutor, já que tem declividade contrária a declividade do canal do sertão nessa extensão.

Figura 3 – As Meso Regiões do Estado de Alagoas



Fonte: SEPLANDE – AL, Anuário estatístico de 2009. p. 573 – Adaptada

A Figura 5 tem a finalidade de situar melhor o leitor quanto à localização das bacias estudadas dentro da Meso Região do Sertão Alagoano. A área de estudo está inserida em duas microrregiões, estando a bacia do riacho seco situado à margem esquerda do canal adutor, na Micro Região Serrana do Sertão Alagoano, já as microbacias dos tributários, situadas à margem direita do canal adutor, na Micro Região Alagoana do Sertão do São Francisco. (Figura 4 e Figura 5) A bacia do riacho seco abrange os municípios de Água Branca e Inhapi, Estado de Alagoas, e as microbacias tributárias localizam-se no município de Olho d'Água do Casado, também no Estado de Alagoas.

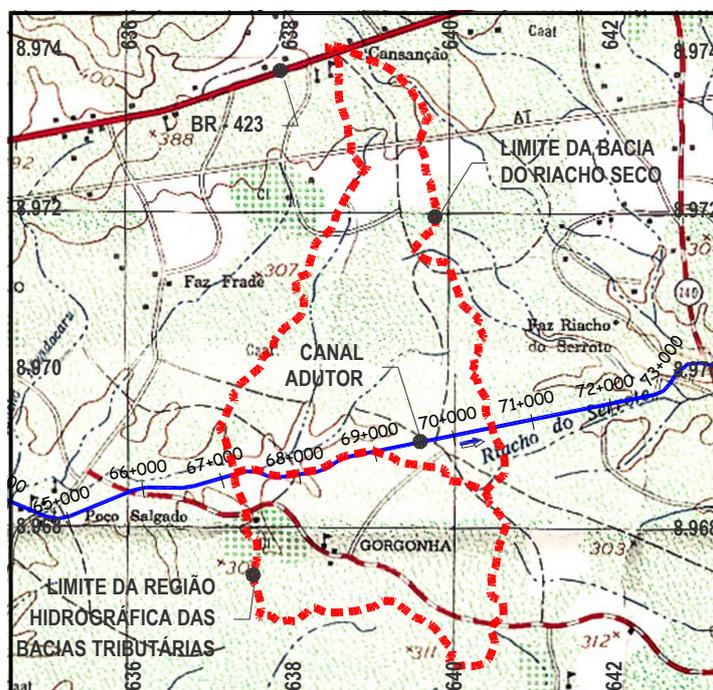
Figura 4 – Localização das bacias estudadas nas Micro Regiões do Sertão Alagoano e do Sertão do São Francisco



Fonte: SEPLANDE – AL, Anuário estatístico de 2009. p. 573

A delimitação das bacias hidrográficas foi o passo seguinte para se ter mais detalhes de uso do solo e cobertura vegetal para a sequência seguinte de atividades desse tema. A Figura 5 apresenta os limites das bacias contribuintes à confluência analisada.

Figura 5¹ – Bacia hidrográfica do riacho seco a montante da seção de estudo e região hidrográfica das bacias dos córregos tributários ao over-chute



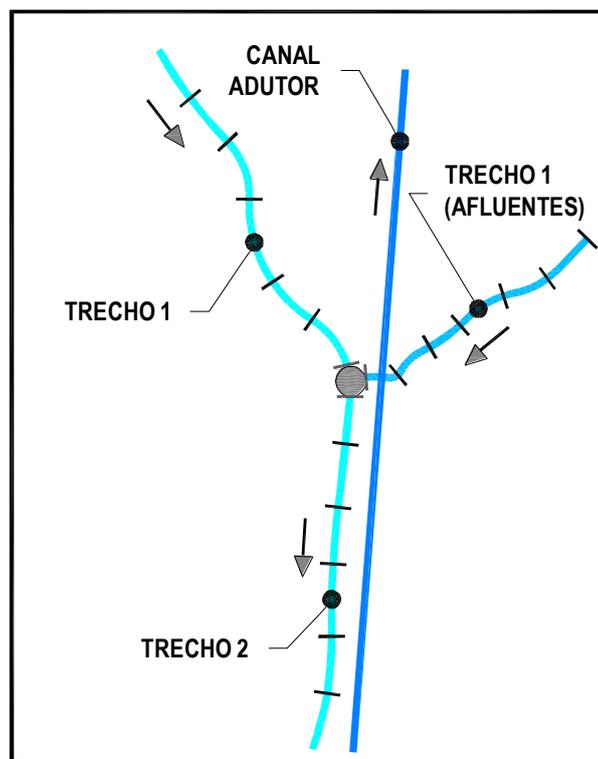
Fonte: Carta SC-24-X-C-III (DSG)

¹ As coordenadas estão no sistema UTM, os eixos N e E em km, os limites das bacias em vermelho tracejado, o eixo do Canal Adutor em azul com estaqueamento em km+m (quilômetro+metro).

O caso a ser estudado, trata-se de uma confluência convergente definida a partir de três seções de cálculos que definem a convergência: as seções das extremidades de jusante dos trechos dos riachos a montante da confluência, trecho 1 do riacho seco e trecho 1 do afluente, e a seção localizada na extremidade de montante do trecho 2 do riacho seco, a jusante da confluência, representadas no esquema da Figura 6 pelos traços na cor cinza, transversais aos alinhamentos. As seções representadas pelos traços transversais aos alinhamentos, na cor preta, ajudarão a analisar as elevações dos níveis a montante da confluência, em cada trecho de montante, e também à sua jusante, no trecho de jusante – trecho 2 do riacho seco (Paiva *et al*, 2011).

As vazões (Q) e as elevações das lâminas d'água (H_A) nas sessões de controle (traços transversais ao eixo dos riachos), foram analisadas nos três trechos (1, 2 e 3) do esquema.

Figura 6 – Representação esquemática de um sistema com três trechos de rios e uma confluência



(Adaptada de Paiva *et al*, 2011)

O semiárido Alagoano apresenta chuvas pouco frequentes, encontrando-se muito antropizado. Pelas características da região: com solo raso; formação

cristalina aflorante (solos litólicos) e altas declividades das bacias (Brasil, 1983; Circular Técnica 12, 2002), os hidrogramas de cheias são rápidos, com pequenos tempos de concentração e, conseqüentemente, reduzidos tempos de picos e ainda com tempos de base curtos. Característica também típica da região é que os rios e riachos são intermitentes, permanecendo pouco tempo com água em seus leitos.

A porção da bacia hidrográfica do riacho seco até a seção da confluência (junção) a ser estudada (Figura 5) tem uma área de contribuição de 9,64 km². É uma área bastante antropizada do Sertão Alagoano, com pequena parcela de vegetação natural primária, o que contribui para acelerar o escoamento superficial, aumentando a magnitude dos hidrogramas de cheia e reduzindo os tempos de escoamento das cheias recorrentes, elevando os níveis de água nas seções de controle. Esse assunto será discutido no item 3.2.2.

As áreas das bacias tributárias dos quatro córregos – B_{T1} a B_{T4} – e da bacia remanescente – B_{T5}, foram rotuladas nesse trabalho como região hidrográfica das bacias tributárias (Figura 5). As águas provenientes dessa região hidrográfica afluem ao riacho seco através do over-chute 03 (Figura 7). A região hidrográfica das bacias tributárias tem uma área de contribuição de 5,93 km² e tem, basicamente, as mesmas características da bacia do riacho seco.

O trecho do canal adutor do sertão alagoano, do quilômetro (km) 64,7 ao km 69,02 foi um trecho que requereu soluções de engenharia não convencionais para resolver o problema da macrodrenagem. O dique esquerdo do canal, paralelo ao riacho seco que, em toda essa extensão com fluxo contrário ao fluxo do canal, está mais próximo do riacho seco (aproximadamente 80 m de eixo a eixo) sendo que o talude externo aproxima-se bastante do eixo do riacho em algumas seções, como nos trechos do km 65,5 ao km 65,9 e do km 66,5 ao 68,2, sendo assim, caso haja inundação muito acima da calha principal do riacho seco, poderá causar danos ao talude do canal, erodindo-o.

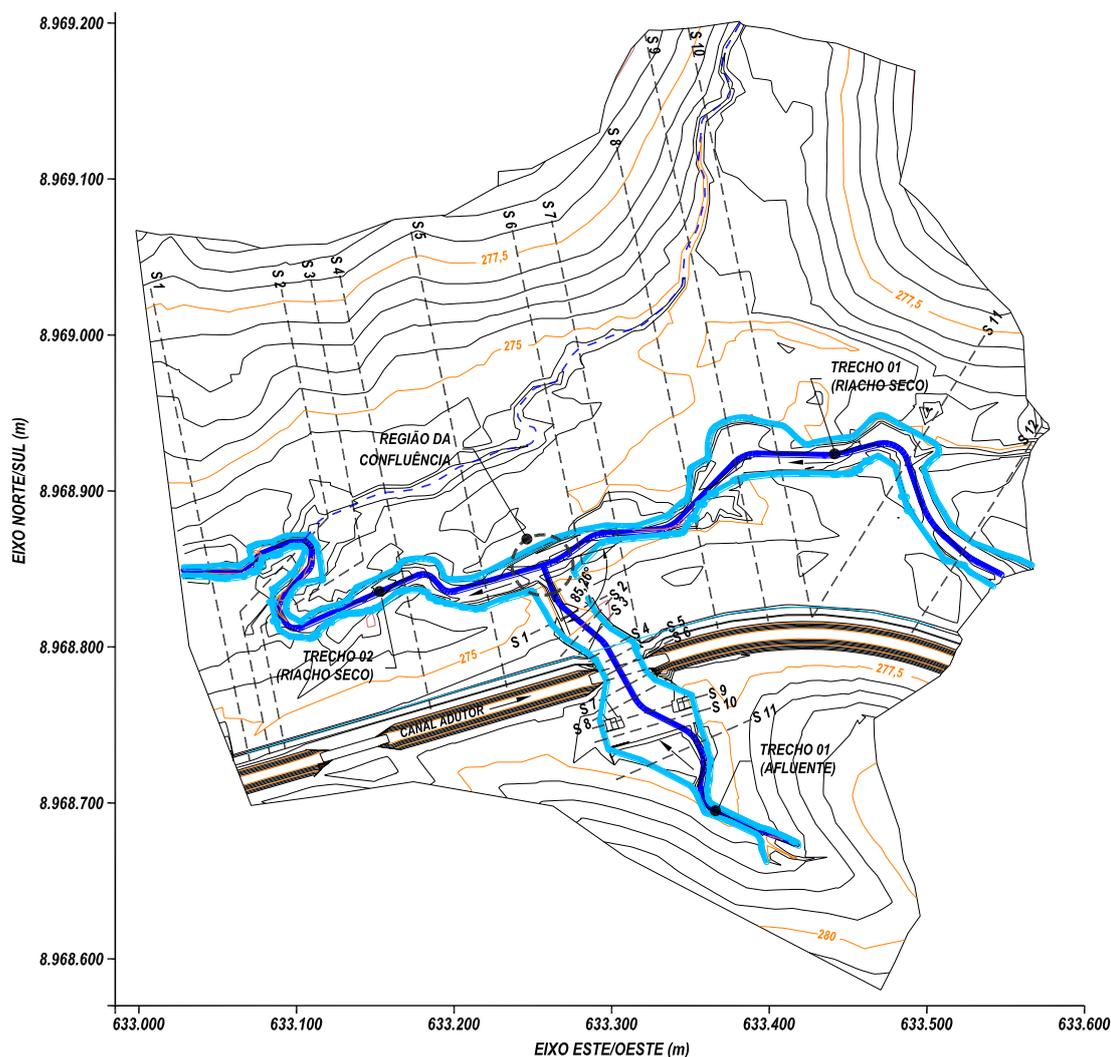
O traçado do canal a partir do cruzamento com o riacho seco, realizado por meio de uma ponte-canal com 150m de extensão (do km 64,52 ao km 64,85), avançou em direção a maior elevação já encontrada a ser transposta, até culminar

no emboque do túnel mandacaru, na seção do km 69,02. Ao longo desse percurso, a calha do canal vai se aprofundando ao mesmo tempo que cruza com talvegues tributários do riacho seco. Nos dois primeiros talvegues após o km 64,85, a solução proposta foi a construção de bueiros com seus deságues já no limite mínimo do fundo do riacho seco. A travessia do talvegue seguinte com o canal do sertão foi realizada por um over-chute (over-chute 2 – km 67,098).

No km 67,28 foi projetada a terceira estrutura de drenagem sobre o canal – over-chute 3 (Figura 7), que reúne as águas de quatro riachos, das denominadas microbacias B_{T1} a B_{T4} e da valeta de drenagem da microbacia B_{T5} . As águas de dois dos riachos escoam para dois pequenos lagos (lagos 1 e 2 formados por meio dos diques 1 e 2), podendo ser vertidas para os canais de ligação 1 e 2, até interceptarem o terceiro riacho, chegando a seção inicial do canal de cintura daí, escoando através deste canal, até a sua seção mais a jusante, no emboque do over-chute 3 (estrutura de drenagem). O quarto córrego aduz sua vazão diretamente ao over-chute 3 e a valeta de drenagem, inserida na B_{T5} , também aduz sua vazão até a esta estrutura de drenagem. Toda a vazão que aí chega é canalizada pelo over-chute 3 e chega à região de confluência com o riacho seco.

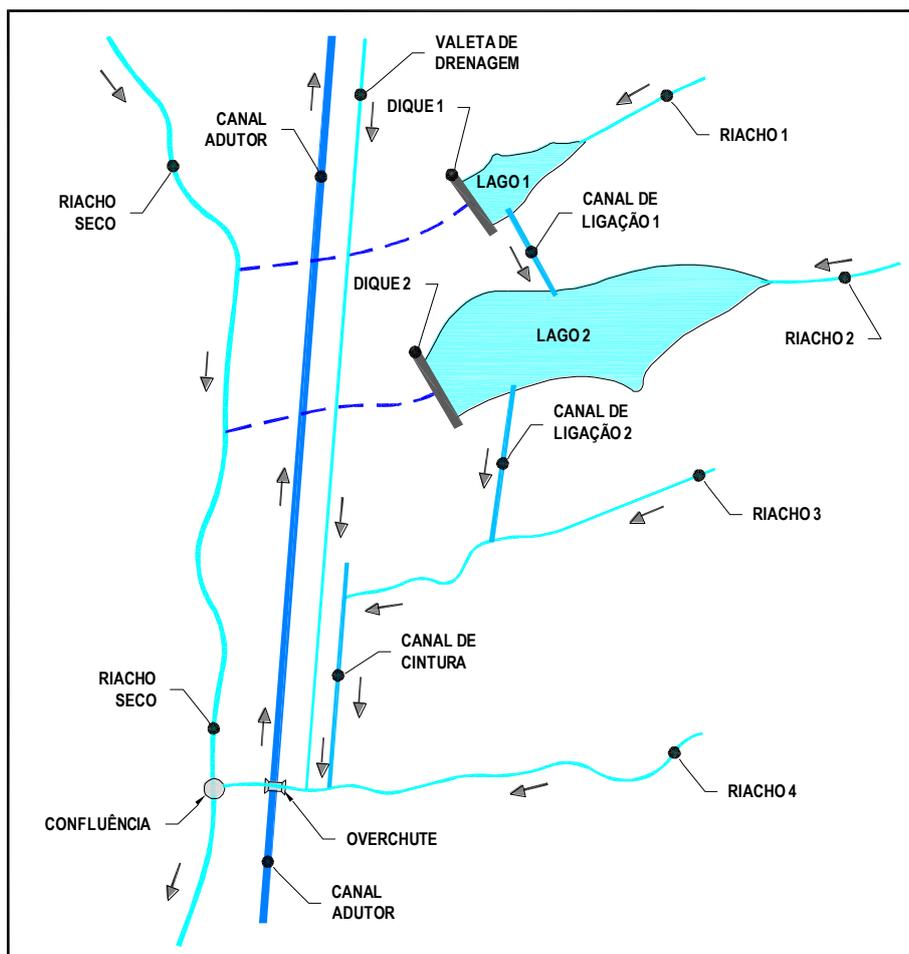
A Figura 7 ilustra a estrutura do canal de drenagem (over-chute 3) sobre o canal do sertão. Essa estrutura – terceira travessia de drenagem desse tipo sobre o canal do sertão – é composta: de uma estrutura para dissipação de energia (recebe água do canal de cintura, do córrego da B_{T4} e da valeta de drenagem); de uma estrutura para passagem de veículos (passagem molhada); de uma estrutura denominada de canal de aproximação, de uma estrutura de travessia (trecho central) e, finalmente, de uma estrutura denominada de canal de fuga (Seinfra, 2005).

Figura 8 – Detalhamento topográfico da região de confluência e seções de controle



A Figura 9, de forma esquemática, ilustrar o macro sistema de drenagem em estudo composto por: quatro riachos; uma valeta de drenagem; dois diques; dois lagos; dois canais de ligação; um canal de cintura; uma estrutura de travessia sobre o canal adutor e pelo riacho seco. O ponto de confluência, o canal adutor do sertão e a estrutura do over-chute também são mostrados no esquema. As setas indicam o sentido do fluxo de água do sistema de drenagem e do canal adutor do sertão. Essa figura ajuda a entender a disposição espacial e a operação do sistema de macrodrenagem que envolve a área de estudo.

Figura 9 – Representação esquemática do macro sistema de drenagem das bacias estudadas



3.2 Materiais disponíveis

3.2.1 Topografia

As bases cartográficas que possibilitaram a estruturação física do modelo incluem a carta com índice de nomenclatura SC-24-X-C-III – escala (E_s) 1:100.000, produzida pela Diretoria de Serviço Geográfico do Exército (DSG); ortofotos métricas aéreas da região em escala 1:15.000 (Oliveira, 1993); imagem do Google Earth; levantamento cartográfico digital proveniente de restituição aerofotogramétrica, baseado em ortofotos aéreas, obtidas em $E_s = 1:15.000$, com desenhos elaborados em $E_s = 1:5.000$, concluído em 1993, em convênio firmado entre a Secretaria Nacional de Irrigação – SENIR e o Instituto de Terras de Alagoas – ITERAL; levantamento topográfico, realizado via terrestre com a utilização de estação total, sendo realizado adensamento de pontos topográficos da faixa de implantação das obras do canal do sertão, cedido pela empresa COHIDRO –

Consultoria, Estudos e Projetos Ltda, com desenhos elaborados em $E_s = 1:1.000$, com curvas de nível equidistantes de 1 m; projetos básico e executivo de terraplenagem do trecho de interesse do canal adutor do sertão alagoano, também cedidos pela COHIDRO – Consultoria, Estudos e Projetos Ltda (Seinfra, 2005).

Para o desenvolvimento do trabalho, mais recentemente (maço de 2014), foi realizado um levantamento topográfico adicional mapeando-se em detalhes a superfície do solo nas imediações da confluência, revelando assim o melhor que se pode às irregularidades do terreno, mais especificamente nos trechos a montante da confluência tanto no riacho seco como no trecho do afluente final das microbacias, passando no trecho canalizado pelo over-chute 3 e um pouco além e também no trecho de jusante do riacho seco a partir da confluência, trechos onde foram posicionadas as seções de controle. O levantamento topográfico incluiu também a calha do canal adutor e seus diques (esquerdo e direito) até a conexão com as áreas adjacentes aos trechos dos riachos estudados. Essa região havia sido descaracterizada, em comparação com o levantamento original, devido ao tráfego de equipamentos e aos serviços de terraplenagem, durante a construção do canal adutor e do over-chute 3.

Mais especificamente, o objetivo desse levantamento adicional nos trechos analisados, foi o de se obter mais confiabilidade da superfície onde há escoamento de água pluvial, proveniente das regiões à montante da confluência e também o trecho de jusante do riacho seco. Para obtenção de uma superfície detalhada, foi realizado um adensamento de pontos precisos, tendo sido utilizadas referências cartográficas² que foram usadas para a locação planialtimétrica do canal adutor, de tal maneira a não ocorrer discrepância entre as altitudes reais da obra, já executadas, e as altitudes apresentadas nesse trabalho em relação à superfície gerada. Os pontos levantados trazem informações tridimensionais (Norte, Este e Altitude – N, E, H) no sistema UTM (Universal Transversa de Mercator) e foram obtidos por meio do método de levantamento planialtimétrico por irradiação,

² Referências utilizadas. Os marcos topográficos denominados M_{11} e M_{12} , situados no fuso 23, cujas coordenadas UTM (N e E), e altitudes (H) são: $N_{M11} = 8.968.794,364m$, $E_{M11} = 633.159,742m$, $H_{M11} = 274,621m$; $N_{M12} = 8.968.757,590m$, $E_{M12} = 633.456,745m$, $H_{M12} = 279,486m$.

utilizando um receptor gps (global positioning system) de primeira ordem no modo rtk (real time kinematic). Os pontos foram posicionados o mais próximo possível uns dos outros, definindo em detalhes os pontos que definem as regiões de inflexões do terreno, para não ocultar elevações, depressões, cristas e saias de barrancos, calhas dos talwegues, e outras singularidades que pudessem interferir de forma anormal no escoamento superficial simulado pelo modelo hidrodinâmico (Casaca *et al*, 2007, p. 151).

Os pontos obtidos do levantamento topográfico foram processados com a utilização do programa de topografia Auto Cad Land Civil 3D, que gerou uma superfície triangular. Cada três pontos geram um plano que interceptam outros planos adjacentes nas suas arestas, formando dessa forma uma superfície, tanto mais confiável quanto mais próximos os pontos estiverem. (Casaca *et al*, 2007; Garcia, 1984, p. 159) O levantamento teve esse objetivo, e a superfície gerada foi utilizada para geração de seções de perímetros confiáveis (seções de controle), para aplicação do modelo hidrodinâmico proposto. Foram geradas 12 seções de controle no riacho seco, cinco (5) seções a jusante da confluência e sete (7) seções a montante, e 11 seções de controle no afluente.

As delimitações das bacias e dos trechos estudados foram realizadas tendo como bases de apoio os materiais disponíveis já descritos. O sistema de drenagem da região é formado por seis (6) microbacias, sendo cinco (5) situadas na margem direita do canal adutor e a bacia do riacho seco posicionada na margem esquerda. A Figura 10 ilustra, de forma esquemática, as bacias estudadas e a Tabela 1, suas respectivas áreas onde: A_B é a área da bacia (microbacia).

A Figura 10 mostra a posição de cada bacia inserida na região hidrográfica das microbacias: bacia tributária 1 (B_{T1}), bacia tributária 2 (B_{T2}), bacia tributária 3 (B_{T3}), bacia tributária 4 (B_{T4}), bacia tributária 5 – bacia remanescente (B_{T5}) e bacia do riacho seco (B_{RS}).

Figura 10 – Representação esquemática das bacias contribuintes

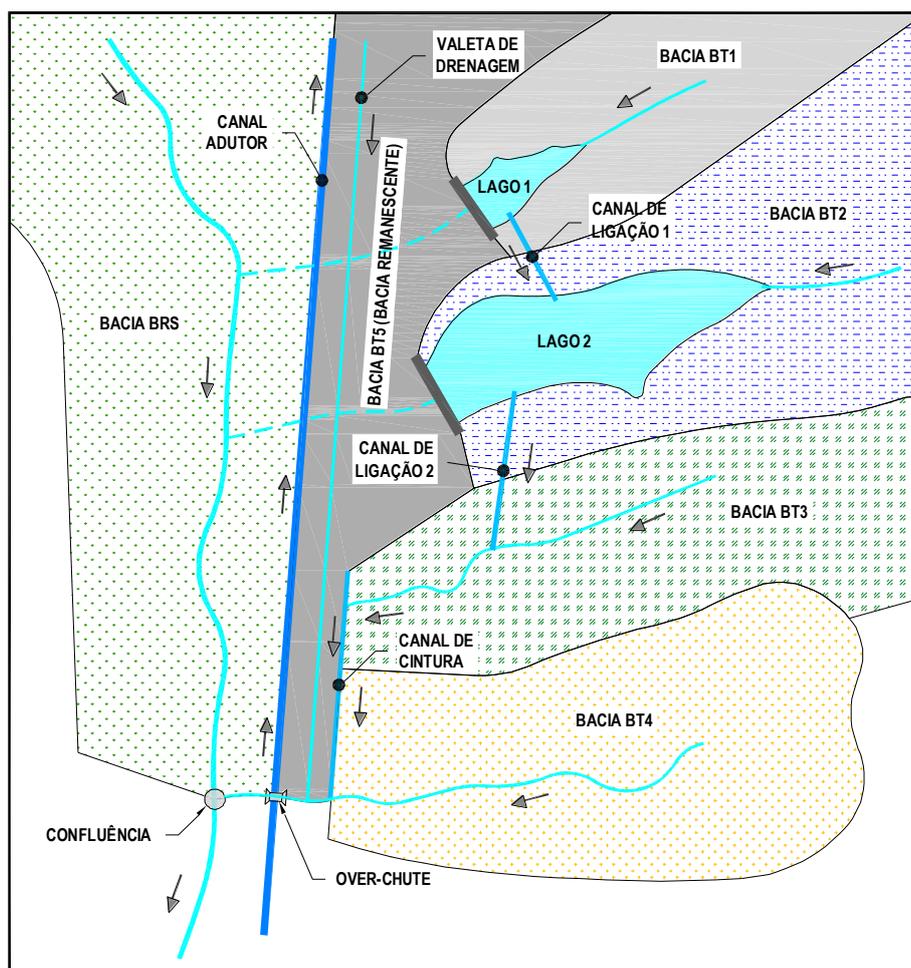


Tabela 1 – Áreas das microbacias da região de estudo

Bacia	B _{T1}	B _{T2}	B _{T3}	B _{T4}	B _{T5}	B _{RS}
A _B (m ²)	129.015,2	2.091.915,7	3.330.257,3	175.577,7	205.435,5	9.635.347,6

3.2.2 Modelo hidrológico

O trabalho foi desenvolvido, numa área de um projeto executado recentemente e já em operação, que atenderá várias demandas de ordem estruturante dos recursos hídricos (abastecimento humano, irrigação, etc.), sendo um projeto de grande apelo social e econômico. A região é caracterizada por rios intermitentes ou efêmeros: o escoamento no leito ocorre apenas durante eventos chuvosos e permanece por pouco tempo após estes eventos. Não há registros sistemáticos de vazão, o que impede a calibração dos modelos utilizados. As séries de chuvas possuem falhas, mas permitem uma análise razoável dos eventos

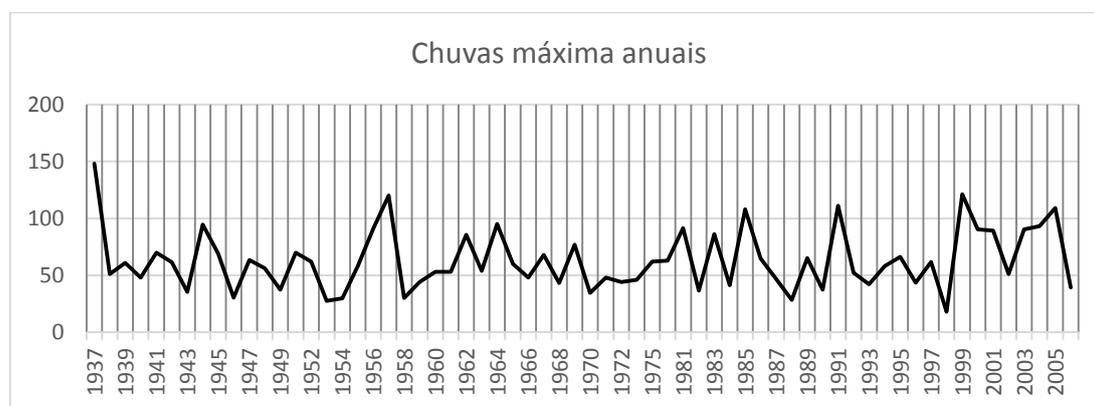
extremos, entretanto, deve-se destacar a grande variabilidade espacial e temporal da precipitação (Tucci, 2007, p. 220).

Em bacias pequenas com grande número de cursos de água, como é o caso analisado, as respostas são muito rápidas e o efeito espacial da precipitação fica acentuado (Garcez, 1988, p. 50; Tucci, 2007, pp. 180 e 393).

Desta forma, diversos parâmetros utilizados nas simulações foram obtidos de forma sintética, a partir de caracterização física da região e com base em valores médios da literatura. As principais simplificações nas análises, que podem gerar incerteza importante nos resultados, serão discutidas mais adiante.

Os dados de chuva foram obtidos do posto mais próximo das bacias, o posto (00937013), cuja série de máximos anuais é apresentada na Figura 11. O posto (00937013) localiza-se na cidade de Delmiro Gouveia, Estado de Alagoas e fica a uma distância aproximada de 25km da confluência estudada. Ainda foi utilizado o posto (00638034), devido ao fato de que, as vazões do projeto para drenagem do canal adutor foram determinadas a partir dos dados desse posto. Nesse trabalho será realizada uma simulação com as vazões provenientes dos dados de chuva do posto (00638034), o posto está localizado no município de São Gonçalo, no Estado da Paraíba, e seus dados serão utilizados para determinar uma vazão para um TR de 50 anos. Os demais dados de vazão foram calculados com a utilização dos dados de chuva do posto de Delmiro Gouveia (00937013).

Figura 11 – Série das chuvas de máximas diárias anuais do posto Delmiro Gouveia – AL (Código: 00937013)



A partir da série de máximos diários, foram aplicados os coeficientes de duração mostrados na Tabela 2, conforme Tucci (1997), para desagregação em durações menores. A partir das séries geradas para as durações de 24 horas até 5 minutos, as curvas de Intensidade Duração e Frequência – IDF, foram determinadas com um ajuste de Gumbel.

Tabela 2 – Relações entre durações (CETESBE, 1979)

Relação	Brasil	Estados Unidos U. S. W. Bureau	Estados Unidos Denver
5min/30min	0,34	0,37	0,42
10min/30min	0,54	0,57	0,63
15min/30 min	0,70	0,72	0,75
20 min/30 min	0,81		0,84
25 min/30 min	0,91		0,92
30 min/1h	0,74	0,79	
1h/24h	0,42		
6h/24h	0,72		
8h/24h	0,78		
10h/24h	0,82		
12h/24h	0,85		
24h/1d	1,14*	1,13	
24h/1d	1,10**		

* Valor da cidade de São Paulo

** Taborga (1974).

Os valores de precipitação para diferentes durações e tempos de recorrência obtidos a partir do ajuste da distribuição Gumbel aparecem na Tabela 3.

Tabela 3 – Valores de precipitação para diferentes durações e tempos de recorrência obtidos a partir do ajuste da distribuição Gumbel

TR	Yt	1 dia	Duração (min.)											
			1440	720	600	480	360	60	30	25	20	15	10	5
2	0,367	58,7	66,9	56,9	54,9	52,2	48,2	28,1	20,8	18,9	16,8	14,6	11,2	7,1
5	1,500	82,3	93,8	79,7	76,9	73,1	67,5	39,4	29,1	26,5	23,6	20,4	15,7	9,9
25	3,199	117,6	134,0	113,9	109,9	104,5	96,5	56,3	41,7	37,9	33,7	29,2	22,5	14,2
50	3,902	132,2	150,7	128,1	123,6	117,5	108,5	63,3	46,8	42,6	37,9	32,8	25,3	15,9
100	4,600	146,7	167,2	142,1	137,1	130,4	120,4	70,2	52,0	47,3	42,1	36,4	28,1	17,7
200	5,296	161,1	183,7	156,2	150,6	143,3	132,3	77,2	57,1	52,0	46,2	40,0	30,8	19,4
500	6,214	180,2	205,5	174,6	168,5	160,3	147,9	86,3	63,9	58,1	51,7	44,7	34,5	21,7
1.000	6,907	194,6	221,9	188,6	181,9	173,1	159,8	93,2	69,0	62,8	55,9	48,3	37,2	23,4
1.500	7,313	203,1	231,5	196,8	189,8	180,6	166,7	97,2	71,9	65,5	58,3	50,4	38,9	24,5
Média		63,1	71,9	61,1	59,0	56,1	51,8	30,2	22,3	20,3	18,1	15,6	12,1	7,6
Desvio Padrão		26,7	30,4	25,8	24,9	23,7	21,9	12,8	9,4	8,6	7,7	6,6	5,1	3,2

A determinação das vazões de projeto para os diferentes cenários em proposição (apresentados mais adiante), foram obtidas a partir das seis microbacias que confluem para a região de estudo denominadas de bacia do riacho seco (B_{RS}) e de bacias tributárias de 1 a 5 ($B_{T1} - B_{T5}$).

Tabela 4 – Dados de chuva de projeto usados na geração dos hidrogramas para diferentes cenários

Chuvas de projeto (mm)								
Tempo (min)	TR 5	TR 25	TR 50	TR 100	TR 200	TR 500	TR 1000	TR 50 ³
10	15,7	22,5	25,3	28,1	30,8	34,5	37,2	29,1
20	23,6	33,7	37,9	42,1	46,2	51,7	55,9	48,7
30	29,1	41,7	46,8	52,0	57,1	63,9	69,0	62,2
40	34,7	49,5	55,7	61,8	67,9	75,9	82,0	72,2
50	38,1	54,4	61,2	67,9	74,6	83,4	90,1	81,4
60	39,4	56,3	63,3	70,2	77,2	86,3	93,2	90,3
70	44,9	64,1	72,1	80,0	87,9	98,3	106,1	94,4
80	50,0	71,5	80,4	89,2	98,0	109,6	118,3	100,0
90	54,9	78,4	88,1	97,8	107,5	120,2	129,8	104,2
100	59,4	84,9	95,4	105,9	116,3	130,1	140,5	108,1
110	63,6	90,9	102,2	113,4	124,6	139,4	150,5	111,8
120	67,5	96,5	108,5	120,4	132,3	147,9	159,8	115,2

A Tabela 4 a seguir, apresenta as chuvas de projeto para o posto de Delmiro Gouveia (00937013), AL, para os TR de 5 anos a 1.000 anos, com intervalos de 10 min. até 120 min., e as chuvas para o TR de 50 anos (na última coluna) para o posto de São Gonçalo, PB, considerando os mesmos intervalos de tempo. A determinação das vazões de projeto para a análises na confluência foram obtidas a partir das informações dos dados de chuvas dos postos indicados, da geração da curva IDF, das informações cartográficas disponíveis, dos levantamentos de campo, e das referências bibliográficas consultadas.

A região das microbacias apresenta-se com pouco ou nenhuma vegetação de caatinga, solos rasos com afloramento rochoso (solos litólicos), declividades elevadas, praticamente sem cultivo, e, no final das estiagens, o solo apresenta-se ainda mais livre de vegetais causando um rápido escoamento nas primeiras chuvas. Assim sendo, os valores de CN das microbacias nesse trabalho, tido como uma incerteza devido à falta de informações na região de estudo, foram determinados em função das informações de uso e ocupação do solo da região, de observação de

³ Posto (00638034) de São Gonçalo, PB.

imagens de satélites, das análises visuais das visitas realizadas a campo, e da literatura como sendo a mais importante diretriz pelo fato de não haver parâmetro de CN definido para a região (Neto *et al*, 2012; Tucci, 2007, p. 405; Lobato *et al*, 2009).

Observando a Figura 12, nota-se que o solo da área já é bem exposto, e a região apresenta-se degradada, há pouca vegetação de caatinga e o solo não é cultivado em sua maior extensão de área.

Figura 12 – Visualização do uso e ocupação do solo nas microbacias



Fonte: Google Earth

Os dados de áreas das bacias (A_B), comprimentos dos talvegues desde a nascente à seção de estudo (L_T), os desníveis das bacias desde a sua nascente à seção de estudo (ΔH) e o CN, adotados como dados de entrada no modelo hidrológico, aparecem na Tabela 5.

Tabela 5 – Elementos hidráulicos e geométricos das microbacias

Bacia	B_{T1}	B_{T2}	B_{T3}	B_{T4}	B_{T5}	B_{RS}
A_B (m ²)	129.015,2	2.091.915,7	3.330.257,3	175.577,7	205.435,5	9.635.347,6
L_T (m)	441,0	2.363,0	3.908,0	535,0	1.722,3	7.382,0
ΔH (m)	14,0	30,0	36,5	13,5	17,0	65,5
CN	90	90	85	90	92	90

Nas microbacias B_{T1} e B_{T2} encontram-se dois pequenos lagos (Figura 13) que fazem parte do sistema de drenagem do canal adutor, denominados de lago 1 (situado na B_{T1}) e lago 2 (inserido na B_{T2}). Os dados hidráulicos de ambos os lagos, também utilizados como dados de entrada no modelo hidrológico, são apresentados na Tabela 6 e na Tabela 7, respectivamente, elementos hidráulicos do lago 1 e elementos hidráulicos do lago 2. Os lagos causarão um amortecimento dos 'picos' de vazões provenientes das bacias B_{T1} e B_{T2} .

Tabela 6 – Elementos hidráulicos do Lago 1 (cota x área x volume)

Lago 1						
H_A (m)	A_L (m ²)	V_L (m ³)	V_{LA} Acumulado (m ³)	Volume (%)	Vazão (m ³ /s)	Dados do Vertedor
285,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0	
286,00	314,25	157,13	157,13	4,18	0	
286,50	1.368,84	684,42	841,44	22,41	0	L = 7m
287,00	3.134,51	3.134,51	2.408,80	64,14	0	cd = 2
287,30	4.488,16	1.346,45	3.755,25	100,00	0	H = 287,3m (soleira)
288,00	8.354,46	5.848,12	9.603,37		8,20	H = 289,0m (topo do dique)
288,30	10.713,03	3.213,91	12.817,28		14,00	

Tabela 7 – Elementos hidráulicos do Lago 2 (cota x área x volume)

Lago 2						
H_A (m)	A_L (m ²)	V_L (m ³)	V_{LA} Acumulado (m ³)	Volume (%)	Vazão (m ³ /s)	Dados do Vertedor
281,70	0,00	0,00	0,00	0,00	0	
282,00	1.280,43	384,13	384,13	0,38	0	
282,50	5.972,18	2.986,09	3.370,22	3,36	0	
283,00	10.836,61	5.418,31	8.788,52	8,77	0	
283,50	21.971,16	10.985,58	19.774,10	19,73	0	
284,00	29.856,31	14.928,16	34.702,26	34,63	0	L = 10m
284,50	41.050,88	20.525,44	55.227,70	55,11	0	cd = 2
285,00	52.879,03	26.439,52	81.667,21	81,50	0	H = 285,3m (soleira)
285,30	61.799,50	18.539,85	100.207,06	100,00	0	H = 286,3m (topo do dique)
286,00	86.728,20	60.709,74	160.916,80		11,71	
286,30	101.910,15	30.573,05	191.489,85		20,00	

A Figura 13 ajuda a ilustrar os procedimentos na determinação das vazões de cada microbacia (diagrama unifilar). Essa figura apresenta os diversos nós onde foram determinadas as vazões que atravessam cada nó. Foram determinadas as vazões de entrada e saída nos nós: o nó 1 define a vazão de entrada e saída e seu hidrograma resultante; o nó 2, as vazões de entrada (inclui o hidrograma resultante da bacia B_{T1}) e saída na bacia B_{T2} ; o nó 4, a vazões de entrada (inclui o hidrograma

resultante da bacia B_{T2}) e saída na bacia B_{T3} ; a vazão que chega no nó 5 foi determinada através do hidrograma da bacia B_{RS} , mais a vazão que sai do nó 4 proveniente do hidrograma resultante das microbacias B_{T1} a B_{T5} .

As vazões foram calculadas com a utilização do modelo hidrológico IPHS1 (programa desenvolvido pelo Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul), a partir dos dados apresentados na Tabela 4, Tabela 5, Tabela 6, e Tabela 7, fornecendo as informações de vazão para posterior utilização no modelo hidrodinâmico. Os hidrogramas de saída, para diferentes Tempos de Recorrência (TR) foram definidos.

As vazões no nó 4 e no nó 5 foram obtidas considerando dois níveis iniciais nos lagos 1 e 2. Primeiro foi considerado o lago 1 completamente vazio ($H_A = 285,50\text{m}$ e um volume de reserva nulo: $V_{LA} = 0\text{m}^3$) no momento que começa a chuva de projeto, depois foi considerado o lago 1 estando completamente cheio ($H_A = 287,30\text{m}$ – topo da soleira do vertedouro – com volume de reserva $V_{LA} = 3.755,25\text{m}^3$). As considerações para os volumes iniciais do lago 2 no momento da chuva de projeto, foram as mesmas adotadas para o lago 1, isto é, lago 2 completamente vazio ($H_A = 281,70\text{m}$ e um volume de reserva nulo: $V_{LA} = 0\text{m}^3$) no momento que começa a chuva de projeto, depois foi considerado o lago 2 estando completamente cheio ($H_A = 285,30\text{m}$ – topo da soleira do vertedouro – com volume de reserva $V_{LA} = 100.207,06\text{m}^3$). A Tabela 6 e a tabela Tabela 7 apresentam os volumes iniciais nos lagos, no início de cada evento chuvoso, destacados na cor cinza para cada caso, considerando o lago 1 e o lago 2 respectivamente.

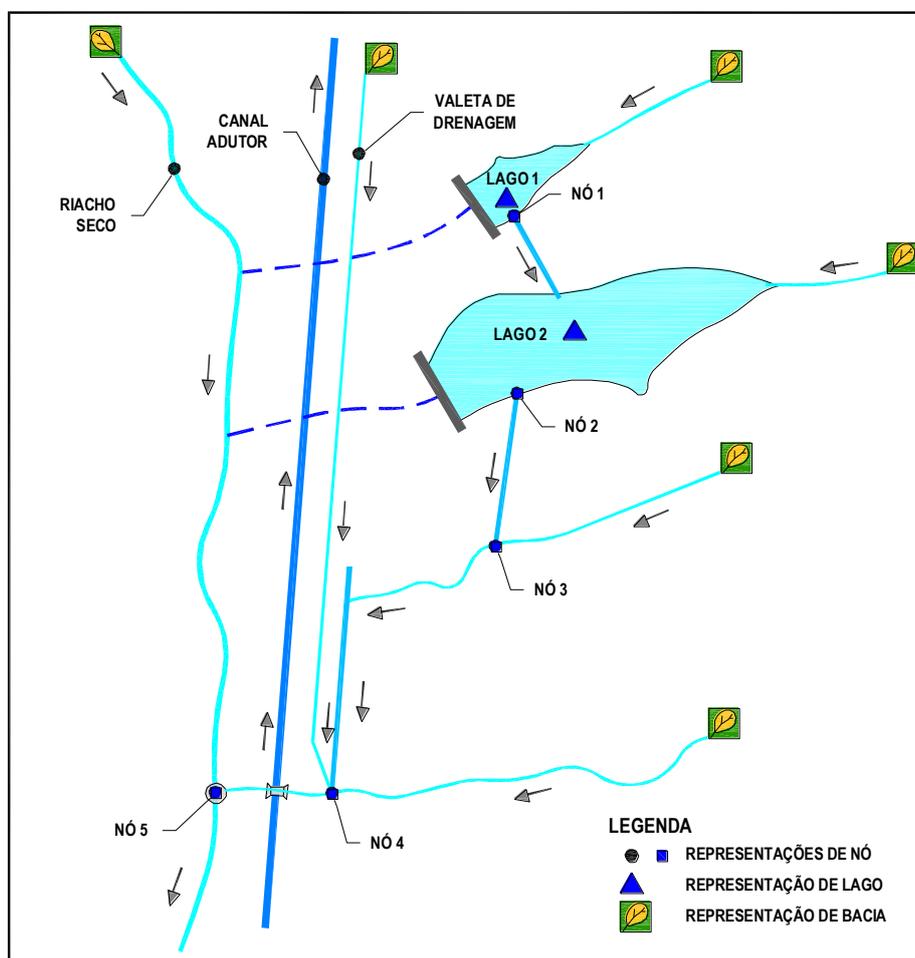
Ainda na Figura 13 são indicadas as posições relativas dos nós para determinação de vazões dos hidrogramas para entradas no modelo hidrodinâmico, o nó 1 foi posicionado no vertedouro de saída do lago 1; o nó 2 foi posicionado no vertedouro na saída do lago 2, e recebe a contribuição das parcelas das bacias B_{T1} e B_{T2} ; o nó 3 está localizado na junção do canal de ligação 2 com o talvegue da B_{T3} , esse nó recebe a contribuição das parcelas superiores das bacias B_{T1} , B_{T2} e B_{T3} ; o nó 4 está localizado na estrutura do dissipador de energia do over-chute e recebe as vazões de toda a região hidrográfica das bacias tributárias e; o nó 5 está na

confluência a ser analisada, esse nó recebe todas as vazões provenientes da área à montante, do próprio nó, da bacia do riacho seco (B_{RS}) e das bacias tributárias (B_{T1} a B_{T5}).

As linhas azuis tracejadas na Figura 13 indicam os fluxos interrompidos devido a construção do dique 1 e do dique 2.

Os hidrogramas resultantes nos nós 4 e 5 definem as vazões utilizadas no modelo hidrodinâmico para as observações das elevações das lâminas, tanto no afluente como no riacho seco.

Figura 13 – Esquema das localizações dos nós de controle de vazões nas microbacias



As definições das vazões com a utilização do modelo hidrológico IPHS1 foram determinantes na obtenção dos dados de vazão para o estudo hidrodinâmico apresentado no item 3.2.3.

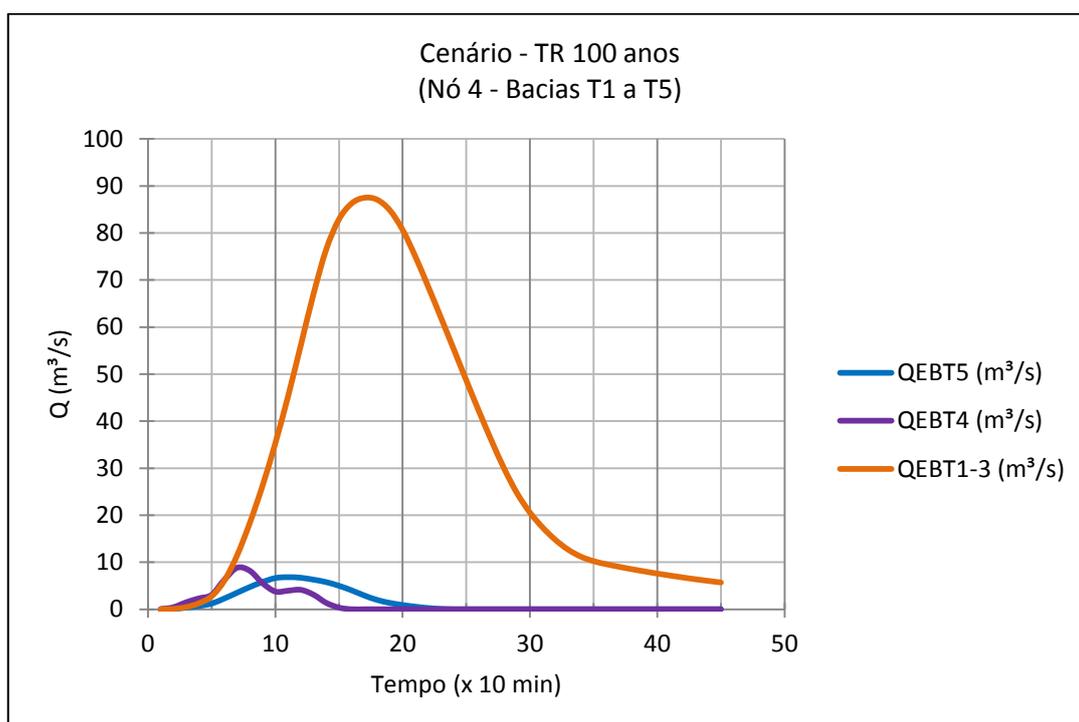
As vazões que atravessam a seção do nó 4 são provenientes das bacias 1 a 5. Considerando os lagos 1 e 2 cheios (nível d'água – NA – no topo da soleira do vertedouro) a Tabela 8 destaca, em faixas na cor cinza, as vazões máximas e o tempo correspondente para as vazões esperadas para um Tempo de Recorrência de cem anos (TR = 100). A coluna “int. (x 10 min.)” mede os intervalos de tempo entre os incrementos de vazão; a coluna “ Q_{EBT5} ” contém as vazões provenientes da B_{T5} ; a coluna “ Q_{EBT4} ” contém as vazões afluentes pela bacia B_{T4} e; a coluna “ Q_{EBT1-3} ” apresenta as vazões que chegam através das bacias B_{T1} , B_{T2} e B_{T3} .

Tabela 8 – Hidrogramas conectados de três bacias no nó 4 para TR 100 anos (Posto de Delmiro Gouveia, AL)

Hidrogramas			
Int. (x 10 min.)	Q_{EBT5} (m ³ /s)	Q_{EBT4} (m ³ /s)	Q_{EBT1-3} (m ³ /s)
1	0,01	0,02	0,01
2	0,10	0,43	0,08
3	0,34	1,48	0,46
4	0,69	2,32	1,28
5	1,22	3,06	2,76
6	2,30	6,28	6,11
7	3,52	8,83	11,47
8	4,73	8,18	18,39
9	5,80	5,54	26,31
10	6,64	3,77	35,30
11	6,82	3,95	45,28
12	6,70	4,13	56,13
13	6,29	3,10	67,03
14	5,77	1,36	76,52
15	4,99	0,35	82,91
16	4,02	.	86,30
17	2,92	.	87,49
18	1,98	.	87,08
19	1,35	.	84,83
20	0,90	.	80,67
21	0,55	.	75,00
22	0,26	.	68,65
23	0,08	.	62,07
24	.	.	55,38
25	.	.	48,66
26	.	.	42,06
27	.	.	35,72
28	.	.	29,76
29	.	.	24,62
30	.	.	20,56
31	.	.	17,38
32	.	.	14,76

Os hidrogramas conectados da Figura 14 (resultante dos dados da Tabela 8), calculados para um Tempo de Recorrência de cem anos, mostram também as vazões ao longo do tempo passando pelo nó 4. As vazões “ Q_{EBT5} ”, provenientes da B_{T5} , são mostradas no gráfico azul; as vazões “ Q_{EBT4} ”, afluentes pela bacia B_{T4} , são apresentadas no gráfico da cor violeta e; as vazões “ Q_{EBT1-3} ” que chegam pelas bacias B_{T1} , B_{T2} e B_{T3} , podem ser vistas no gráfico de cor laranja.

Figura 14 – Hidrogramas conectados que atravessa a seção de controle do nó 4 (posto de Delmiro Gouveia)



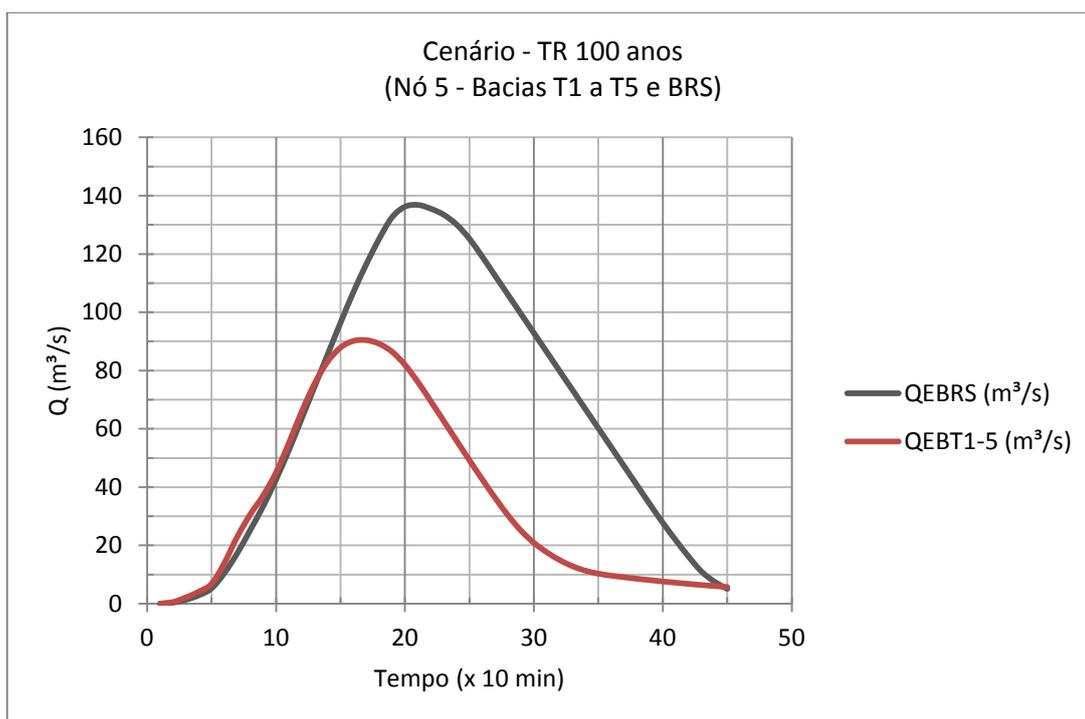
No nó 5, onde fica a região da confluência dos córregos analisados, as vazões podem ser observadas na Tabela 9, sendo destacadas as vazões máximas atingidas, em faixas na cor cinza, para um Tempo de Recorrência de 100 anos. A coluna “int. (x 10 min.)” mede os intervalos de tempo entre os incrementos de vazão; a coluna “ Q_{EBRS} ” contém as vazões provenientes da B_{RS} e a coluna “ Q_{EBT1-5} ” contém as vazões afluentes pelas bacias B_{T1} , B_{T2} , B_{T3} , B_{T4} e B_{T5} .

Tabela 9 – Hidrogramas conectados de duas bacias no nó 5 para TR 100 anos (Posto de Delmiro Gouveia, AL)

Int. (x 10 min.)	Hidrogramas	
	Q_{EBRS} (m ³ /s)	Q_{EBT1-5} (m ³ /s)
1	0,01	0,03
2	0,35	0,56
3	1,35	2,14
4	2,86	4,12
5	5,27	6,81
6	10,57	14,06
7	17,39	23,06
8	25,30	30,67
9	33,47	37,12
10	42,67	45,03
11	52,78	55,18
12	63,69	66,04
13	74,60	75,63
14	85,51	83,04
15	96,40	87,87
16	106,90	90,15
17	116,48	90,41
18	125,18	89,17
19	132,60	86,43
20	136,20	81,96
21	136,82	76,06
22	135,52	69,46
23	133,48	62,71
24	130,10	55,95
25	125,21	49,22
26	119,00	42,61
27	112,47	36,25
28	105,94	30,26
29	99,41	25,05
30	92,87	20,90
31	86,34	17,65
32	79,81	14,98
33	73,28	12,86
34	66,74	11,32
35	60,21	10,31
36	53,68	9,63
37	47,15	9,08
38	40,62	8,57
39	34,09	8,09
40	27,75	7,63
41	21,80	7,21
42	16,15	6,80
43	11,03	6,42
44	7,58	6,06
45	5,08	5,72

Os hidrogramas conectados da Figura 15 (TR 100 anos) ilustram as vazões ao longo do tempo passando pelo nó 5. As vazões “ Q_{EBRS} ”, provenientes da B_{RS} são representadas pelo gráfico da cor cinza, vazões que afluem diretamente ao nó 5, e as vazões “ Q_{EBT1-5} ”, provenientes das B_{T1-5} , são mostradas no gráfico de cor vermelha – são as vazões que atravessaram a seção do nó 4 e que afluem, também ao nó 5, na junção convergente.

Figura 15 – Hidrogramas que atravessam a seção de controle do nó 5 (posto de Delmiro Gouveia)



As vazões resultantes para um Tempo de Recorrência de 100 anos que atravessam o nó 4, são ilustradas no hidrograma da Figura 16 onde, Q_s , representada no gráfico na cor preta, indica a vazão de saída do nó, sendo essa vazão a composição das vazões que afluem ao nó 4, e as vazões que atravessam o nó 5 são ilustradas no hidrograma da Figura 17 onde, Q_s , representada no gráfico na cor preta, informa as vazões de saída do nó 5.

Os dados de chuva para a determinação das vazões apresentadas até então, foram os dados do posto de Delmiro Gouveia (00937013), AL, apresentados na Tabela 4.

Figura 16 – Hidrograma resultante que atravessa a seção de controle do nó 4 (Posto de Delmiro Gouveia, AL)

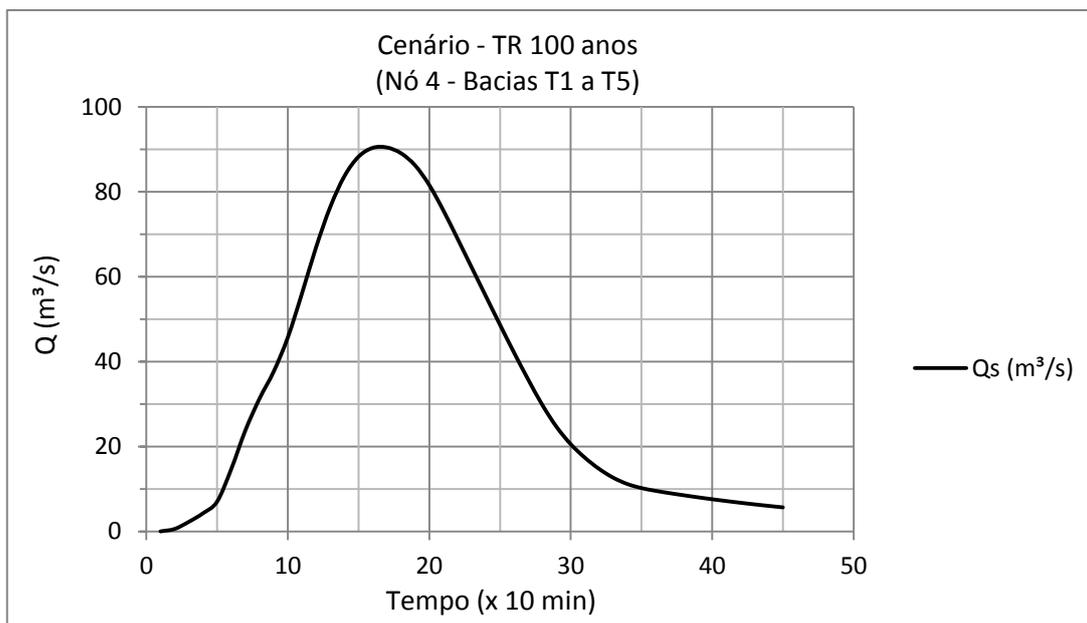
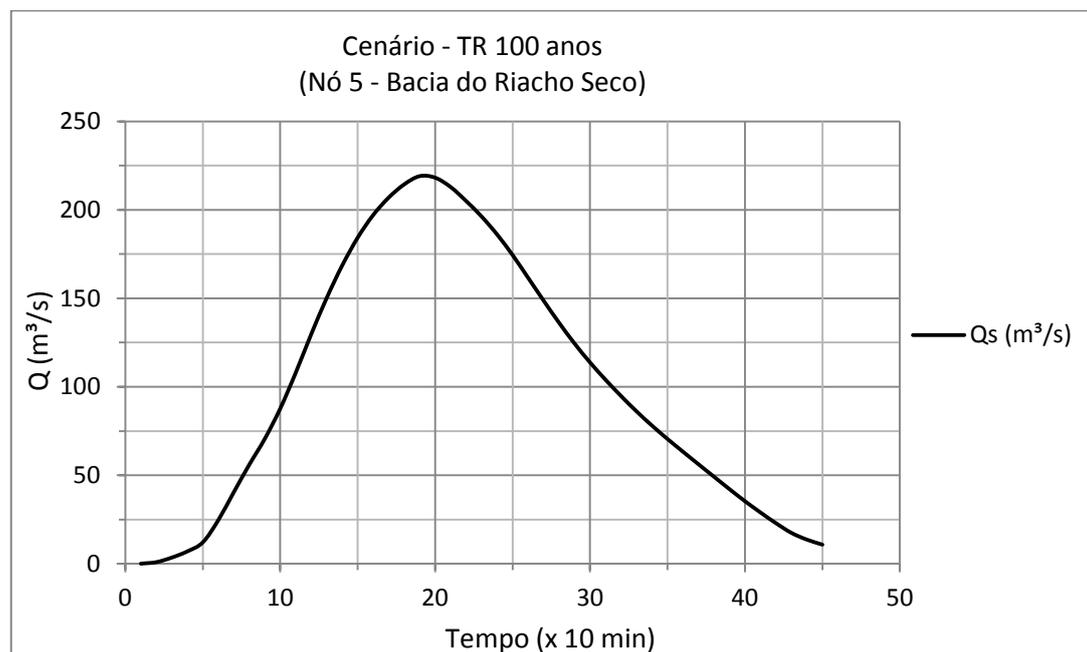


Figura 17 – Hidrograma resultante que atravessa a seção de controle do nó 5 (Posto de Delmiro Gouveia, AL)



A vazão máxima indicada na Figura 16, passa pelo nó 4, 170 minutos depois do início das chuvas (Tabela 10), e a vazão máxima indicada na Figura 17, atravessa o nó 5, 190 minutos após o início do evento chuvoso (Tabela 11). Os tempos em que passam as vazões máximas estão destacados em faixas na cor cinza, tanto na Tabela 10 quanto na Tabela 11.

Tabela 10 – Hidrograma resultante no nó 4 para TR 100 anos (Posto de Delmiro Gouveia, AL)

Int. (x 10min.)	Hidrograma	
	Qe (m³/s)	Qs (m³/s)
1	0,04	0,03
2	0,61	0,61
3	2,28	2,28
4	4,29	4,29
5	7,04	7,04
6	14,69	14,70
7	23,82	23,82
8	31,30	31,30
9	37,65	37,65
10	45,71	45,71
11	56,05	56,05
12	66,96	66,96
13	76,42	76,42
14	83,65	83,65
15	88,25	88,25
16	90,32	90,32
17	90,41	90,42
18	89,06	89,06
19	86,18	86,19
20	81,57	81,57
21	75,55	75,56
22	68,91	68,91
23	62,15	62,15
24	55,38	55,38
25	48,66	48,66
26	42,06	42,06
27	35,72	35,72
28	29,76	29,76
29	24,62	24,62
30	20,56	20,56
31	17,38	17,38
32	14,76	14,76
33	12,68	12,68
34	11,19	11,19
35	10,23	10,23
36	9,58	9,58
37	9,03	9,03
38	8,52	8,53
39	8,05	8,05
40	7,59	7,60
41	7,17	7,17
42	6,76	6,77
43	6,38	6,39
44	6,03	6,03
45	5,69	5,69

Tabela 11 – Hidrograma resultante no nó 5 para TR 100 anos (Posto de Delmiro Gouveia, AL)

Int. (x 10min.)	Hidrograma	
	Qe (m ³ /s)	Qs (m ³ /s)
1	0,04	0,05
2	0,91	0,91
3	3,49	3,49
4	6,98	6,98
5	12,08	12,08
6	24,63	24,63
7	40,45	40,45
8	55,97	55,97
9	70,59	70,58
10	87,70	87,70
11	107,96	107,96
12	129,73	129,73
13	150,23	150,22
14	168,55	168,55
15	184,27	184,26
16	197,05	197,05
17	206,89	206,89
18	214,35	214,36
19	219,03	219,03
20	218,16	218,16
21	212,88	212,88
22	204,98	204,99
23	196,19	196,20
24	186,05	186,05
25	174,43	174,43
26	161,61	161,62
27	148,72	148,72
28	136,20	136,20
29	124,46	124,46
30	113,77	113,77
31	103,99	103,99
32	94,79	94,79
33	86,14	86,13
34	78,06	78,06
35	70,52	70,52
36	63,31	63,31
37	56,23	56,23
38	49,19	49,19
39	42,18	42,18
40	35,38	35,38
41	29,01	29,00
42	22,95	22,95
43	17,45	17,45
44	13,64	13,63
45	5,08	10,80

A situação mais crítica que pode acontecer em termos de vazões máximas veiculando na região da confluência analisada, é a de ocorrências das vazões do

riacho seco e as vazões do afluente, chegarem ao mesmo tempo na seção do nó 5. Observando os dados de vazões nos trechos a montante da confluência (Tabela 9 e Figura 15), tanto no riacho seco como no afluente, o tempo de defasagem entre os picos das vazões (vazões máximas) é pequeno, assim, como critério de análise, adotou-se que as vazões se somam em tempo, na região da confluência.

Os corpos d'água localizados no semiárido Nordestino são susceptíveis ao assoreamento ao longo do tempo. Os lagos 1 e 2 são pequenos, construídos sem descarga de fundo, situados em uma região desmatada que constitui, portanto, uma superfície de terras sem preservação e ainda formada por solos facilmente carreáveis, solos erodíveis. (Tucci, 2007, p. 200) Ao longo dos anos, portanto, os lagos 1 e 2 irão reduzindo sua capacidade de armazenamento e, em consequência, sua capacidade de amortecimento das máximas vazões das cheias das bacias B_{T1} e B_{T2} . (Araújo, 2003) Como critério, os lagos 1 e 2 são considerados cheios para os cálculos das vazões máximas, tanto por já se encontrarem cheios no início de um evento de chuvas recorrentes como poderão, no futuro, estarem assoreados.

Considerando os lagos 1 e 2 cheios e/ou vazios foram calculadas vazões nos nós 4 e 5 para os seguintes Tempos de Recorrência: TR 25 anos, TR 50 anos, TR 100 anos, TR 200 anos, TR 500 anos, TR 1.00anos e TR 1.500 anos. Um resumo dos resultados das vazões calculadas utilizando o modelo hidrológico IPHS1, nos nós de interesse, isto é, nó 4 e nó 5, é apresentado na Tabela 12, partindo-se do princípio que os lagos (1 e 2) estão completamente cheios (NA dos lagos nos topos das soleiras dos vertedouros) e na Tabela 13, partindo-se do princípio que os lagos (1 e 2) estão completamente vazios. Esses valores de vazões para cada TR, foram utilizados como entrada para o modelo hidrodinâmico proposto, para as simulações de elevações de níveis das lâminas d'água em cada cenário. A coluna B_{T1-5} , indica a vazão resultante afluindo ao nó 4 e que sai para o nó 5; a coluna B_{RS} , apresenta a vazão que aflui ao nó 5 pelo trecho 1 do riacho seco, e a coluna $B_{RS-(T1-T5)}$ é o somatório das vazões afluentes e que sai do nó 5.

Os dados de vazões (Tabela 12 e Tabela 13), foram calculados com dados de chuva do posto de Delmiro Gouveia, AL e, para o TR 50 anos, também com os dados de chuva do posto de São Gonçalo, PB.

Tabela 12 – Resumo dos resultados das vazões geradas com modelo chuva x deflúvio (considerando os lagos cheios)

Resumo das vazões calculadas			
TR (ano)	Vazão nos nós 4 e 5		
	B_{T1-T5}	B_{RS}	$B_{RS-(T1-T5)}$
	Trecho 1 – Afluente (NÓ 4)	Trecho 1 – RS (NÓ 5 ⁴)	Trecho 2 – RS (NÓ 5 ⁵)
	Q_E (m ³ /s)	Q_E (m ³ /s)	Q_S (m ³ /s)
25	66,05	103,15	169,20
50	78,16	120,00	198,16
50 ⁶	89,25	133,72	222,97
100	90,42	136,82	227,24
200	102,64	153,76	256,40
500	118,85	176,05	294,90
1.000	131,26	193,11	324,37
1.500	138,49	203,04	341,53

Tabela 13 – Resumo dos resultados das vazões geradas com modelo chuva x deflúvio (considerando os lagos vazios)

Resumo das vazões calculadas			
TR (ano)	Vazão nos nós 4 e 5		
	B_{T1-T5}	B_{RS}	$B_{RS-(T1-T5)}$
	Trecho 1 – Afluente (NÓ 4)	Trecho 1 – RS (NÓ 5)	Trecho 2 – RS (NÓ 5)
	Q_E (m ³ /s)	Q_E (m ³ /s)	Q_S (m ³ /s)
25	49,07	103,15	152,22
50	60,95	120,00	180,95
50 ⁷	70,78	133,72	204,50
100	72,75	136,82	209,57
200	85,18	153,76	238,94
500	101,98	176,05	278,03
1.000	114,83	193,11	307,94
1.500	122,26	203,04	325,30

3.2.3 Modelo hidrodinâmico

O modelo utilizado para analisar os resultados foi o HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center-River Analysis System).

⁴ Hidrograma da bacia do riacho seco (B_{RS}).

⁵ Somatório das vazões. Vazão de saída da confluência.

⁶ Vazões determinada com chuvas do posto (00638034) de São Gonçalo, PB por Otto Pfafstetter. As demais vazões foram calculadas com os dados de chuva do posto (00937013) localizado na cidade de Delmiro Gouveia no Estado de Alagoas.

⁷ Idem à nota 6.

Experiências e pesquisas tem mostrado que o HEC-RAS vem sendo cada vez mais utilizado na solução de problemas de junções convergentes, mostrando-se confiável (Coelho *et al*, 2003; Coelho, 2002; Paiva *et al*, 2011; Coelho *et al*, 2001).

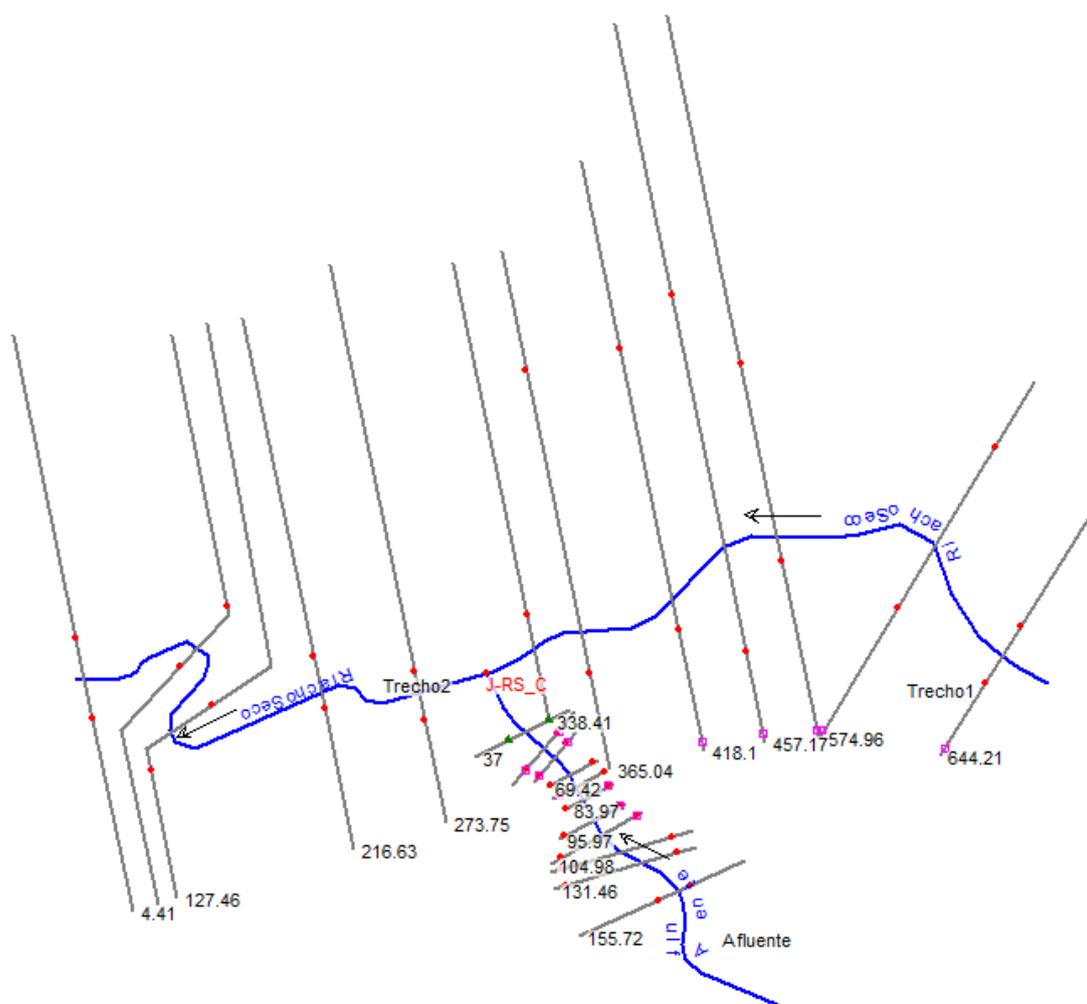
Após preparação da superfície do terreno, por meio de levantamento topográfico da região, com o fim de se definir melhor os resultados do escoamento pelo no modelo hidrodinâmico conforme descrito no item 3.2.1, as seções de controle foram posicionadas, transversalmente ao eixo de cada subtrecho dos talwegues, afim de revelar, de modo mais preciso possível, às elevações dos níveis de água que fluem sobre os riachos.

As seções foram definidas no riacho seco em ordem crescente, de jusante para montante, a partir do trecho dois (2) que contém as seções S1 a S5, estando a seção S1 à 307,59m distante do ponto de confluência, e a seção S5 à 38,25m do mesmo ponto (seguindo o eixo do curso d'água). O trecho um (1) do riacho seco contém sete (7) seções de controle. A primeira seção do trecho, seção S6, fica 26,41m à montante do ponto de confluência e a seção S12 à 332,21m do mesmo ponto. O comprimento total do trecho do riacho seco analisado, entre a seção S1 e a seção S12 é de 639,80m. Portanto, o riacho seco foi dividido em dois (2) trechos, o trecho um (1) à montante do ponto de confluência com extensão de 332,21m e o trecho dois (2), à jusante do ponto de junção, com extensão de 307,59m, estando a região de confluência entre as seções S5 e S6, distantes uma da outra de 64,66m. O trecho total do riacho seco tem doze (12) seções de controle.

O trecho 1 do afluente contém a estrutura de drenagem do over-chute 3, que será atravessada pelas águas da drenagem das bacias tributárias. ($B_{T1} - B_{T5}$) O total de seções de controle que serão analisadas no afluente são onze 11 (S1 a S11), sendo quatro (4) seções entre a confluência e a estrutura de drenagem, seções S1, S2, S3 e S4; seis (6) seções na estrutura de travessia (sendo uma – 1 – seção posicionada no canal de fuga, seção S5; uma – 1 – seções na estrutura central, seção S6; três – 3 – seções no canal de aproximação, seções S7, S8 e S9; e uma – 1 – seção no dissipador de energia, seção S10); e uma (1) seção a montante da estrutura de drenagem, seção S11. A seção S1 está à 37m do ponto de junção e a

seção S11 à 155,72m. A extensão total do trecho do afluente é de 155,72m, mostrado na Figura 18, onde as seções são representadas na cor cinza com suas distâncias (em metro) escritas na extremidade esquerda das seções, e os trechos dos riachos (em azul) atravessando suas respectivas seções.

Figura 18 – Eixo dos talvegues e seções de controle



A Figura 18 e a Tabela 14 resumem as informações do posicionamento das seções ao longo dos eixos dos riachos analisados conforme foi concebido. A Figura 18 informa as distâncias a que cada seção está a partir da origem do respectivo trecho, já na Tabela 14, a coluna “Riacho” informa o nome do riacho; a coluna “Trecho” descreve o nome do trecho por riacho; a coluna “Seção” o nome de cada seção por trecho de riacho; a coluna “d” agrupa as distâncias parciais entre cada seção, por trecho de riacho; e a coluna “L_T” informa o comprimento acumulado do riacho entre cada seção em análise e o início do trecho de riacho. As seções no

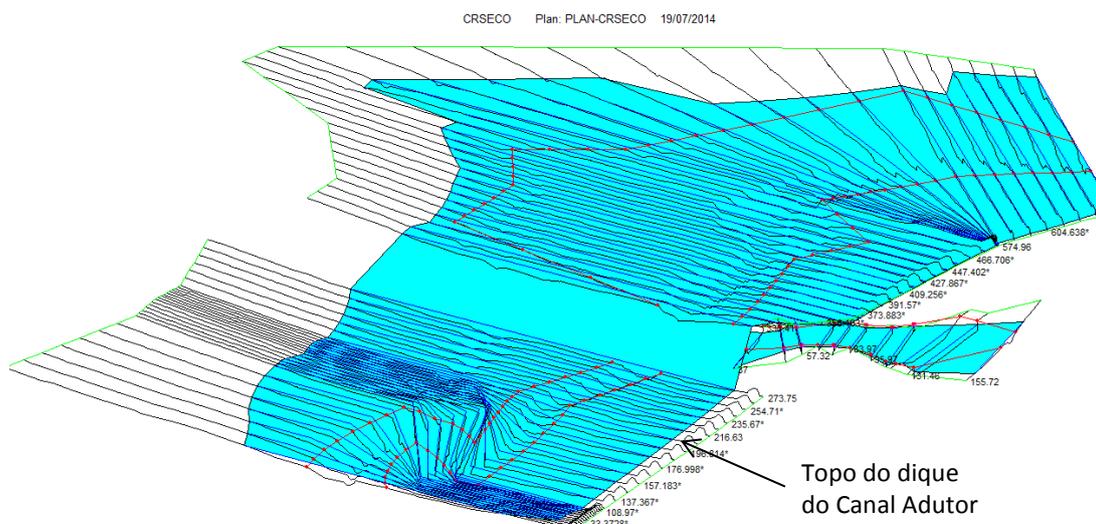
trecho 1 do afluente foram especialmente posicionadas e ajustadas, para revelar mais detalhadamente as possíveis falhas da estrutura drenante, devido as elevações dos níveis de água.

Tabela 14 – Distâncias entre seções de controle e extensões dos trechos analisados

Distâncias entre seções de controle, comprimentos de trechos de talwegues e largura das seções hidráulicas				
Riacho	Trecho	Seção	d (m)	L _T (m)
RS	T1	S12	69,25	644,21
RS	T1	S11	89,18	574,96
RS	T1	S10	28,61	485,78
RS	T1	S9	39,07	457,17
RS	T1	S8	53,06	418,10
RS	T1	S7	26,63	365,04
RS	T1	S6	64,66	338,41
RS	T2	S5	57,12	269,34
RS	T2	S4	89,17	212,22
RS	T2	S3	55,47	123,05
RS	T2	S2	67,58	67,58
RS	T2	S1	0,00	0,00
AF	T1	S11	24,26	155,72
AF	T1	S10	12,95	131,46
AF	T1	S9	13,53	118,51
AF	T1	S8	9,01	104,98
AF	T1	S7	12,00	95,97
AF	T1	S6	7,68	83,97
AF	T1	S5	6,87	76,29
AF	T1	S4	12,10	69,42
AF	T1	S3	7,49	57,32
AF	T1	S2	12,83	49,83
AF	T1	S1	37,00	37,00

A Figura 19 apresenta, em perspectiva, o avanço das águas nos trechos do riacho seco (jusante e montante da região de confluência), e no riacho afluente sobre a estrutura do over-chute, com vazões calculadas para um TR de 50 anos, a largura alcançada por algumas seções ultrapassam os 280,00m.

Figura 19 – Perspectiva dos trechos do riacho seco, trecho 1 do afluente (região da confluência)



3.3 Cenários e Critérios adotados

Tendo como objetivo analisar as elevações dos níveis das águas provenientes dos trechos a montante da confluência, houve a necessidade de se definir alguns cenários e analisá-los para posterior discussão. Sendo assim, desenvolveu-se as hipóteses apresentadas na Tabela 15, onde são mostradas as vazões de cada cenário nos nós de interesse, isto é, nó 4 e nó 5.

Os cenários idealizados estão diretamente relacionados com os tempos de recorrência esperados. Sete (7) cenários foram adotados, sendo cinco (5) cenários considerando os dados de chuva do posto de Delmiro Gouveia (00937013), AL, e dois (2) cenários considerando os dados de chuva do posto de São Gonçalo (00638034), PB, pelo fato de, a estrutura do over-chute 3, ter sido dimensionada utilizando os dados de chuva desse posto, isto é, São Gonçalo. (Seinfra, 2005)

As vazões para entrada no HEC-RAS são apresentadas na Tabela 15 que define os sete (7) cenários a serem analisados.

Para cada cenário foi considerado o critério relacionado aos níveis de água nos lagos, e adotada como premissa, que as vazões máximas chegam ao mesmo tempo na junção convergente (nó 5).

Tabela 15 – Cenários definidos para análises

Cenários analisados com uso do modelo hidrodinâmico								
Cenário	TR (ano)	Vazão nos nós 4 e 5			Observação	Volume nos lagos (%)		θ
		B_{T1-T5} (NÓ 4)	B_{RS} (NÓ 5)	$B_{RS} + B_{T1-T5}$ (NÓ 5)		Lago 1	Lago 2	
		Q_E (m^3/s)	Q_E (m^3/s)	Q_S (m^3/s)				
1	50	60,95	120,00	180,95	Posto de DG, AL	0	0	85°
2	50	78,16	120,00	198,16	Posto de DG, AL	100	100	85°
3	50	70,78	133,72	204,50	Posto de SG, PB	0	0	85°
4	50	89,25	133,72	222,97	Posto de SG, PB	100	100	85°
5	100	72,75	136,82	209,57	Posto de DG, AL	0	0	85°
6	100	90,42	136,82	227,24	Posto de DG, AL	100	100	85°
7	200	102,64	153,76	256,40	Posto de DG, AL	100	100	85°

As precipitações ocorridas na região, em grande parte, são classificadas como chuvas convectivas, caracterizando-se como chuvas de grande intensidade e curta duração em áreas restritas (Tucci, 2007, pp. 180 e 393; Garcez, 1988). Esse conceito da literatura juntamente com as observações locais ajudou na definição dos cenários para posterior análise dos resultados, uma vez que as áreas das bacias são pequenas, variando de 0,13km² a 9,64km².

Na madrugada do dia 17 de dezembro de 2013, poucas semanas após a conclusão dos diques formadores dos lagos 1 e 2, houve precipitação intensa nas microbacias B_{T1} , B_{T2} , B_{T3} e B_{T5} (Figura 10), esse dado foi importante, além dos dados da literatura sobre a região, para ajudar a conceber os cenários idealizados. Na chuva especificada ocorrida, as águas provenientes das microbacias B_{T1} e B_{T2} elevaram os níveis dos lagos 1 e 2 além do limite das soleiras dos vertedouros, estando os lagos vazios. Já as águas das microbacias B_{T3} e B_{T5} causaram danos à estrutura do canal (trecho de canal retangular com dimensões de 6,00m de largura e 5,00m de altura, com paredes e fundo em concreto armada de 0,25m de espessura), elevando a calha em concreto, numa extensão de 400m, já que esse trecho do canal não estava protegido por obras de drenagem. Na ocasião, um canal de drenagem denominado canal de cintura (Figura 9), que tem a função de desviar as águas das microbacias B_{T1} a B_{T3} conduzindo-as até ao over-chute 3, estava escavado, porém com um dique fechando sua seção mais a jusante, e, portanto, funcionou com reservatório, causando por isso, o galgamento do dique direito do

canal adutor, num trecho paralelo ao início do canal de cintura, contribuindo com os danos causados a estrutura do canal do sertão. (Figura 20 e Figura 21) No dia da tormenta nas microbacias B_{T1} , B_{T2} e B_{T3} , não choveu na microbacia B_{T4} com a mesma intensidade e duração que suas bacias adjacentes, fato de não ter vertido água sobre o over-chute. (Figura 10)

A Figura 20 e a Figura 21 ilustram os efeitos causados pela chuva ocorrida no local do macro sistema de drenagem na área de estudo, percebe-se a magnitude dos efeitos da cheia ocorrida na região, embora numa visão restrita de trecho de canal retangular do canal adutor do sertão alagoano. O efeito dos esforços de subpressão ergueu os módulos do canal (cada módulo com 20m de extensão), rompendo as juntas de impermeabilização e causando danos estruturais à calha canal.

Uma premissa básica adotada na idealização dos cenários é que o riacho seco escoar a vazão máxima no instante que aflui à confluência a vazão proveniente do nó 4, e que seja o mesmo TR considerado que definiu a vazão do riacho seco, adotado para definir a vazão proveniente das microbacias tributária (B_{T1} a B_{T5}).

No cenário um (1) foi considerado que, através do afluente, chega à seção do nó 5 a vazão de projeto e através do trecho um (1) do riacho seco, chega a vazão de projeto, também no nó 5, para um TR 50 (dados do posto de Delmiro Gouveia), considerando que os dois lagos estão vazios no início do evento.

Para o cenário dois (2), foram consideradas as mesmas definições do cenário um (1) sendo que, nesse cenário, a lâmina d'água de ambos os reservatórios (lagos) estão na elevação máxima, isto é, lâmina d'água no topo da soleira de ambos os vertedouros.

Figura 20 – Foto mostrando um trecho de canal retangular afetado pela chuva de dezembro de 2013



Os cenários três (3) e quatro (4), somente diferem dos cenários um (1) e dois (2) por usar dados de chuva para geração das vazões, do posto de São Gonçalo (00638034), PB. Nesse caso, teve-se o objetivo de analisar os mesmos dados usados pela empresa que elaborou o projeto e discutir os resultados obtidos.

Os cenários cinco (5), seis (6) e sete (7) tem os dados de chuva, como os cenários e um (1) e dois (2), do posto de Delmiro Gouveia (00937013), AL, sendo que os cenários cinco (5) e seis (6) com dados de chuva para um TR 100 e níveis de água nos lagos diferentes (vazio e cheio, respectivamente para cenário cinco – 5 – e cenário seis – 6) e o cenário sete (7) um TR 200 considerando somente o lago cheio.

O cenário sete (7) visa analisar o efeito das elevações do nível da água ao longo do trecho 1 do riacho seco (trecho a montante da junção convergente), nas seções S6 a S12, depois de afluir uma vazão, consideravelmente elevada, através do afluente, resultando em remanso no trecho 1 do riacho seco. O objetivo é analisar até que nível a água se elevará, considerando topo do dique esquerdo do canal adutor.

Figura 21 – Foto mostrando os efeitos do esforço de subpressão devido a ocorrência de chuva intensa na região

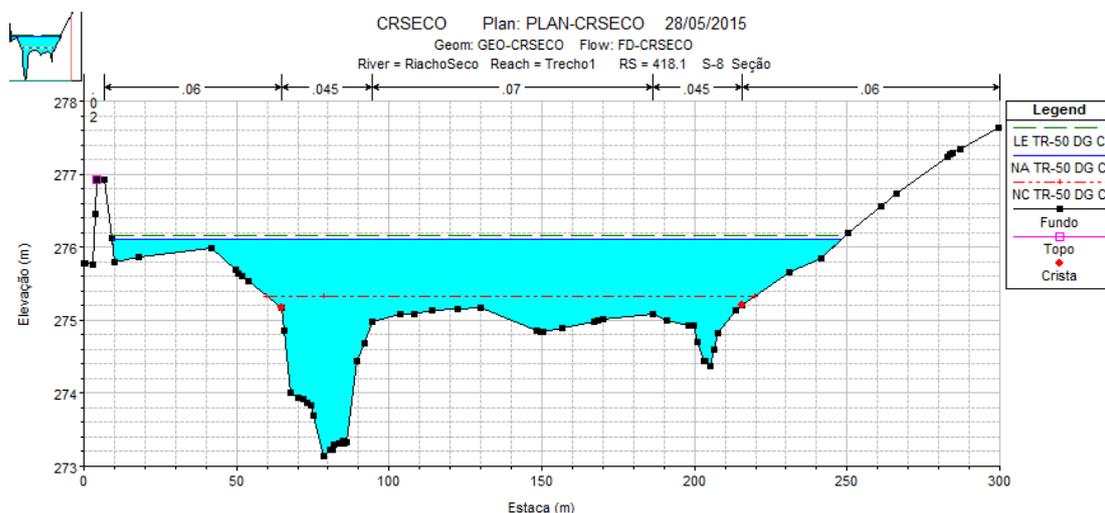


Todos os cenários terão como objetivo a análise dos efeitos da confluência nos trechos a montante da junção convergente, trecho 1 do riacho seco e trecho 1 do afluente. O trecho 2 do riacho seco já está mais abaixo da superfície do topo do dique esquerdo do canal do sertão comparando-o aos outros trechos.

O coeficiente de Manning foi determinado com variações ao longo de cada seção de controle. Nos trechos de canais naturais foi adotado coeficiente mínimo de 0,045 no leito dos talwegues, por serem pedregosos e apresentarem muita sinuosidade, e máximo de 0,07 para algumas áreas na planície de inundação, por apresentarem vegetação de caatinga com árvores e arbustos com alturas que podem atingir os 3m ou mais (Figura 23), em alguns casos pedregosidades e, dependendo das condições climáticas (após as primeiras chuvas na região) se desenvolve muita massa vegetal de porte arbustivo, de alturas inferiores a vegetação mais permanente, criando condições que dificultam o escoamento. (French, 1986) No canal artificial do over-chute 3, canal prismático acabado com concreto de boa qualidade, foi adotado um coeficiente de Manning de 0,014 em toda a seção do canal. Esses critérios foram adotados para os cenários de um a sete (Neto, 1998; Baptista, 2010; Neves, 1989; Porto, 2006; Fox, 1985, pp. 429-447).

Na Figura 22, na grade superior, há um exemplo de seção, seção 8 do trecho 1 do riacho seco, com os coeficientes de rugosidade adotados, variando ao longo de cada seção de controle.

Figura 22 – Definição do coeficiente de rugosidade ao longo de uma seção de controle



A Figura 23 é uma imagem da região dos estudos que mostra a sinuosidade dos riachos e a vegetação na planície de inundação, que podem interferir no coeficiente de rugosidade e, conseqüentemente, nos resultados de elevação da lâmina d'água ao longo da vertical das seções de controle.

Figura 23 – Vegetação encontrada próxima ao leito do riacho e na planície inundante



Fonte: Google Earth

O ângulo (θ) formado entre o eixo do talvegue afluente e o eixo do riacho seco, um dos parâmetros bastante estudado e analisado na literatura (Coelho *et al*, 2001; Goudarizadeh *et al*, 2010; Hsu *et al*, 1998), foi medido na planta proveniente do levantamento topográfico específico realizado na região do estudo, e seu valor é de 85° (Figura 8).

O regime de escoamento hidráulico de movimento do fluxo considerado foi o de um escoamento permanente para todos os cenários.

Cinco cenários, os cenários de um (1) a dois (2) e, de cinco (5) a sete (7), consideram vazões provenientes das chuvas do posto de Delmiro Gouveia (00937013), AL, e dois (2) cenários, os cenários três (3) e quatro (4), consideram os dados de chuva do posto de São Gonçalo (00638034), AL, na determinação das vazões. O ângulo (θ) na junção convergente é: $\theta = 85^\circ$.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Resultados Obtidos

- *Cenário 1*

TR 50; vazões resultantes das chuvas do posto de Delmiro Gouveia, AL; lagos vazios; escoamento permanente; coeficiente de rugosidade: variando ao longo de cada seção.

Este cenário considera a vazão de um TR 50, escoando no riacho seco ($Q_{RS} = 120,00\text{m}^3/\text{s}$) e escoando no afluente ($Q_A = 60,95\text{m}^3/\text{s}$), como definido na Tabela 15. Objetivo: análise dos efeitos hidráulicos da junção convergente nos trechos a montante, trecho 1 do riacho seco e trecho 1 do afluente.

As respostas de saída do modelo hidrodinâmico estão apresentadas na Tabela 16, para o cenário 1. A seção 7 do afluente e a seção 11 do trecho 1 do riacho seco, mostraram ser as seções a apresentarem as menores diferenças entre o topo da lâmina d'água e o topo das estruturas do canal adutor ($H - H_A$), sendo assim, em primeiro momento, analisaremos essas seções e, posteriormente, as demais seções ao longo dos alinhamentos dos talvegues.

A elevação da lâmina na seção S7 (no interior do canal de aproximação da estrutura do over-chute 3 – Figura 25) do afluente é $H_A = 276,95\text{m}$ (linha destacada em cinza, coluna " H_A " da Tabela 16), o topo da parede da estrutura tem altitude $H = 277,18\text{m}$, sendo a maior aproximação ao topo da parede ($\Delta H = 0,23\text{m}$).

Observa-se que a elevação da lâmina na seção 11, no trecho 1 do riacho seco, trecho a montante da confluência (Figura 8 e Figura 26), atinge a altitude $H_A = 276,04\text{m}$ (linha destacada em cinza, coluna " H_A ").

No perfil hidráulico apresentado na Figura 24, o riacho seco (perfil do segundo plano) apresenta uma elevação na lâmina d'água na região da junção convergente (entre o trecho 2 e o trecho 1 do talvegue principal – riacho seco), mostrando o efeito da elevação do nível da lâmina d'água nessa região, devido às perdas de energia causadas pelo encontro das massas d'água dos dois trechos afluentes à junção. O trecho 1 do afluente (perfil em primeiro plano) apresenta movimento supercrítico entre a junção convergente e a seção S2 e entre as seções

S4 e S6. (Tabela 16) Nota-se nesse perfil (afluente), que há um desnível acentuado entre o ponto de confluência e as primeiras seções (representadas pelos pontos quadrados do fundo – ver na legenda).

As demais seções calculadas podem ser observadas na Tabela 16. Essa tabela, contendo vinte e três (23) linhas e quinze (15) colunas, é o resumo dos cálculos de saída do modelo hidrodinâmico HEC-RAS. Cada linha representa uma seção de controle por trecho de riacho e as colunas apresentam, em ordem da esquerda para a direita: o nome do riacho; o nome do trecho; o rótulo das seções; a distância acumulada entre as seções de controle para cada trecho de talvegue; o cenário; a vazão total por trecho; a altitude mínima de cada seção de controle; a altitude alcançada pelo topo da lâmina de água em cada seção; a altitude do topo da lâmina de água em cada seção no regime crítico de escoamento; a altitude da linha de energia alcançada em cada seção de controle; a declividade da lâmina de água ao longo do perfil hidráulico, entre cada seção; a velocidade do escoamento entre seções; a área molhada em cada seção de controle; a largura máxima da lâmina de água alcançada em cada seção, ao alcançar a máxima altitude e o número de Froude.

O topo do dique esquerdo do canal adutor tem altitude $H = 276,92\text{m}$ em toda a extensão analisada (topo plano), e as altitudes da estrutura do over-chute 3 variam de $H = 276,92\text{m}$ (mínima – na estrutura central de travessia) à $H = 277,80\text{m}$ (máxima – na passagem molhada). As análises comparativas entre as lâminas devido aos efeitos da junção convergente, serão realizadas nas seções S6 a S12, ao longo do trecho 1 do riacho seco e S1 a S10 ao longo do trecho 1 do afluente.

Tabela 16 – Resumo das saídas do modelo hidrodinâmico para a simulação do cenário 1

Tabela das saídas

HEC-RAS Plan: PLAN-CRS Cenário: 1. TR-50 DG V

Rios = 2
 # Trechos hidráulicos = 3
 # Total de seções = 23
 # Plantas = 1
 # Perfis = 1

Rio	Trecho	Seção	L _T (m)	Cenário	Q _T (m ³ /s)	H _m (m)	H _A (m)	H _C (m)	H _B (m)	i _A (m/m)	v (m/s)	A _M (m ²)	C _T (m)	n _F
RS	T1	S12	644,21	1	120,00	273,86	276,23	275,82	276,32	0,003994	1,54	91,53	140,29	0,45
RS	T1	S11	574,96	1	120,00	273,76	276,04	275,38	276,10	0,002445	1,12	118,56	169,43	0,35
RS	T1	S10	485,78	1	120,00	273,61	275,83	275,42	275,88	0,002223	1,06	139,98	273,80	0,35
RS	T1	S9	457,17	1	120,00	273,39	275,82	274,85	275,84	0,000749	0,59	209,02	261,25	0,19
RS	T1	S8	418,1	1	120,00	273,14	275,77	275,18	275,80	0,001338	0,78	160,72	190,07	0,25
RS	T1	S7	365,04	1	120,00	273,20	275,72	274,88	275,74	0,000831	0,64	189,22	179,55	0,19
RS	T1	S6	338,41	1	120,00	272,97	275,69	274,86	275,72	0,000943	0,92	195,87	181,45	0,23
RS	T2	S5	273,75	1	180,95	273,15	275,34	274,83	275,40	0,002501	1,40	171,24	194,92	0,37
RS	T2	S4	216,63	1	180,95	272,28	275,20	274,64	275,27	0,002157	1,50	179,51	183,24	0,36
RS	T2	S3	127,46	1	180,95	272,43	275,07	274,36	275,11	0,001235	1,06	230,32	237,06	0,27
RS	T2	S2	71,99	1	180,95	271,73	274,99	274,30	275,04	0,001164	1,21	229,42	227,83	0,27
RS	T2	S1	4,41	1	180,95	272,25	274,75	274,39	274,89	0,004134	1,91	126,77	134,33	0,49
AF	T1	S11	155,72	1	60,95	275,84	277,34	277,34	277,60	0,015802	2,57	31,77	60,93	0,87
AF	T1	S10	131,46	1	60,95	275,82	277,07	276,30	277,10	0,000122	0,82	74,04	60,12	0,24
AF	T1	S9	118,51	1	60,95	275,77	277,01	276,47	277,09	0,000347	1,25	48,71	47,96	0,40
AF	T1	S8	104,98	1	60,95	275,72	277,01	276,46	277,09	0,000312	1,23	49,48	44,88	0,37
AF	T1	S7	95,97	1	60,95	275,71	276,95	276,48	277,08	0,000691	1,57	38,93	33,14	0,46
AF	T1	S6	83,97	1	60,95	275,71	276,62	276,62	277,04	0,002208	2,87	21,22	25,08	1,00
AF	T1	S5	76,29	1	60,95	275,70	276,52	276,59	277,01	0,002927	3,10	19,68	26,32	1,14
AF	T1	S4	69,42	1	60,95	275,59	276,44	276,53	276,98	0,006265	3,25	18,76	24,57	1,19
AF	T1	S3	57,32	1	60,95	275,37	276,47	276,47	276,82	0,005310	2,73	25,43	29,88	0,90
AF	T1	S2	49,83	1	60,95	275,08	275,91	276,14	276,70	0,024798	3,94	15,46	23,03	1,54
AF	T1	S1	37	1	60,95	274,48	275,38	275,64	276,23	0,057750	4,08	14,93	38,07	1,58

Figura 24 – Perfis hidráulicos do riacho seco (em segundo plano) e do tributário sobre o over-chute (em primeiro plano) mostrando a elevação do nível d’água na região de confluência (cenário 1)

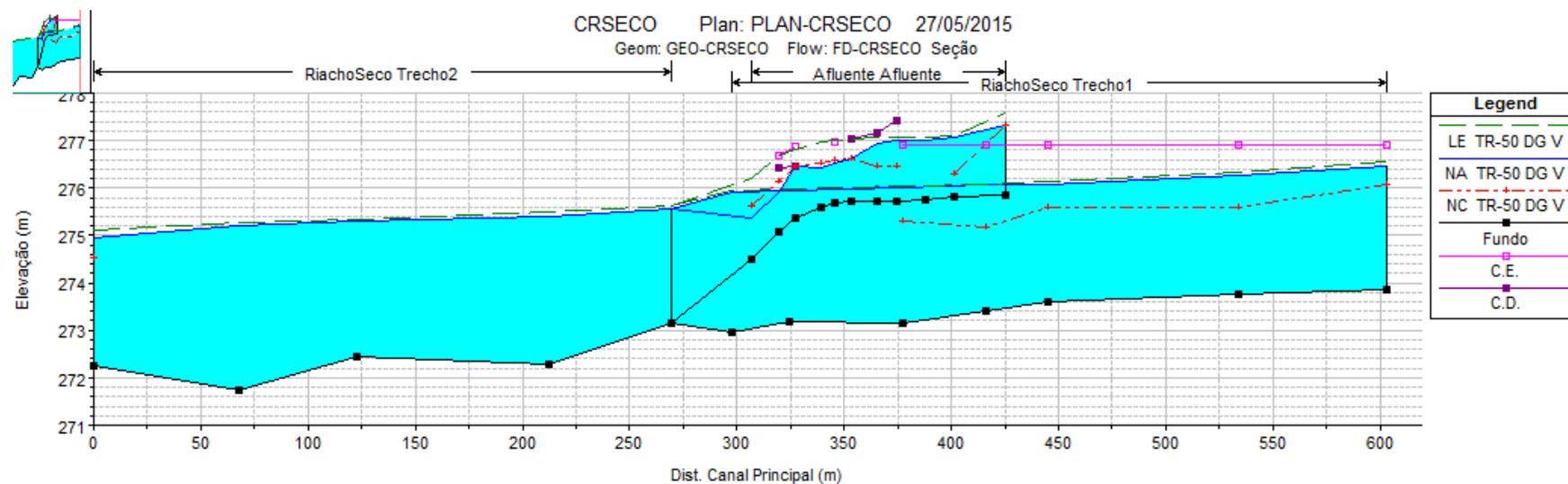


Figura 25 – Elevação da lâmina na seção S7 no trecho 1 do afluente (cenário 1)

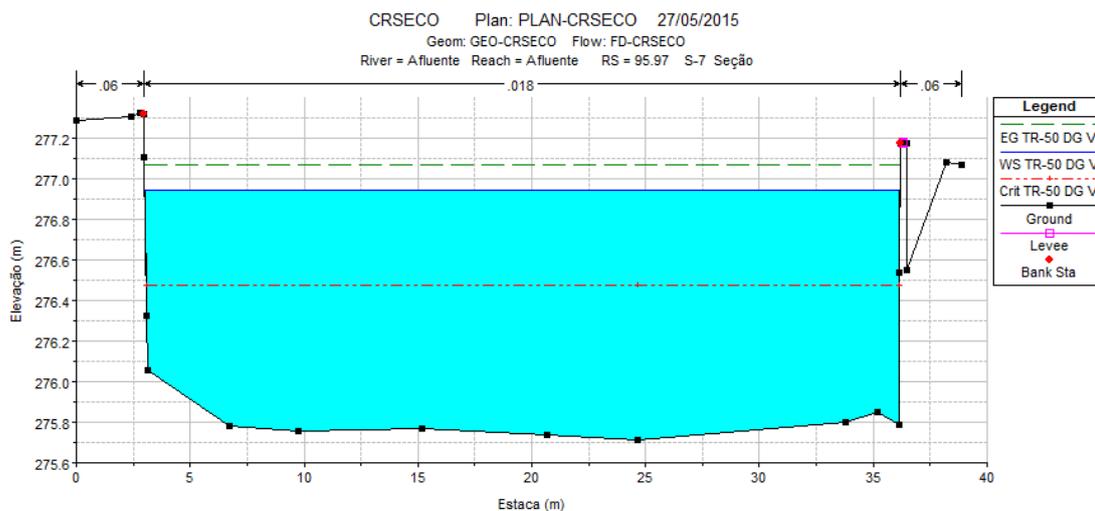
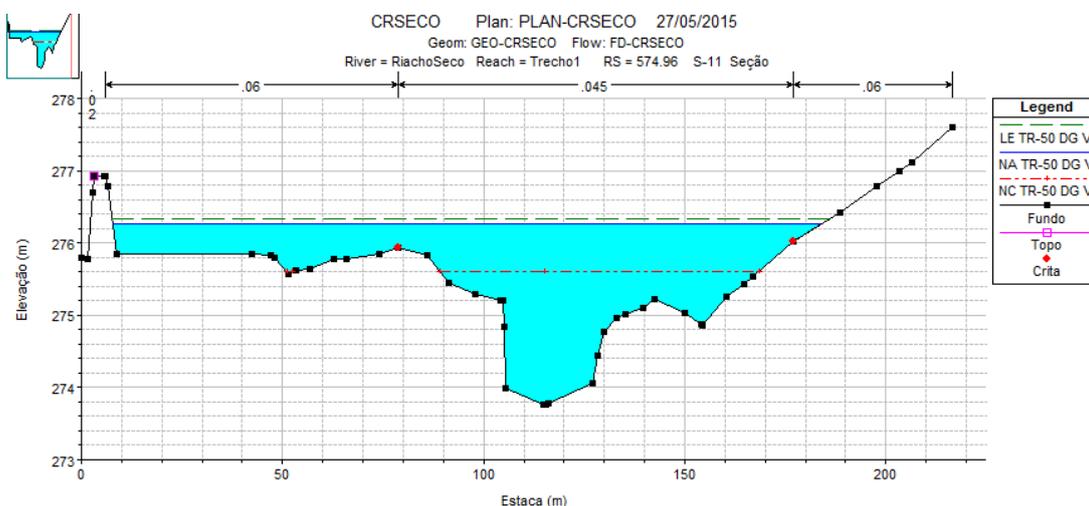


Figura 26 – Elevação da lâmina na seção S11 do trecho 1 do riacho seco (cenário 1)



- **Cenário 2**

TR 50; vazões resultantes das chuvas do posto de Delmiro Gouveia, AL; lagos cheios; escoamento permanente; coeficiente de rugosidade: variando ao longo de cada seção.

A diferença entre o cenário 1 e o cenário 2 consiste no fato de que, no cenário 2, os lagos foram considerados cheios (lâmina d'água no topo da soleira dos vertedouros no início dos eventos chuvosos), isso acarreta numa maior vazão escoando através da seção do nó 4.

Os resumos dos cálculos para o cenário 2 estão apresentados na Tabela 17.

No perfil hidráulico apresentado na Figura 27, onde o perfil do riacho seco aparece no segundo plano, nota-se uma elevação da lâmina na região da

confluência convergente (extensão entre os trechos 1 e 2 do perfil do riacho seco), o perfil mostra ainda que o regime de escoamento é subcrítico (nível do regime crítico – NC – está abaixo do nível d'água – NA) ao longo dos trechos (1 e 2), nesses dois trechos do riacho seco, a linha de energia (LE) está muito próxima da superfície líquida.

A elevação máxima da lâmina d'água na seção 7 (Figura 28) do trecho 1 do afluente é $H_A = 277,16\text{m}$ (linha destacada em cinza, coluna " H_A " da Tabela 17), o topo da estrutura está na elevação $H = 277,17\text{m}$ (lado direito da seção S7), neste caso, a lâmina atinge o topo da estrutura indicando que a estrutura de drenagem (over-chute 3), está no limite da sua capacidade para a vazão calculada que chega ao nó 4 ($Q_E = 78,16\text{m}^3/\text{s}$).

A lâmina na seção 11 no trecho 1 do riacho seco, a montante da região da confluência, chega a elevação $H_A = 276,06\text{m}$, estando o topo do dique esquerdo do canal na elevação $H = 276,92\text{m}$ (Figura 29).

Os avanços laterais causados pelas elevações das lâminas, considerando as vazões provenientes do cenário 2, podem ser vistos na Figura 30, o avanço das águas além da calha superior do talvegue, faz com que se elevem no dique esquerdo do canal, especialmente a montante da confluência, ao longo do trecho 1 do riacho seco.

Da seção S5 a seção S1 do trecho 1 do afluente, o movimento é torrencial ou supercrítico (Baptista, Márcio Benedito. 2010), pois o número Froude no trecho é maior que 1. (Tabela 17). A mudança no regime de escoamento se deve ao alto declive entre a seção S5 e a seção S1 ao longo do trecho do afluente, nas proximidades do ponto de confluência. A Altitude mínima na seção S5 é $H_m = 275,70\text{m}$ e na seção S1 é $H_m = 274,48\text{m}$ sendo a distância entre as seções, $d = 39,29\text{m}$, portanto, a declividade de S5 para S1 é $i_t = - 0,031\text{m/m}$, causando o escoamento supercrítico.

Tabela 17 – Resumo das saídas do modelo hidrodinâmico para a simulação do cenário 2

Tabela das saídas

HEC-RAS Plan: PLAN-CRS Cenário: 2. TR-50 DG C

Rios = 2
 # Trechos hidráulicos = 3
 # Total de seções = 23
 # Plantas = 1
 # Perfis = 1

Rio	Trecho	Seção	L _T (m)	Cenário	Q _T (m ³ /s)	H _m (m)	H _A (m)	H _C (m)	H _E (m)	i _A (m/m)	v (m/s)	A _M (m ²)	C _T (m)	n _F
RS	T1	S12	644,21	2	120,00	273,86	276,23	275,82	276,33	0,003877	1,52	92,70	140,39	0,45
RS	T1	S11	574,96	2	120,00	273,76	276,06	275,38	276,12	0,002273	1,10	121,98	170,04	0,34
RS	T1	S10	485,78	2	120,00	273,61	275,88	275,42	275,93	0,001848	0,98	153,67	284,69	0,32
RS	T1	S9	457,17	2	120,00	273,39	275,87	274,85	275,89	0,000644	0,56	222,15	262,89	0,17
RS	T1	S8	418,1	2	120,00	273,14	275,83	275,18	275,85	0,001130	0,73	171,90	198,46	0,23
RS	T1	S7	365,04	2	120,00	273,20	275,79	274,88	275,81	0,000695	0,60	201,72	205,64	0,17
RS	T1	S6	338,41	2	120,00	272,97	275,76	274,86	275,79	0,000785	0,86	208,79	183,81	0,21
RS	T2	S5	273,75	2	198,16	273,15	275,41	274,88	275,47	0,002443	1,43	184,74	199,46	0,37
RS	T2	S4	216,63	2	198,16	272,28	275,27	274,69	275,34	0,002150	1,54	192,39	186,60	0,36
RS	T2	S3	127,46	2	198,16	272,43	275,14	274,41	275,18	0,001221	1,08	247,44	242,09	0,27
RS	T2	S2	71,99	2	198,16	271,73	275,06	274,35	275,11	0,001170	1,24	245,77	230,52	0,27
RS	T2	S1	4,41	2	198,16	272,25	274,82	274,44	274,97	0,004132	1,96	135,72	137,38	0,49
AF	T1	S11	155,72	2	78,16	275,84	277,45	277,45	277,74	0,015547	2,76	38,84	67,32	0,88
AF	T1	S10	131,46	2	78,16	275,82	277,29	276,39	277,33	0,000115	0,89	87,69	60,14	0,24
AF	T1	S9	118,51	2	78,16	275,77	277,24	276,59	277,33	0,000311	1,30	59,91	51,10	0,38
AF	T1	S8	104,98	2	78,16	275,72	277,23	276,57	277,32	0,000280	1,31	59,52	44,94	0,36
AF	T1	S7	95,97	2	78,16	275,71	277,16	276,61	277,31	0,000667	1,70	45,90	33,19	0,46
AF	T1	S6	83,97	2	78,16	275,71	276,77	276,77	277,26	0,002124	3,12	25,04	25,09	1,00
AF	T1	S5	76,29	2	78,16	275,70	276,64	276,74	277,24	0,002974	3,42	22,85	26,48	1,18
AF	T1	S4	69,42	2	78,16	275,59	276,58	276,69	277,21	0,005960	3,51	22,25	24,89	1,19
AF	T1	S3	57,32	2	78,16	275,37	276,55	276,55	277,04	0,006769	3,23	27,70	29,96	1,02
AF	T1	S2	49,83	2	78,16	275,08	276,07	276,30	276,92	0,020543	4,09	19,12	23,28	1,44
AF	T1	S1	37	2	78,16	274,48	275,51	275,76	276,49	0,056279	4,40	17,78	40,25	1,59

Figura 27 – Perfis hidráulicos do riacho seco (em segundo plano) e do tributário sobre o over-chute (em primeiro plano) mostrando a elevação do nível d’água na região de confluência (cenário 2)

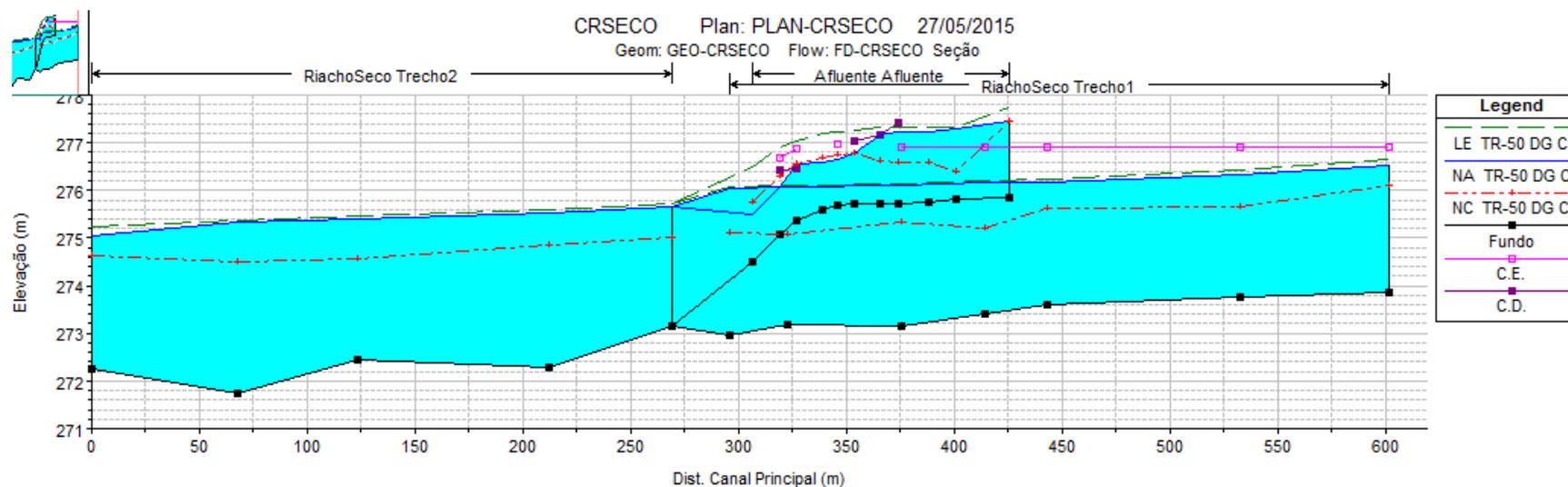


Figura 28 – Elevação da lâmina na seção S7 no trecho 1 do afluente (cenário 2)

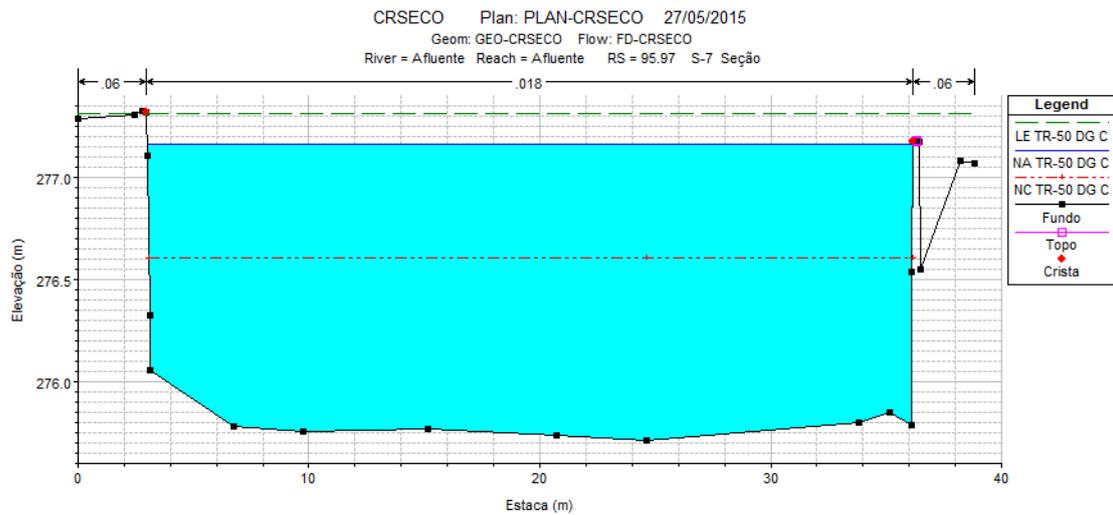
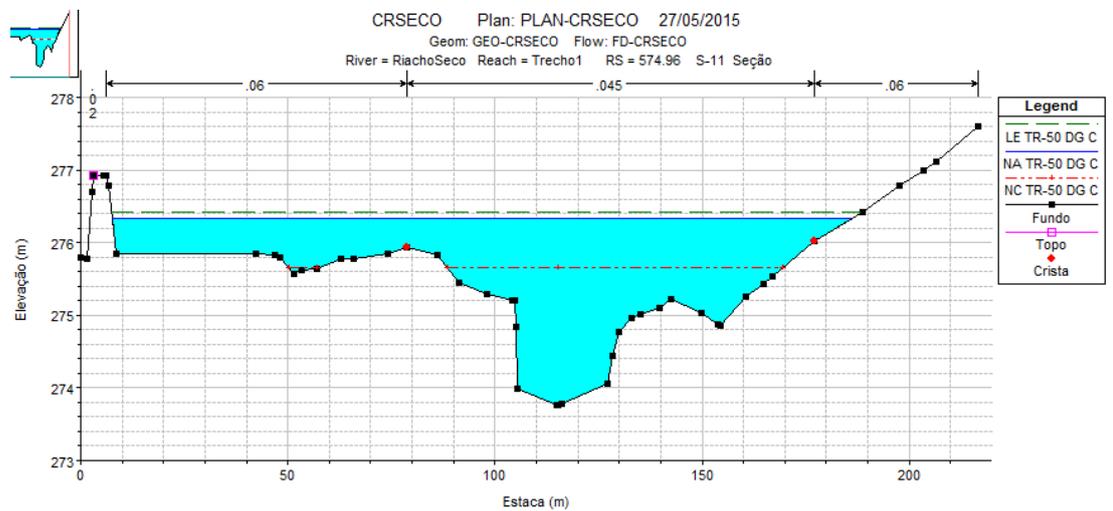
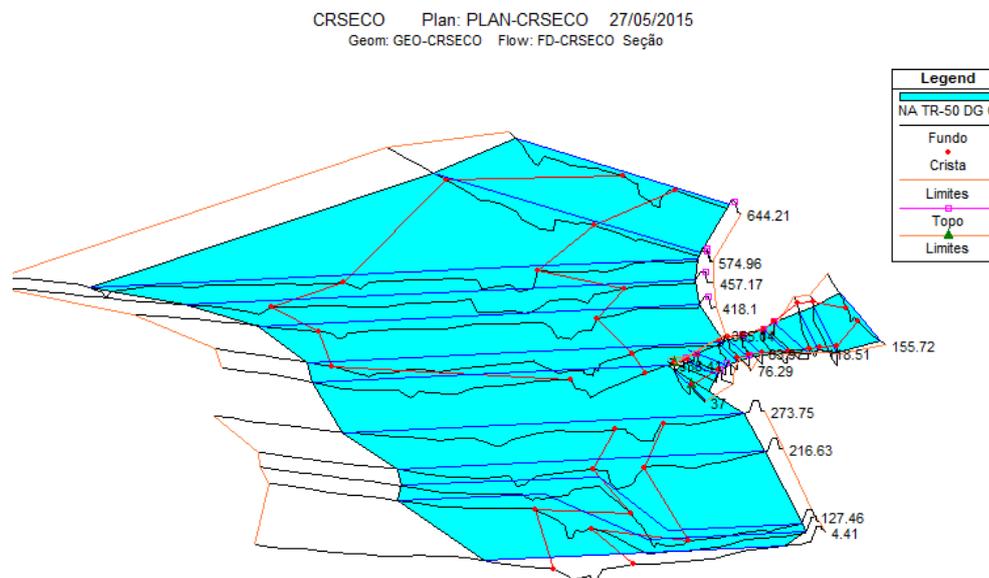


Figura 29 – Elevação da lâmina na seção S11 do trecho 1 do riacho seco (cenário 2)



Pela Figura 30, produzida em perspectiva pelo modelo hidrodinâmico, vê-se que a lâmina se aproxima da base do dique esquerdo do canal do sertão com as vazões do cenário 2.

Figura 30 – Avanço lateral da lâmina d'água ao longo das seções e dos trechos (vista de jusante para montante através do riacho seco)



- *Cenários 3 ao 7*

Cenário 3: TR 50; vazões resultantes das chuvas do posto de São Gonçalo, PB; lagos vazios; escoamento permanente; coeficiente de rugosidade: variando ao longo das seções.

Cenário 4: TR 50; vazões resultantes das chuvas do posto de São Gonçalo, PB; lagos cheios; escoamento permanente; coeficiente de rugosidade: variando ao longo de cada seção.

Cenário 5: TR 100; vazões resultantes das chuvas do posto de Delmiro Gouveia, AL; lagos vazios; escoamento permanente; coeficiente de rugosidade: variando ao longo de cada seção.

Cenário 6: TR 100; vazões resultantes das chuvas do posto de Delmiro Gouveia, AL; lagos cheios; escoamento permanente; coeficiente de rugosidade: variando ao longo de cada seção.

Cenário 7: TR 200; vazões resultantes das chuvas do posto de Delmiro Gouveia, AL; lagos cheios; escoamento permanente; coeficiente de rugosidade: variando ao longo de cada seção.

Embora já tenham sido apresentados os cálculos dos cenários 1 e 2 (Tabela 16 e Tabela 17 respectivamente para cenário 1 e cenário 2), a Tabela 18 apresenta

os cálculos dos cenários agrupados (incluindo os cálculos dos cenários 1 e 2), para facilitar as considerações dos resultados.

Considerando os critérios adotados para as simulações dos eventos, o terceiro cenário (cenário 3), foi calculado com vazões esperadas para um TR de 50 anos resultantes das chuvas registradas no posto de São Gonçalo, PB, que corresponde a uma vazão de entrada na seção do nó 4 do afluente igual a $70,78\text{m}^3/\text{s}$ (considerando os lagos vazios no início do evento), ao tempo que chega a vazão de $133,72\text{m}^3/\text{s}$ na seção do nó 5, pelo riacho seco. A elevação da lâmina na seção 7 do trecho 1 do afluente é $H_A = 277,08\text{m}$ (linha destacada em cinza, coluna " H_A " da Tabela 18 p. 67), como o topo da parede da estrutura de drenagem está na elevação $H = 277,17\text{m}$, a lâmina chega a transbordar a lateral direita da estrutura com uma lâmina $h_A = 0,09\text{m}$. Na seção S11 do trecho 1 do riacho seco a lâmina chega a $H_A = 276,11\text{m}$ (linha destacada em cinza, coluna " H_A " da Tabela 18 p. 62), o topo do dique esquerdo do canal, no alinhamento da seção S11, está na altitude $H = 276,92\text{m}$.

Os cenários apresentados na Tabela 18 serão discutidos no item 4.2, nessa tabela, os resultados dos cálculos são apresentados por grupos de cenários, por trecho de talvegue, para cada seção de controle especificada no respectivo trecho. Primeiros são apresentados os resultados referentes aos trechos 1 e 2 do riacho seco, depois os resultados do trecho 1 do riacho afluente.

Tabela 18 – Resumo das saídas do modelo hidrodinâmico para a simulação dos cenários de 1 a 7

Tabela das saídas

HEC-RAS Plan: PLAN-CRS Cenário: 1 ao 7.

Rios = 2
 # Trechos hidráulicos = 3
 # Total de seções = 23
 # Plantas = 1
 # Perfis = 7

Rio	Trecho	Seção	L _T (m)	Cenário	Q _T (m ³ /s)	H _m (m)	H _A (m)	H _C (m)	H _E (m)	i _A (m/m)	v (m/s)	A _M (m ²)	C _T (m)	n _F
RS	T1	S12	644,21	1	120,00	273,86	276,23	275,82	276,32	0,003994	1,54	91,53	140,29	0,45
RS	T1	S12	644,21	2	120,00	273,86	276,23	275,82	276,33	0,003877	1,52	92,70	140,39	0,45
RS	T1	S12	644,21	3	133,72	273,86	276,29	275,88	276,39	0,003958	1,58	100,54	141,04	0,45
RS	T1	S12	644,21	4	133,72	273,86	276,30	275,88	276,40	0,003791	1,56	102,32	141,19	0,45
RS	T1	S12	644,21	5	136,82	273,86	276,30	275,89	276,41	0,003946	1,59	102,55	141,21	0,45
RS	T1	S12	644,21	6	136,82	273,86	276,32	275,89	276,42	0,003783	1,57	104,31	141,35	0,45
RS	T1	S12	644,21	7	153,76	273,86	276,40	276,00	276,50	0,003672	1,61	115,67	142,29	0,44
RS	T1	S11	574,96	1	120,00	273,76	276,04	275,38	276,10	0,002445	1,12	118,56	169,43	0,35
RS	T1	S11	574,96	2	120,00	273,76	276,06	275,38	276,12	0,002273	1,10	121,98	170,04	0,34
RS	T1	S11	574,96	3	133,72	273,76	276,11	275,44	276,17	0,002372	1,15	130,37	171,54	0,35
RS	T1	S11	574,96	4	133,72	273,76	276,13	275,44	276,19	0,002156	1,12	135,16	172,39	0,33
RS	T1	S11	574,96	5	136,82	273,76	276,12	275,45	276,19	0,002352	1,16	133,07	172,02	0,35
RS	T1	S11	574,96	6	136,82	273,76	276,15	275,45	276,21	0,002147	1,13	137,72	172,84	0,33
RS	T1	S11	574,96	7	153,76	273,76	276,24	275,51	276,30	0,002030	1,15	153,30	175,57	0,33
RS	T1	S10	485,78	1	120,00	273,61	275,83	275,42	275,88	0,002223	1,06	139,98	273,80	0,35

Rio	Trecho	Seção	L_T (m)	Cenário	Q_T (m ³ /s)	H_m (m)	H_A (m)	H_C (m)	H_E (m)	i_A (m/m)	v (m/s)	A_M (m ²)	C_T (m)	n_F
RS	T1	S10	485,78	2	120,00	273,61	275,88	275,42	275,93	0,001848	0,98	153,67	284,69	0,32
RS	T1	S10	485,78	3	133,72	273,61	275,92	275,47	275,97	0,001983	1,03	164,99	292,21	0,33
RS	T1	S10	485,78	4	133,72	273,61	275,98	275,47	276,02	0,001597	0,95	182,77	309,84	0,29
RS	T1	S10	485,78	5	136,82	273,61	275,94	275,48	275,99	0,001926	1,03	170,97	297,56	0,32
RS	T1	S10	485,78	6	136,82	273,61	276,00	275,48	276,04	0,001571	0,95	188,15	314,21	0,29
RS	T1	S10	485,78	7	153,76	273,61	276,11	275,53	276,14	0,001353	0,92	223,72	328,98	0,27
RS	T1	S9	457,17	1	120,00	273,39	275,82	274,85	275,84	0,000749	0,59	209,02	261,25	0,19
RS	T1	S9	457,17	2	120,00	273,39	275,87	274,85	275,89	0,000644	0,56	222,15	262,89	0,17
RS	T1	S9	457,17	3	133,72	273,39	275,91	274,94	275,93	0,000715	0,60	232,04	264,15	0,18
RS	T1	S9	457,17	4	133,72	273,39	275,97	274,94	275,99	0,000601	0,56	248,09	266,52	0,17
RS	T1	S9	457,17	5	136,82	273,39	275,93	274,97	275,95	0,000706	0,60	237,39	264,87	0,18
RS	T1	S9	457,17	6	136,82	273,39	275,99	274,97	276,00	0,000600	0,57	252,64	267,14	0,17
RS	T1	S9	457,17	7	153,76	273,39	276,10	275,04	276,11	0,000564	0,57	282,13	272,56	0,16
RS	T1	S8	418,1	1	120,00	273,14	275,77	275,18	275,80	0,001338	0,78	160,72	190,07	0,25
RS	T1	S8	418,1	2	120,00	273,14	275,83	275,18	275,85	0,001130	0,73	171,90	198,46	0,23
RS	T1	S8	418,1	3	133,72	273,14	275,86	275,21	275,89	0,001283	0,79	178,19	203,77	0,24
RS	T1	S8	418,1	4	133,72	273,14	275,93	275,21	275,95	0,001059	0,74	192,77	220,02	0,22
RS	T1	S8	418,1	5	136,82	273,14	275,88	275,22	275,91	0,001267	0,79	182,45	208,17	0,24
RS	T1	S8	418,1	6	136,82	273,14	275,95	275,22	275,97	0,001058	0,74	196,54	224,19	0,22
RS	T1	S8	418,1	7	153,76	273,14	276,06	275,25	276,08	0,000994	0,75	222,52	237,27	0,21
RS	T1	S7	365,04	1	120,00	273,20	275,72	274,88	275,74	0,000831	0,64	189,22	179,55	0,19
RS	T1	S7	365,04	2	120,00	273,20	275,79	274,88	275,81	0,000695	0,60	201,72	205,64	0,17
RS	T1	S7	365,04	3	133,72	273,20	275,81	274,92	275,83	0,000807	0,66	206,96	215,89	0,19
RS	T1	S7	365,04	4	133,72	273,20	275,89	274,92	275,91	0,000659	0,62	224,07	222,01	0,17

Rio	Trecho	Seção	L_T (m)	Cenário	Q_T (m ³ /s)	H_m (m)	H_A (m)	H_C (m)	H_E (m)	i_A (m/m)	v (m/s)	A_M (m ²)	C_T (m)	n_F
RS	T1	S7	365,04	5	136,82	273,20	275,83	274,93	275,86	0,000799	0,66	211,60	220,72	0,19
RS	T1	S7	365,04	6	136,82	273,20	275,91	274,93	275,93	0,000661	0,62	227,82	222,39	0,17
RS	T1	S7	365,04	7	153,76	273,20	276,02	274,98	276,04	0,000631	0,64	253,09	224,96	0,17
RS	T1	S6	338,41	1	120,00	272,97	275,69	274,86	275,72	0,000943	0,92	195,87	181,45	0,23
RS	T1	S6	338,41	2	120,00	272,97	275,76	274,86	275,79	0,000785	0,86	208,79	183,81	0,21
RS	T1	S6	338,41	3	133,72	272,97	275,78	274,92	275,81	0,000926	0,94	212,52	184,48	0,23
RS	T1	S6	338,41	4	133,72	272,97	275,86	274,92	275,89	0,000757	0,88	227,92	187,21	0,21
RS	T1	S6	338,41	5	136,82	272,97	275,80	274,93	275,83	0,000920	0,95	216,46	185,19	0,23
RS	T1	S6	338,41	6	136,82	272,97	275,88	274,93	275,91	0,000761	0,89	231,04	187,74	0,21
RS	T1	S6	338,41	7	153,76	272,97	275,99	275,01	276,02	0,000742	0,92	252,52	191,34	0,21
RS	T2	S5	273,75	1	180,95	273,15	275,34	274,83	275,40	0,002501	1,40	171,24	194,92	0,37
RS	T2	S5	273,75	2	198,16	273,15	275,41	274,88	275,47	0,002443	1,43	184,74	199,46	0,37
RS	T2	S5	273,75	3	204,50	273,15	275,43	274,89	275,50	0,002424	1,44	189,64	201,24	0,37
RS	T2	S5	273,75	4	222,97	273,15	275,50	274,93	275,57	0,002372	1,47	203,72	206,29	0,37
RS	T2	S5	273,75	5	209,57	273,15	275,45	274,90	275,52	0,002409	1,45	193,53	202,65	0,37
RS	T2	S5	273,75	6	227,24	273,15	275,51	274,94	275,58	0,002362	1,47	206,92	207,42	0,37
RS	T2	S5	273,75	7	256,40	273,15	275,62	274,99	275,69	0,002296	1,51	228,46	214,18	0,37
RS	T2	S4	216,63	1	180,95	272,28	275,20	274,64	275,27	0,002157	1,50	179,51	183,24	0,36
RS	T2	S4	216,63	2	198,16	272,28	275,27	274,69	275,34	0,002150	1,54	192,39	186,60	0,36
RS	T2	S4	216,63	3	204,50	272,28	275,29	274,71	275,37	0,002148	1,55	197,02	187,80	0,36
RS	T2	S4	216,63	4	222,97	272,28	275,36	274,75	275,44	0,002143	1,59	210,26	191,17	0,36
RS	T2	S4	216,63	5	209,57	272,28	275,31	274,72	275,39	0,002146	1,56	200,70	188,74	0,36
RS	T2	S4	216,63	6	227,24	272,28	275,38	274,76	275,46	0,002142	1,60	213,24	191,93	0,36
RS	T2	S4	216,63	7	256,40	272,28	275,48	274,82	275,56	0,002139	1,65	233,22	196,89	0,36

Rio	Trecho	Seção	L_T (m)	Cenário	Q_T (m ³ /s)	H_m (m)	H_A (m)	H_C (m)	H_E (m)	i_A (m/m)	v (m/s)	A_M (m ²)	C_T (m)	n_F
RS	T2	S3	127,46	1	180,95	272,43	275,07	274,36	275,11	0,001235	1,06	230,32	237,06	0,27
RS	T2	S3	127,46	2	198,16	272,43	275,14	274,41	275,18	0,001221	1,08	247,44	242,09	0,27
RS	T2	S3	127,46	3	204,50	272,43	275,17	274,42	275,21	0,001216	1,09	253,61	243,87	0,27
RS	T2	S3	127,46	4	222,97	272,43	275,24	274,47	275,28	0,001205	1,12	271,22	248,97	0,27
RS	T2	S3	127,46	5	209,57	272,43	275,19	274,44	275,23	0,001213	1,10	258,49	245,28	0,27
RS	T2	S3	127,46	6	227,24	272,43	275,26	274,47	275,30	0,001204	1,12	275,17	250,11	0,27
RS	T2	S3	127,46	7	256,40	272,43	275,36	274,52	275,41	0,001192	1,16	301,78	256,64	0,27
RS	T2	S2	71,99	1	180,95	271,73	274,99	274,30	275,04	0,001164	1,21	229,42	227,83	0,27
RS	T2	S2	71,99	2	198,16	271,73	275,06	274,35	275,11	0,001170	1,24	245,77	230,52	0,27
RS	T2	S2	71,99	3	204,50	271,73	275,09	274,37	275,14	0,001172	1,25	251,61	231,47	0,27
RS	T2	S2	71,99	4	222,97	271,73	275,16	274,41	275,21	0,001179	1,28	268,30	236,59	0,28
RS	T2	S3	71,99	5	209,57	271,73	275,11	274,38	275,16	0,001174	1,26	256,24	232,88	0,27
RS	T2	S3	71,99	6	227,24	271,73	275,18	274,42	275,23	0,001181	1,29	272,03	237,73	0,28
RS	T2	S3	71,99	7	256,40	271,73	275,28	274,49	275,34	0,001190	1,33	297,26	245,28	0,28
RS	T2	S1	4,41	1	180,95	272,25	274,75	274,39	274,89	0,004134	1,91	126,77	134,33	0,49
RS	T2	S1	4,41	2	198,16	272,25	274,82	274,44	274,97	0,004132	1,96	135,72	137,38	0,49
RS	T2	S1	4,41	3	204,50	272,25	274,84	274,46	274,99	0,004131	1,98	138,94	138,42	0,49
RS	T2	S1	4,41	4	222,97	272,25	274,91	274,51	275,06	0,004130	2,03	148,19	143,82	0,50
RS	T2	S1	4,41	5	209,57	272,25	274,86	274,47	275,01	0,004131	2,00	141,49	139,24	0,49
RS	T2	S1	4,41	6	227,24	272,25	274,92	274,52	275,08	0,004130	2,05	150,32	145,55	0,50
RS	T2	S1	4,41	7	256,40	272,25	275,02	274,59	275,18	0,004133	2,12	164,91	157,04	0,50
AF	T1	S11	155,72	1	60,95	275,84	277,34	277,34	277,60	0,015802	2,57	31,77	60,93	0,87
AF	T1	S11	155,72	2	78,16	275,84	277,45	277,45	277,74	0,015547	2,76	38,84	67,32	0,88

Rio	Trecho	Seção	L_T (m)	Cenário	Q_T (m ³ /s)	H_m (m)	H_A (m)	H_C (m)	H_E (m)	i_A (m/m)	v (m/s)	A_M (m ²)	C_T (m)	n_F
AF	T1	S11	155,72	3	70,78	275,84	277,41	277,41	277,68	0,015812	2,69	35,70	64,55	0,88
AF	T1	S11	155,72	4	89,25	275,84	277,52	277,52	277,82	0,015074	2,84	43,56	71,80	0,87
AF	T1	S11	155,72	5	72,75	275,84	277,42	277,42	277,70	0,015931	2,72	36,37	65,14	0,88
AF	T1	S11	155,72	6	90,42	275,84	277,52	277,52	277,83	0,015298	2,86	43,75	72,03	0,88
AF	T1	S11	155,72	7	102,64	275,84	277,59	277,59	277,91	0,015205	2,97	48,45	76,95	0,89
AF	T1	S10	131,46	1	60,95	275,82	277,07	276,30	277,10	0,000122	0,82	74,04	60,12	0,24
AF	T1	S10	131,46	2	78,16	275,82	277,29	276,39	277,33	0,000115	0,89	87,69	60,14	0,24
AF	T1	S10	131,46	3	70,78	275,82	277,20	276,35	277,24	0,000117	0,86	81,98	60,13	0,24
AF	T1	S10	131,46	4	89,25	275,82	277,43	276,44	277,47	0,000112	0,93	95,95	60,14	0,24
AF	T1	S10	131,46	5	72,75	275,82	277,22	276,37	277,26	0,000117	0,87	83,50	60,13	0,24
AF	T1	S10	131,46	6	90,42	275,82	277,44	276,45	277,49	0,000111	0,93	96,81	60,14	0,23
AF	T1	S10	131,46	7	102,64	275,82	277,58	276,50	277,63	0,000110	0,98	105,07	60,15	0,24
AF	T1	S9	118,51	1	60,95	275,77	277,01	276,47	277,09	0,000347	1,25	48,71	47,96	0,40
AF	T1	S9	118,51	2	78,16	275,77	277,24	276,59	277,33	0,000311	1,30	59,91	51,10	0,38
AF	T1	S9	118,51	3	70,78	275,77	277,14	276,54	277,23	0,000325	1,28	55,13	49,79	0,39
AF	T1	S9	118,51	4	89,25	275,77	277,38	276,66	277,47	0,000293	1,33	67,07	53,01	0,38
AF	T1	S9	118,51	5	72,75	275,77	277,17	276,55	277,25	0,000322	1,29	56,38	50,13	0,39
AF	T1	S9	118,51	6	90,42	275,77	277,39	276,67	277,48	0,000291	1,33	67,83	53,21	0,38
AF	T1	S9	118,51	7	102,64	275,77	277,53	276,74	277,62	0,000278	1,36	75,28	55,12	0,37
AF	T1	S8	104,98	1	60,95	275,72	277,01	276,46	277,09	0,000312	1,23	49,48	44,88	0,37
AF	T1	S8	104,98	2	78,16	275,72	277,23	276,57	277,32	0,000280	1,31	59,52	44,94	0,36
AF	T1	S8	104,98	3	70,78	275,72	277,14	276,52	277,22	0,000292	1,28	55,33	44,92	0,37
AF	T1	S8	104,98	4	89,25	275,72	277,37	276,64	277,46	0,000267	1,36	65,57	44,98	0,36
AF	T1	S8	104,98	5	72,75	275,72	277,17	276,54	277,25	0,000289	1,29	56,45	44,93	0,37

Rio	Trecho	Seção	L _T (m)	Cenário	Q _T (m ³ /s)	H _m (m)	H _A (m)	H _C (m)	H _E (m)	i _A (m/m)	v (m/s)	A _M (m ²)	C _T (m)	n _F
AF	T1	S8	104,98	6	90,42	275,72	277,38	276,65	277,48	0,000266	1,37	66,19	44,98	0,36
AF	T1	S8	104,98	7	102,64	275,72	277,52	276,72	277,62	0,000245	1,39	78,46	48,81	0,35
AF	T1	S7	95,97	1	60,95	275,71	276,95	276,48	277,08	0,000691	1,57	38,93	33,14	0,46
AF	T1	S7	95,97	2	78,16	275,71	277,16	276,61	277,31	0,000667	1,70	45,90	33,19	0,46
AF	T1	S7	95,97	3	70,78	275,71	277,08	276,55	277,21	0,000676	1,65	43,00	33,17	0,46
AF	T1	S7	95,97	4	89,25	275,71	277,29	276,69	277,45	0,000647	1,77	51,17	36,55	0,46
AF	T1	S7	95,97	5	72,75	275,71	277,10	276,57	277,24	0,000674	1,66	43,77	33,17	0,46
AF	T1	S7	95,97	6	90,42	275,71	277,31	276,69	277,47	0,000645	1,78	51,67	37,97	0,46
AF	T1	S7	95,97	7	102,64	275,71	277,43	276,77	277,61	0,000637	1,87	56,53	38,85	0,46
AF	T1	S6	83,97	1	60,95	275,71	276,62	276,62	277,04	0,002208	2,87	21,22	25,08	1,00
AF	T1	S6	83,97	2	78,16	275,71	276,77	276,77	277,26	0,002124	3,12	25,04	25,09	1,00
AF	T1	S6	83,97	3	70,78	275,71	276,70	276,70	277,17	0,002180	3,03	23,36	25,09	1,00
AF	T1	S6	83,97	4	89,25	275,71	276,93	276,85	277,41	0,001678	3,05	29,24	25,10	0,90
AF	T1	S6	83,97	5	72,75	275,71	276,72	276,72	277,19	0,002142	3,05	23,89	25,09	1,00
AF	T1	S6	83,97	6	90,42	275,71	276,95	276,87	277,42	0,001670	3,06	29,52	25,11	0,90
AF	T1	S6	83,97	7	102,64	275,71	277,07	276,97	277,57	0,001544	3,13	34,31	28,50	0,88
AF	T1	S5	76,29	1	60,95	275,70	276,52	276,59	277,01	0,002927	3,10	19,68	26,32	1,14
AF	T1	S5	76,29	2	78,16	275,70	276,64	276,74	277,24	0,002974	3,42	22,85	26,48	1,18
AF	T1	S5	76,29	3	70,78	275,70	276,59	276,68	277,14	0,002967	3,29	21,50	26,41	1,16
AF	T1	S5	76,29	4	89,25	275,70	277,02	276,83	277,36	0,001113	2,62	38,25	32,17	0,76
AF	T1	S5	76,29	5	72,75	275,70	276,61	276,70	277,17	0,002945	3,32	21,92	26,43	1,16
AF	T1	S5	76,29	6	90,42	275,70	277,03	276,84	277,37	0,001106	2,63	38,63	32,17	0,75
AF	T1	S5	76,29	7	102,64	275,70	277,15	276,93	277,52	0,001051	2,72	42,46	32,17	0,75

Rio	Trecho	Seção	L_T (m)	Cenário	Q_T (m ³ /s)	H_m (m)	H_A (m)	H_C (m)	H_E (m)	i_A (m/m)	v (m/s)	A_M (m ²)	C_T (m)	n_F
AF	T1	S4	69,42	1	60,95	275,59	276,44	276,53	276,98	0,006265	3,25	18,76	24,57	1,19
AF	T1	S4	69,42	2	78,16	275,59	276,58	276,69	277,21	0,005960	3,51	22,25	24,89	1,19
AF	T1	S4	69,42	3	70,78	275,59	276,52	276,62	277,11	0,006083	3,41	20,78	24,75	1,19
AF	T1	S4	69,42	4	89,25	275,59	276,79	276,79	277,32	0,003992	3,25	27,46	25,43	1,00
AF	T1	S4	69,42	5	72,75	275,59	276,54	276,64	277,14	0,006054	3,44	21,17	24,79	1,19
AF	T1	S4	69,42	6	90,42	275,59	276,80	276,80	277,34	0,003989	3,26	27,70	25,46	1,00
AF	T1	S4	69,42	7	102,64	275,59	276,90	276,90	277,48	0,003865	3,39	30,37	28,05	1,00
AF	T1	S3	57,32	1	60,95	275,37	276,47	276,47	276,82	0,005310	2,73	25,43	29,88	0,90
AF	T1	S3	57,32	2	78,16	275,37	276,55	276,55	277,04	0,006769	3,23	27,70	29,96	1,02
AF	T1	S3	57,32	3	70,78	275,37	276,48	276,48	276,94	0,006931	3,13	25,71	29,89	1,03
AF	T1	S3	57,32	4	89,25	275,37	276,48	276,64	277,22	0,011175	3,97	25,59	29,89	1,30
AF	T1	S3	57,32	5	72,75	275,37	276,49	276,49	276,97	0,007061	3,19	26,03	29,90	1,04
AF	T1	S3	57,32	6	90,42	275,37	276,47	276,65	277,24	0,011628	4,04	25,48	29,88	1,33
AF	T1	S3	57,32	7	102,64	275,37	276,56	276,75	277,38	0,011156	4,18	28,12	29,97	1,32
AF	T1	S2	49,83	1	60,95	275,08	275,91	276,14	276,70	0,024798	3,94	15,46	23,03	1,54
AF	T1	S2	49,83	2	78,16	275,08	276,07	276,30	276,92	0,020543	4,09	19,12	23,28	1,44
AF	T1	S2	49,83	3	70,78	275,08	276,01	276,23	276,82	0,021635	4,00	17,69	23,18	1,46
AF	T1	S2	49,83	4	89,25	275,08	276,13	276,39	277,09	0,020947	4,32	20,64	23,39	1,47
AF	T1	S3	49,83	5	72,75	275,08	276,02	276,25	276,85	0,021315	4,02	18,08	23,21	1,46
AF	T1	S3	49,83	6	90,42	275,08	276,14	276,43	277,11	0,021182	4,36	20,74	23,40	1,48
AF	T1	S3	49,83	7	102,64	275,08	276,23	276,43	277,25	0,019848	4,48	22,91	23,55	1,45
AF	T1	S1	37	1	60,95	274,48	275,38	275,64	276,23	0,057750	4,08	14,93	38,07	1,58
AF	T1	S1	37	2	78,16	274,48	275,51	275,76	276,49	0,056279	4,40	17,78	40,25	1,59
AF	T1	S1	37	3	70,78	274,48	275,46	275,71	276,38	0,056658	4,26	16,60	39,36	1,58

Rio	Trecho	Seção	L_T (m)	Cenário	Q_T (m ³ /s)	H_m (m)	H_A (m)	H_C (m)	H_E (m)	i_A (m/m)	v (m/s)	A_M (m ²)	C_T (m)	n_F
AF	T1	S1	37	4	89,25	274,48	275,58	275,83	276,66	0,056492	4,60	19,41	41,45	1,61
AF	T1	S1	37	5	72,75	274,48	275,47	275,72	276,41	0,056560	4,30	16,92	39,60	1,58
AF	T1	S1	37	6	90,42	274,48	275,59	275,84	276,68	0,056513	4,62	19,57	41,53	1,61
AF	T1	S1	37	7	102,64	274,48	275,66	275,91	276,84	0,054934	4,80	21,36	47,36	1,61

O polígono de inundação apresentado na Figura 31, foi reproduzido a partir dos dados de largura da lâmina nas seções de controle, apresentados na coluna “C_T” da Tabela 18, para o cenário 3. O polígono mostra os avanços da lâmina em direção ao dique esquerdo do canal adutor do sertão. Verifica-se na Figura 31, nos trechos do riacho seco, que as curvas de nível mais elevadas são alcançadas, pela lâmina d’água, nas seções S6 a S12 (trecho 1), ao passo que no trecho 2 o avanço é um pouco menor (na vertical), não somente devido a declividade do terreno, mas ao efeito da elevação maior ocorrer devido a confluência, ou seja, a lâmina se eleva mais, a montante da junção convergente (ver seção S5 e seção S6). A partir da seção S6 a lâmina se eleva sempre acima de H_A = 275,7m (cenário 2). Há um declive notável no topo da lâmina entre a seção S6 e a seção S5 (Figura 27 e Figura 31).

Tabela 19 – Largura alcançada nas seções de controle para cada cenário

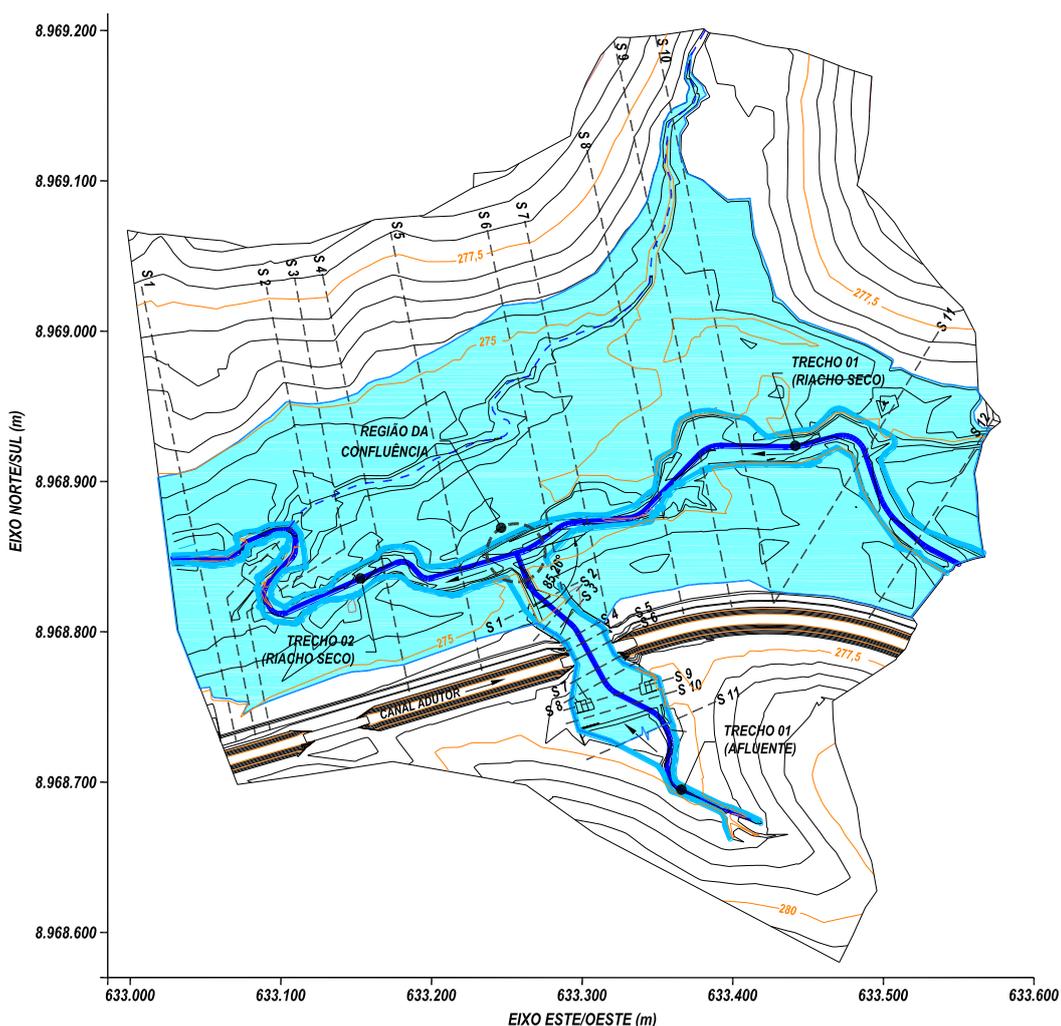
Riacho	Trecho	Seção	Cenário						
			1	2	3	4	5	6	7
			C _T (m)						
RS	T1	S12	140,29	140,39	141,04	141,19	141,21	141,35	142,29
RS	T1	S11	169,43	170,04	171,54	172,39	172,02	172,84	175,57
RS	T1	S10	273,80	284,69	292,21	309,84	297,56	314,21	328,98
RS	T1	S9	261,25	262,89	264,15	266,52	264,87	267,14	272,56
RS	T1	S8	190,07	198,46	203,77	220,02	208,17	224,19	237,27
RS	T1	S7	179,55	205,64	215,89	222,01	220,72	222,39	224,96
RS	T1	S6	181,45	183,81	184,48	187,21	185,19	187,74	191,34
RS	T2	S5	194,92	199,46	201,24	206,29	202,65	207,42	214,18
RS	T2	S4	183,24	186,60	187,80	191,17	188,74	191,93	196,89
RS	T2	S3	237,06	242,09	243,87	248,97	245,28	250,11	256,64
RS	T2	S2	227,83	230,52	231,47	236,59	232,88	237,73	245,28
RS	T2	S1	134,33	137,38	138,42	143,82	139,24	145,55	157,04
AF	T1	S11	60,93	67,32	64,55	71,80	65,14	72,03	76,95
AF	T1	S10	60,12	60,14	60,13	60,14	60,13	60,14	60,15
AF	T1	S9	47,96	51,10	49,79	53,01	50,13	53,21	55,12
AF	T1	S8	44,88	44,94	11,92	44,98	44,93	44,98	48,81
AF	T1	S7	33,14	33,19	33,17	36,55	33,17	37,97	39,85
AF	T1	S6	25,08	25,09	25,09	25,10	25,09	25,11	28,50
AF	T1	S5 ⁸							
AF	T1	S4							
AF	T1	S3							
AF	T1	S2							
AF	T1	S1							

⁸ As seções S5, S4, S3, S2 e S1 do afluente se encontram dentro da área de inundação do riacho seco sendo assim excluídas da tabela.

A Tabela 19 resume as larguras (C_T) alcançadas em cada seção no topo da lâmina d'água. Nota-se que com o aumento da vazão chegando através do afluente, mesmo considerando a mesma vazão escoando no riacho seco (cenário 1 e cenário 2), há aumento da largura da seção, devido à elevação do nível de água, gerado pelo efeito hidráulico da confluência.

Embora o alargamento do topo da lâmina seja relativo, dependendo se será maior ou menor, não somente devido a uma maior ou menor elevação vertical da lâmina, mas também da topografia apresentada em cada seção (Figura 28 e Figura 29), ainda assim percebe-se, pela tabela Tabela 19, que há aumento da largura das seções quando se aumenta a vazão afluente. Na Tabela 19 as seções S1 a S5 do afluente, foram desconsideradas por ficarem submersas na região de inundação do riacho seco.

Figura 31 – Polígono de inundação considerando as vazões do cenário 3



4.2 Discussões

Na Tabela 18 podem ser observados os resultados das elevações das lâminas d'água dos cenários 1 a 7 na coluna " H_A ".

Para uma avaliação dos riscos de galgamento da água que escoam nos dois riachos, seco e afluente, analisaremos os níveis das lâminas para cada cenário, apresentadas na Tabela 18, examinando sua elevação ao longo da vertical das estruturas de paredes e diques do canal. Algumas tabelas na sequência resumem informações de altitudes do topo das lâminas, calculadas pelo modelo hidrodinâmico, e das altitudes do topo das estruturas de contenção das águas (diques e paredes).

Cada tabela a seguir, apresenta na coluna " H_A ", a altitude que alcançam os níveis de água em cada seção de controle, para o cenário estudado ao longo dos trechos de talvegues. Na coluna " H ", são informadas as altitudes do topo dos diques e paredes adjacentes a cada seção, e a coluna " ΔH " mostra a diferença entre H_A e H , resultando em folga (borda livre) ou afogamento que há entre o nível de água e o topo da estrutura em cada seção. (Tabela 20 a Tabela 26) Nas colunas " H " e " ΔH " não se comenta as altitudes do topo das seções S1 a S4, por estarem na planície inundante do riacho seco, de tal modo que, ao se submergirem em algum evento (cenário), não implica em galgamento de água dos riachos para o interior do canal do sertão.

Os resumos por cenário apresentados da Tabela 20 a Tabela 26, foram obtidos a partir dos dados da Tabela 18, dos dados do projeto executivo e do levantamento topográfico realizado na área de estudo.

Na coluna " ΔH " da Tabela 20, a seção 7 do afluente (no interior do canal do over-chute), apresenta uma borda livre de inundação de 0,23m (ΔH), já na seção S11 do trecho 1 do riacho seco, a borda livre entre o topo da lâmina e o topo do dique do canal é $\Delta H = 0,88\text{m}$.

Tabela 20 – Resultado das elevações dos níveis de água nos riachos em relação ao topo das estruturas de proteção do canal adutor para o cenário 1

Cenário 1: Resumo das diferenças de níveis entre a lâmina d'água e o topo das estruturas								
Riacho	Trecho	Seção	d (m)	L _T (m)	Q (m ³ /s)	H _A (m)	H (m)	ΔH (m)
RS	T1	S12	69,25	644,21	120,00	276,23	276,92	0,69
RS	T1	S11	89,18	574,96	120,00	276,04	276,92	0,88
RS	T1	S10	28,61	485,78	120,00	275,83	276,92	1,09
RS	T1	S9	39,07	457,17	120,00	275,82	276,92	1,10
RS	T1	S8	53,06	418,10	120,00	275,77	276,92	1,15
RS	T1	S7	26,63	365,04	120,00	275,72	276,92	1,20
RS	T1	S6	64,66	338,41	120,00	275,69	276,92	1,23
RS	T2	S5	57,12	273,75	180,95	275,34	276,92	1,58
RS	T2	S4	89,17	216,63	180,95	275,20	276,92	1,72
RS	T2	S3	55,47	127,46	180,95	275,07	276,92	1,85
RS	T2	S2	67,58	71,99	180,95	274,99	276,92	1,93
RS	T2	S1	4,41	4,41	180,95	274,75	276,92	2,17
AF	T1	S11	24,26	155,72	60,95	277,34	277,67	0,33
AF	T1	S10	12,95	131,46	60,95	277,07	277,80	0,73
AF	T1	S9	13,53	118,51	60,95	277,01	277,80	0,79
AF	T1	S8	9,01	104,98	60,95	277,01	277,43	0,42
AF	T1	S7	12,00	95,97	60,95	276,95	277,18	0,23
AF	T1	S6	7,68	83,97	60,95	276,62	277,02	0,40
AF	T1	S5	6,87	76,29	60,95	276,52	276,92	0,40
AF	T1	S4	12,10	69,42	60,95	276,44	276,92	0,48
AF	T1	S3	7,49	57,32	60,95	276,47	276,46	-0,01
AF	T1	S2	12,83	49,83	60,95	275,91	276,46	0,55
AF	T1	S1	37,00	37,00	60,95	275,38	275,69	0,31

Comparado a elevação da lâmina da Tabela 20 com a elevação da lâmina da Tabela 21 (cenário 1 e cenário 2, respectivamente), o efeito do remanso gerado na junção convergente, é percebido na seção S11 do trecho 1 do riacho (aumento de vazão somente no trecho 1 do afluente em relação ao cenário 1), nessa seção há uma elevação de 0,06m refletido na redução da borda livre (ΔH) entre o topo da lâmina e o topo do dique esquerdo do canal do sertão.

A seção S3 do trecho 1 do afluente submergiu (ambos os cenários) devido estar dentro da área de inundação do riacho seco.

A diferença entre a lâmina da seção S5 (seção mais a montante do trecho 2 do riacho seco) e a lâmina da seção S6 (seção mais a jusante do trecho 1 do riacho seco), definindo a extensão da confluência, é de 0,35m.

Tabela 21 – Resultados das elevações dos níveis de água nos riachos em relação ao topo das estruturas de proteção do canal adutor para o cenário 2

Cenário 2: Resumo das diferenças de níveis entre a lâmina d'água e o topo das estruturas								
Riacho	Trecho	Seção	d (m)	L _T (m)	Q (m ³ /s)	H _A (m)	H (m)	ΔH (m)
RS	T1	S12	69,25	644,21	120,00	276,23	276,92	0,69
RS	T1	S11	89,18	574,96	120,00	276,06	276,92	0,86
RS	T1	S10	28,61	485,78	120,00	275,88	276,92	1,04
RS	T1	S9	39,07	457,17	120,00	275,87	276,92	1,05
RS	T1	S8	53,06	418,10	120,00	275,83	276,92	1,09
RS	T1	S7	26,63	365,04	120,00	275,79	276,92	1,13
RS	T1	S6	64,66	338,41	120,00	275,76	276,92	1,16
RS	T2	S5	57,12	273,75	198,16	275,41	276,92	1,51
RS	T2	S4	89,17	216,63	198,16	275,27	276,92	1,65
RS	T2	S3	55,47	127,46	198,16	275,14	276,92	1,78
RS	T2	S2	67,58	71,99	198,16	275,06	276,92	1,86
RS	T2	S1	4,41	4,41	198,16	274,82	276,92	2,10
AF	T1	S11	24,26	155,72	78,16	277,45	277,67	0,22
AF	T1	S10	12,95	131,46	78,16	277,29	277,80	0,51
AF	T1	S9	13,53	118,51	78,16	277,24	277,80	0,56
AF	T1	S8	9,01	104,98	78,16	277,23	277,43	0,20
AF	T1	S7	12,00	95,97	78,16	277,16	277,18	0,02
AF	T1	S6	7,68	83,97	78,16	276,77	277,02	0,25
AF	T1	S5	6,87	76,29	78,16	276,64	276,92	0,28
AF	T1	S4	12,10	69,42	78,16	276,58	276,92	0,34
AF	T1	S3	7,49	57,32	78,16	276,55	276,46	-0,09
AF	T1	S2	12,83	49,83	78,16	276,07	276,46	0,39
AF	T1	S1	37,00	37,00	78,16	275,51	275,69	0,18

A lâmina na seção S7 do trecho 1 do afluente, no cenário 2, alcança o limite do topo da parede ($\Delta H = 0,02\text{m}$), no entanto, a elevação de $0,21\text{m}$ na lâmina, comparando o cenário 1 com o cenário 2, não se deve ao efeito do remanso gerado na junção convergente, e sim, ao aumento da vazão no trecho (incremento de vazão entre os cenários: $Q = 17,21\text{m}^3/\text{s}$ – ver Tabela 18). Que o efeito não é devido à confluência, pode ser notado no desnível do topo das seções à jusante da seção S7 (coluna “H_A” da Tabela 21) e, conseqüentemente, no aumento do declive da linha d’água, ao longo do perfil do trecho 1 do riacho afluente, da seção S7 até a seção S1 (ver coluna i_A = da Tabela 17).

Tabela 22 – Resultados das elevações dos níveis de água nos riachos em relação ao topo das estruturas de proteção do canal adutor para o cenário 3

Cenário 3: Resumo das diferenças de níveis entre a lâmina d'água e o topo das estruturas								
Riacho	Trecho	Seção	d (m)	L _T (m)	Q (m ³ /s)	H _A (m)	H (m)	ΔH (m)
RS	T1	S12	69,25	644,21	133,72	276,29	276,92	0,63
RS	T1	S11	89,18	574,96	133,72	276,11	276,92	0,81
RS	T1	S10	28,61	485,78	133,72	275,92	276,92	1,00
RS	T1	S9	39,07	457,17	133,72	275,91	276,92	1,01
RS	T1	S8	53,06	418,10	133,72	275,86	276,92	1,06
RS	T1	S7	26,63	365,04	133,72	275,81	276,92	1,11
RS	T1	S6	64,66	338,41	133,72	275,78	276,92	1,14
RS	T2	S5	57,12	273,75	204,50	275,43	276,92	1,49
RS	T2	S4	89,17	216,63	204,50	275,29	276,92	1,63
RS	T2	S3	55,47	127,46	204,50	275,17	276,92	1,75
RS	T2	S2	67,58	71,99	204,50	275,09	276,92	1,83
RS	T2	S1	4,41	4,41	204,50	274,84	276,92	2,08
AF	T1	S11	24,26	155,72	70,78	277,41	277,67	0,26
AF	T1	S10	12,95	131,46	70,78	277,20	277,80	0,60
AF	T1	S9	13,53	118,51	70,78	277,14	277,80	0,66
AF	T1	S8	9,01	104,98	70,78	277,14	277,43	0,29
AF	T1	S7	12,00	95,97	70,78	277,08	277,18	0,10
AF	T1	S6	7,68	83,97	70,78	276,70	277,02	0,32
AF	T1	S5	6,87	76,29	70,78	276,59	276,92	0,33
AF	T1	S4	12,10	69,42	70,78	276,52	276,92	0,40
AF	T1	S3	7,49	57,32	70,78	276,48	276,46	-0,02
AF	T1	S2	12,83	49,83	70,78	276,01	276,46	0,45
AF	T1	S1	37,00	37,00	70,78	275,46	275,69	0,23

A Tabela 23 indica uma elevação de 0,36m na região da confluência entre a seção S5 (trecho 2 do riacho seco) e a seção S6 (trecho 1 do riacho seco), devido ao estreitamento da seção hidráulica na confluência no trecho do riacho seco, por causa do volume afluindo através do afluente, gerando perdas de energia na região, devido a alteração nas condições de escoamento (Coelho, M. L. P, 2003).

A seção S11 do trecho 1 do riacho seco se eleva, nas condições do cenário 4, até a altitude $H_A = 276,92\text{m}$, chegando portanto à 0,79m do topo do dique esquerdo do canal adutor.

Nessas condições de escoamento, para esse cenário, a estrutura de drenagem proposta apresenta-se satisfatória, considerando os riscos e incertezas, e os critérios apresentados nesse trabalho.

A seção S7 do afluente, posicionada no interior da estrutura artificial de drenagem (over-chute 3), revela uma falha no sistema de drenagem para o cenário

4. No lado direito da seção a estrutura é submergida em 0,11m, isto é, um dado volume de água do afluente, verterá para dentro do canal do sertão. O topo da lâmina d'água na seção S5 também está acima do topo da estrutura ($\Delta H = 0,10m$), porém, não verterá para dentro do canal, mas sim para o leito do riacho seco, por estar dentro da área de inundação do riacho seco.

Tabela 23 – Resultados das elevações dos níveis de água nos riachos em relação ao topo das estruturas de proteção do canal adutor para o cenário 4

Cenário 4: Resumo das diferenças de níveis entre a lâmina d'água e o topo das estruturas								
Riacho	Trecho	Seção	d (m)	L_T (m)	Q (m ³ /s)	H_A (m)	H (m)	ΔH (m)
RS	T1	S12	69,25	644,21	133,72	276,30	276,92	0,62
RS	T1	S11	89,18	574,96	133,72	276,13	276,92	0,79
RS	T1	S10	28,61	485,78	133,72	275,98	276,92	0,94
RS	T1	S9	39,07	457,17	133,72	275,97	276,92	0,95
RS	T1	S8	53,06	418,10	133,72	275,93	276,92	0,99
RS	T1	S7	26,63	365,04	133,72	275,89	276,92	1,03
RS	T1	S6	64,66	338,41	133,72	275,86	276,92	1,06
RS	T2	S5	57,12	273,75	222,97	275,50	276,92	1,42
RS	T2	S4	89,17	216,63	222,97	275,36	276,92	1,56
RS	T2	S3	55,47	127,46	222,97	275,24	276,92	1,68
RS	T2	S2	67,58	71,99	222,97	275,16	276,92	1,76
RS	T2	S1	4,41	4,41	222,97	274,91	276,92	2,01
AF	T1	S11	24,26	155,72	89,25	277,52	277,67	0,15
AF	T1	S10	12,95	131,46	89,25	277,43	277,80	0,37
AF	T1	S9	13,53	118,51	89,25	277,38	277,80	0,42
AF	T1	S8	9,01	104,98	89,25	277,37	277,43	0,06
AF	T1	S7	12,00	95,97	89,25	277,29	277,18	-0,11
AF	T1	S6	7,68	83,97	89,25	276,93	277,02	0,09
AF	T1	S5	6,87	76,29	89,25	277,02	276,92	-0,10
AF	T1	S4	12,10	69,42	89,25	276,79	276,92	0,13
AF	T1	S3	7,49	57,32	89,25	276,48	276,46	-0,02
AF	T1	S2	12,83	49,83	89,25	276,13	276,46	0,33
AF	T1	S1	37,00	37,00	89,25	275,58	275,69	0,11

As dimensões da estrutura de drenagem (over-chute 3), foram calculadas em função das vazões usadas nesse cenário (4), ou seja, com os dados de chuva do posto de São Gonçalo, PB, para um TR de 50 anos. Na ocasião, a empresa utilizou a carta SC-24-X-C-III ($E_5 = 1:100.000$) para determinar a área das microbacias tributárias. Atualmente já se dispõe de levantamentos topográficos mais detalhados da região, podendo obter resultados muito mais precisos. A área anteriormente considerada pela empresa para as microbacias tributárias (B_{T1} a B_{T5}) foi de 3,110km², sendo a área real hoje de 5,932km², obtida a partir de cartas topográficas

elaboradas em $E_s = 1:50.000$. Assim sendo, a falha no sistema para escoamento da vazão de projeto para os critérios adotados, deve-se ao fato da área anterior ter sido subdimensionada, implicando em vazões bem menores para os dados de chuva do posto considerado.

A Tabela 24 considera os resultados da elevação das lâminas nas seções de controle para o TR de 100 anos, partido dos lagos (1 e 2) vazios.

Na seção S11 do trecho 1 do riacho seco, a lâmina se eleva à 0,80m do topo do dique do canal e na seção S7 do trecho 1 do afluente, à 0,08m do topo da parede do canal de aproximação do over-chute 3.

Tabela 24 – Resultados das elevações dos níveis de água nos riachos em relação ao topo das estruturas de proteção do canal adutor para o cenário 5

Cenário 5: Resumo das diferenças de níveis entre a lâmina d'água e o topo das estruturas								
Riacho	Trecho	Seção	d (m)	L_T (m)	Q (m^3/s)	H_A (m)	H (m)	ΔH (m)
RS	T1	S12	69,25	644,21	136,82	276,30	276,92	0,62
RS	T1	S11	89,18	574,96	136,82	276,12	276,92	0,80
RS	T1	S10	28,61	485,78	136,82	275,94	276,92	0,98
RS	T1	S9	39,07	457,17	136,82	275,93	276,92	0,99
RS	T1	S8	53,06	418,10	136,82	275,88	276,92	1,04
RS	T1	S7	26,63	365,04	136,82	275,83	276,92	1,09
RS	T1	S6	64,66	338,41	136,82	275,80	276,92	1,12
RS	T2	S5	57,12	273,75	209,57	275,45	276,92	1,47
RS	T2	S4	89,17	216,63	209,57	275,31	276,92	1,61
RS	T2	S3	55,47	127,46	209,57	275,19	276,92	1,73
RS	T2	S2	67,58	71,99	209,57	275,11	276,92	1,81
RS	T2	S1	4,41	4,41	209,57	274,86	276,92	2,06
AF	T1	S11	24,26	155,72	72,75	277,42	277,67	0,25
AF	T1	S10	12,95	131,46	72,75	277,22	277,80	0,58
AF	T1	S9	13,53	118,51	72,75	277,17	277,80	0,63
AF	T1	S8	9,01	104,98	72,75	277,17	277,43	0,26
AF	T1	S7	12,00	95,97	72,75	277,10	277,18	0,08
AF	T1	S6	7,68	83,97	72,75	276,72	277,02	0,30
AF	T1	S5	6,87	76,29	72,75	276,61	276,92	0,31
AF	T1	S4	12,10	69,42	72,75	276,54	276,92	0,38
AF	T1	S3	7,49	57,32	72,75	276,49	276,46	-0,03
AF	T1	S2	12,83	49,83	72,75	276,02	276,46	0,44
AF	T1	S1	37,00	37,00	72,75	275,47	275,69	0,22

No cenário cinco (5), a diferença entre as lâminas nas seções S5 e S6 do riacho seco é de 0,35m ($275,80m - 275,45m = 0,35m$), a menor elevação em relação ao cenário 4 se deve a menor vazão afluente no cenário 5 ($Q = 89,25m^3/s$ no cenário 4; $Q = 72,75m^3/s$ no cenário 5).

Os cenários 6 (Tabela 25) e 7 (Tabela 26) calculam as maiores vazões afluindo ao nó 5 através do trecho 1 do afluente ($Q_E = 90,42\text{m}^3/\text{s}$ e $Q_E = 102,64\text{m}^3/\text{s}$ para os cenários 6 e 7 respectivamente).

No cenário 6 a parede da estrutura no alinhamento da seção S7 fica 0,13m abaixo da lâmina d'água e no cenário 7, as seções S8 a S6 ficam afogadas (S8, $\Delta H = -0,09\text{m}$; S7, $\Delta H = -0,25\text{m}$ e S6, $\Delta H = -0,05\text{m}$).

Como o efeito do remanso devido à confluência atua mais destacadamente no tramo de montante à confluência, no riacho seco, foram apresentados os cálculos para os dois cenários que, nesse caso, gera mais discussões sobre possíveis danos estruturais ao dique do canal do sertão, no trecho considerado.

Nesses dois casos, a lâmina na seção S11 do trecho 1 do riacho seco se eleva à 0,77m e 0,68m respectivamente para os cenários 6 e 7.

Tabela 25 – Resultados das elevações dos níveis de água nos riachos em relação ao topo das estruturas de proteção do canal adutor para o cenário 6

Cenário 6: Resumo das diferenças de níveis entre a lâmina d'água e o topo das estruturas								
Riacho	Trecho	Seção	d (m)	L_T (m)	Q (m^3/s)	H_A (m)	H (m)	ΔH (m)
RS	T1	S12	69,25	644,21	136,82	276,32	276,92	0,60
RS	T1	S11	89,18	574,96	136,82	276,15	276,92	0,77
RS	T1	S10	28,61	485,78	136,82	276,00	276,92	0,92
RS	T1	S9	39,07	457,17	136,82	275,99	276,92	0,93
RS	T1	S8	53,06	418,10	136,82	275,95	276,92	0,97
RS	T1	S7	26,63	365,04	136,82	275,91	276,92	1,01
RS	T1	S6	64,66	338,41	136,82	275,88	276,92	1,04
RS	T2	S5	57,12	273,75	227,24	275,51	276,92	1,41
RS	T2	S4	89,17	216,63	227,24	275,38	276,92	1,54
RS	T2	S3	55,47	127,46	227,24	275,26	276,92	1,66
RS	T2	S2	67,58	71,99	227,24	275,18	276,92	1,74
RS	T2	S1	4,41	4,41	227,24	274,92	276,92	2,00
AF	T1	S11	24,26	155,72	90,42	277,52	277,67	0,15
AF	T1	S10	12,95	131,46	90,42	277,44	277,80	0,36
AF	T1	S9	13,53	118,51	90,42	277,39	277,80	0,41
AF	T1	S8	9,01	104,98	90,42	277,38	277,43	0,05
AF	T1	S7	12,00	95,97	90,42	277,31	277,18	-0,13
AF	T1	S6	7,68	83,97	90,42	276,95	277,02	0,07
AF	T1	S5	6,87	76,29	90,42	277,03	276,92	-0,11
AF	T1	S4	12,10	69,42	90,42	276,80	276,92	0,12
AF	T1	S3	7,49	57,32	90,42	276,47	276,46	-0,01
AF	T1	S2	12,83	49,83	90,42	276,14	276,46	0,32
AF	T1	S1	37,00	37,00	90,42	275,59	275,69	0,10

Tabela 26 – Resumo das elevações dos níveis de água nos riachos em relação ao topo das estruturas de proteção do canal adutor para o cenário 7

Cenário 7: Resumo das diferenças de níveis entre a lâmina d'água e o topo das estruturas								
Riacho	Trecho	Seção	d (m)	L _T (m)	Q (m ³ /s)	H _A (m)	H (m)	ΔH (m)
RS	T1	S12	69,25	644,21	153,76	276,40	276,92	0,52
RS	T1	S11	89,18	574,96	153,76	276,24	276,92	0,68
RS	T1	S10	28,61	485,78	153,76	276,11	276,92	0,81
RS	T1	S9	39,07	457,17	153,76	276,10	276,92	0,82
RS	T1	S8	53,06	418,10	153,76	276,06	276,92	0,86
RS	T1	S7	26,63	365,04	153,76	276,02	276,92	0,90
RS	T1	S6	64,66	338,41	153,76	275,99	276,92	0,93
RS	T2	S5	57,12	273,75	256,40	275,62	276,92	1,30
RS	T2	S4	89,17	216,63	256,40	275,48	276,92	1,44
RS	T2	S3	55,47	127,46	256,40	275,36	276,92	1,56
RS	T2	S2	67,58	71,99	256,40	275,28	276,92	1,64
RS	T2	S1	4,41	4,41	256,40	275,02	276,92	1,90
AF	T1	S11	24,26	155,72	102,64	277,59	277,67	0,08
AF	T1	S10	12,95	131,46	102,64	277,58	277,80	0,22
AF	T1	S9	13,53	118,51	102,64	277,53	277,80	0,27
AF	T1	S8	9,01	104,98	102,64	277,52	277,43	-0,09
AF	T1	S7	12,00	95,97	102,64	277,43	277,18	-0,25
AF	T1	S6	7,68	83,97	102,64	277,07	277,02	-0,05
AF	T1	S5	6,87	76,29	102,64	277,15	276,92	-0,23
AF	T1	S4	12,10	69,42	102,64	276,90	276,92	0,02
AF	T1	S3	7,49	57,32	102,64	276,56	276,46	-0,10
AF	T1	S2	12,83	49,83	102,64	276,23	276,46	0,23
AF	T1	S1	37,00	37,00	102,64	275,66	275,69	0,03

Alguns experimentos, realizadas com canais retangulares prismáticos em testes de laboratório, estabeleceram relações entre as vazões e as elevações em junções convergentes para dado ângulo (θ) de convergência (Hsu *et al*, 1998a; Hsu *et al*, 1998b).

O trabalho ora apresentado mostra que, quando a razão (N_q) entre a vazão de entrada na confluência através do afluente, (riacho secundário – Q_A) e a vazão de saída da confluência – Q_S ($\frac{Q_A}{Q_S} = N_q$) é próxima de 0,4, a razão (N_y) entre a lâmina d'água à montante da confluência (h_{AM}) e lâmina d'água à jusante – h_{AJ} ($\frac{h_{AM}}{h_{AJ}} = N_y$) da confluência (no canal principal) fica próxima de 1,15 para um ângulo de confluência (θ) igual a 85°.

Os resultados do trabalho experimental de Hsu *et al* (1998b) mostram que quando a razão $N_q = 0,40$ a razão $N_y = 1,25$ em canais retangulares. Para ângulo de

confluência de 30°, 45° e 60° Hsu *et al* (1998a), estabeleceram relações semelhantes, relacionando vazão de entrada e saída na confluência pelo canal principal com alturas das lâminas.

Na Tabela 27 são apresentados os resultados das relações N_q e N_y para os cenários analisados. A coluna “ Q_A ” informa a vazão que chega a junção através do afluente; a coluna “ Q_S ” indica a vazão de saída do ponto de confluência (somatório das vazões do afluente com as vazões da parcela superior provenientes da bacia do riacho seco); a coluna “ h_{AM} ” são os tirantes da lâmina d’água na seção S6 e; a coluna “ h_{AJ} ” são os tirantes alcançados pela lâmina na seção S5.

Tabela 27 – Relação entre vazões e tirantes na região da confluência

Cenário	Vazão (m ³ /s)			Tirante hidráulico ⁹ (m)		N_q	N_y
	Q_A^{10}	Q_E^{11}	Q_S^{12}	h_{AM}	h_{AJ}		
1	60,95	120,00	180,95	2,53	2,19	0,34	1,16
2	78,16	120,00	198,16	2,60	2,26	0,39	1,15
3	70,78	133,72	204,50	2,62	2,28	0,35	1,15
4	89,25	133,72	222,97	2,70	2,35	0,40	1,15
5	72,75	136,82	209,57	2,64	2,30	0,35	1,15
6	90,42	136,82	227,24	2,72	2,36	0,40	1,15
7	102,64	153,76	256,40	2,83	2,47	0,40	1,15

Nota: ver Tabela 15 e Tabela 18

Os resultados encontrados na confluência do afluente sobre o over-chute 3 com canal adutor do sertão, mostram que N_y alcançou valores próximos (à 93,5%) aos do experimento de Hus *et al* (1998b) para valor N_q igual a 0,4 com $\theta = 90^\circ$ (ver Tabela 28). Essa redução na relação N_y em comparação com os dados experimentais, pode ser explicado devido ao fato de que, o ângulo do riacho afluente do trabalho apresentado aqui ($\theta = 85^\circ$), seja menor do que o valor do ângulo ($\theta = 90^\circ$) do experimento realizado por Hus *et al* usando canais retangulares e ainda, considerando que as condições de escoamento são diferentes, por se tratar de seções irregulares nesse trabalho, com grande expansão lateral na região da confluência, assim, o alargamento das seções apresentadas aqui, podem ter

⁹ Altura da lâmina d’água, isto é, distância vertical do fundo do riacho ao topo da lâmina d’água (h_{AM} na seção S6 do riacho seco; h_{AJ} na seção S5).

¹⁰ Vazão de entrada na confluência (seção do nó 5) pelo afluente.

¹¹ Vazão de entrada na confluência (seção do nó 5) pelo riacho seco.

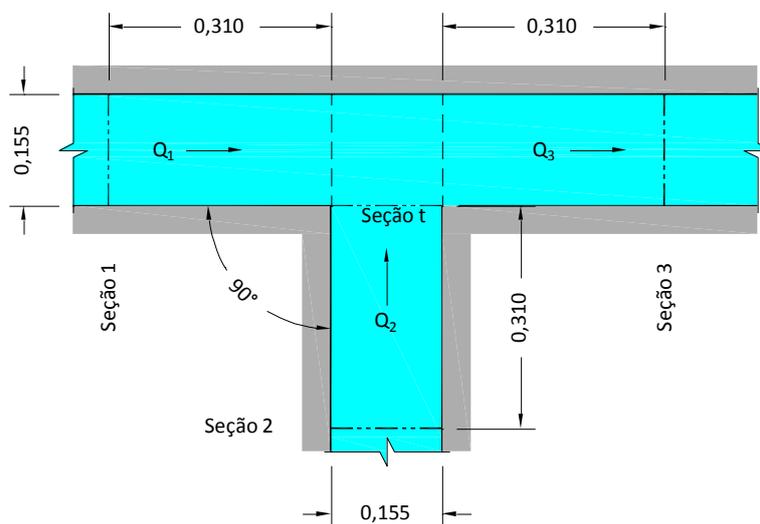
¹² Vazão de saída da confluência – nó 5 ($Q_A + Q_E$).

contribuído para valores diferentes do experimento, isso é notado na Figura 29 e na Figura 31, onde se percebe que há inundação da planície nas margens esquerda e direita do riacho seco além do confinamento da calha principal do riacho, na região da confluência, impedindo que haja uma maior elevação na região a montante e, conseqüentemente, menor relação N_y .

Diferentemente de um canal retangular que, em qualquer eventual perda de energia em dada seção não há expansão lateral da lâmina devido ao confinamento causada pela seção, e sim um deslocamento vertical (aumentando a relação N_y , no caso de junções), em canais naturais com seções com baixas inclinações laterais, a lâmina tende a se espalhar pela superfície reduzindo a razão N_y .

Em canais prismáticos de seções retangulares, as elevações tendem a ser majoradas, pois a parede oposta ao afluente sendo vertical, não permite alargamento da lâmina e, as perdas de energia geradas devido ao encontro das águas (mudança nas condições hidráulicas do escoamento) causam maiores elevações das lâminas à montante da junção convergente em comparação com seções irregulares.

Figura 32 – Esquema de junção com $\theta = 90^\circ$ do experimento de Hsu *et al.* (1998a)



(Adaptado de Hsu *et al.* 1998a)

A Figura 32 reproduz o esquema do experimento de Hsu *et al.*, realizado em canais prismáticos com seção do trecho afluente idêntica a seção dos trechos dos canais principais, com ângulo de afluência $\theta = 90^\circ$. As dimensões do esquema estão

em metro. Os dados do experimento de Hsu *et al* são mostrados na Tabela 28, onde a coluna “ N_q ” pode ser comparada aos resultados das relações entre as lâminas de montante e de jusante da junção convergente desse trabalho, indicando que a relação N_y apresenta valores razoáveis (próximos) em comparação com os valores do experimento.

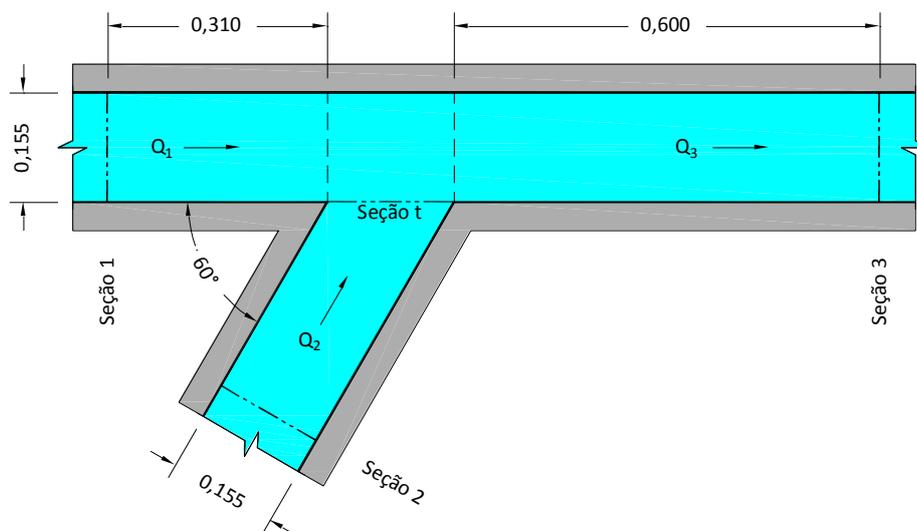
Tabela 28 – Parâmetros experimentais para junção com ângulo $\theta = 90^\circ$ (Hsu *et al.*, 1998a)

Vazão (l/s)			Tirante hidráulico (cm)				Razão	
Q_1	Q_2	Q_3	y_1	y_2	y_t	y_3	N_q	N_y
0,386	3,443	3,829	7,10	6,91	6,78	5,70	0,90	1,25
0,697	5,226	5,923	9,81	9,70	9,37	7,82	0,88	1,25
0,983	5,086	6,069	9,88	9,87	9,48	7,30	0,84	1,35
0,863	3,443	4,306	7,61	7,45	7,27	6,01	0,80	1,27
1,821	4,249	6,070	9,89	9,82	9,39	7,52	0,70	1,32
1,888	4,406	6,294	9,80	9,63	9,38	8,00	0,70	1,23
2,218	3,327	5,545	8,97	9,02	8,69	7,08	0,60	1,27
2,297	3,443	5,740	9,18	9,05	8,73	7,60	0,60	1,21
3,327	3,327	6,654	9,93	10,02	9,71	7,99	0,50	1,24
3,451	3,443	6,894	10,22	10,18	9,87	8,30	0,50	1,23
3,677	2,451	6,128	9,28	9,43	9,11	7,56	0,40	1,23
3,785	2,524	6,309	9,51	9,48	9,32	7,80	0,40	1,22
3,884	1,665	5,549	8,73	8,79	8,63	7,50	0,30	1,16
3,760	1,611	5,371	8,45	8,62	8,39	7,04	0,30	1,20
3,540	1,011	4,551	7,45	7,77	7,36	6,39	0,22	1,17
3,552	0,881	4,433	7,09	7,15	7,02	6,10	0,20	1,16
4,370	0,620	4,990	7,60	7,75	7,43	6,98	0,12	1,09
4,702	0,522	5,224	7,78	7,83	7,69	7,00	0,10	1,11

Nota: ver Figura 32

Os trabalhos de Hsu *et al* (1998b) com ângulos de afluências variando foram considerados nesse trabalho como parâmetros de discussão. Experimentos realizados (Hsu *et al*, 1998b) com $\theta = 30^\circ$, $\theta = 45^\circ$ e $\theta = 60^\circ$, produziram resultados que se aproximam dos encontrados Tabela 27, referente aos valores encontrados nesse trabalho. A Figura 33 é uma reprodução do esquema de Hsu *et al* para um ângulo de afluência $\theta = 60^\circ$ entre o canal secundário e o canal principal. Nesse esquema, as seções de ambos os canais, canal principal e canal secundário, são idênticas na largura. Os canais do experimento de Hsu *et al*, são canais prismáticos de seções retangulares. As dimensões do esquema estão em metro.

Figura 33 – Esquema de junção com $\theta = 60^\circ$ do experimento de Hsu *et al.* (1998b)



(Adaptado de Hsu *et al.* 1998b)

A Tabela 29, elaborada por Hsu *et al.* (1998b) para diferentes vazões nos trechos à montante da junção convergente, é aqui apresentada para efeitos de comparação de resultados. No experimento de Hsu *et al.* (1998b), quando a relação N_q se aproxima de 0,40 a relação N_y fica próxima de 1,17.

As razões N_q e N_y de trabalho, são bem aproximadas dos resultados do experimento desenvolvido por Hsu *et al.* (1998b) para $\theta = 60^\circ$.

Tabela 29 – Parâmetros experimentais para junção com ângulo $\theta = 60^\circ$ (Hsu *et al.*, 1998b)

Vazão (l/s)			Tirante hidráulico (cm)				Razão	
Q_1	Q_2	Q_3	Y_1	Y_2	Y_t	Y_3	N_q	N_y
0,520	5,270	5,790	9,260	9,210	9,190	8,090	0,91	1,14
1,050	4,920	5,970	9,530	9,430	9,430	8,180	0,82	1,17
1,850	4,250	6,100	9,830	9,780	9,780	8,360	0,70	1,18
2,450	3,990	6,440	10,050	9,980	10,000	8,540	0,62	1,18
3,280	3,430	6,710	10,250	10,230	10,250	8,730	0,51	1,17
4,040	2,990	7,030	10,520	10,480	10,520	9,000	0,43	1,17
4,600	2,170	6,770	10,160	10,150	10,180	8,780	0,32	1,16
5,190	1,400	6,590	9,694	9,700	9,700	8,638	0,21	1,12
5,650	0,610	6,260	9,115	9,050	9,040	8,510	0,10	1,07

Nota: ver Figura 33

Os resultados apresentados nesse trabalho para a avaliação hidrodinâmica dos riachos, são satisfatórios para as condições geométricas (topografia, ângulo de afluência) e critérios apresentados. Quando comparado com os resultados de

elevação de lâmina de Hsu *et al* para ângulo $\theta = 60^\circ$, o resultado do trabalho apresenta valores bem próximos ($N_q; N_y$), indicando que as diferenças que há seja devida as condições de escoamento da superfície do terreno local, das formas variadas das seções, do ângulo de afluência dentre outros fatores.

5 CONCLUSÕES

Os efeitos hidráulicos das elevações das lâminas observadas nas seções de controle indicam haver influência da região de confluência devido a alterações nas condições de escoamento, gerando perdas de energia na região e como consequência a elevação no nível da água. Mesmo considerando a falta de informações mais precisas de chuva, a ausência de dados de vazão nos talwegues e as inexistentes informações experimentais de coeficientes de rugosidade, o trabalho apresentou resultados que podem ser um parâmetro para a região, desde que analisadas em conjunto com a faixa de variação possível para os parâmetros utilizados.

As considerações a respeito das elevações das lâminas ao longo do trecho 1 do riacho seco, no sentido de jusante para montante, podem orientar a tomada de decisões quanto a se deve ou não, realizar proteção na parte mais inferior (enrocamento do talude desde o contato com o terreno natural até o topo da máxima lâmina) do dique esquerdo do canal adutor, entre a região de confluência e a seção 12, analisado.

Quanto as falhas detectadas considerando as vazões dos cenários 4, 6 e 7, o trabalho apresenta diretrizes na tomada de decisão se deve elevar ou não as paredes da estrutura do over-chute entre as seções S8 e S6 analisadas ao longo do trecho 1 do afluente. O risco que esse galgamento da parede pode causar é de ordem qualitativa (qualidade da água que escoar na calha do canal do sertão), não havendo risco de rompimento da estrutura de concreto.

As condições de escoamento dos canais naturais e artificiais dependem dos critérios de projetos adotados que, por sua vez, são baseados nas informações existentes nos locais de implantação de obras de engenharia por meio dos estudos ali realizados. O trabalho pode mostrar que esses efeitos produzem alterações nos resultados encontrados, sendo assim as incertezas inerentes ao presente, como os dados de chuva, podem gerar alterações nos resultados. Os resultados das

simulações mostraram que a incerteza nos parâmetros, com utilização de valores sintéticos da literatura, pode resultar em riscos de falha maiores do que os de projeto.

A incerteza nos parâmetros utilizados, tanto no projeto quanto nas simulações aqui apresentadas, está presente em todas as etapas da análise: na chuva (variabilidade espacial e temporal, curva IDF), nos dados de caracterização da bacia (as características da região tem baixa aderência com as tabelas disponíveis de CN), na rugosidade dos canais (não há valores de vazão disponíveis para calibração do modelo). Desta forma, as análises de risco apresentadas neste trabalho se limitam a parâmetros de projeto, com uma breve avaliação dos efeitos das incertezas dos parâmetros sobre os riscos de falha.

Por fim, pela escassez de dados pluviométricos e fluviométricos na região, em rios com respostas muito rápidas e intensas, recomenda-se, para a gestão dos riscos de falha no canal, a instalação de equipamentos para monitoramento destas variáveis de forma a permitir a avaliação dos riscos. Destaca-se, nesse caso, que a rede de pluviômetros existente é de baixa densidade para a alta variabilidade espacial da precipitação na região.

6 REFERÊNCIAS

- Araújo, José Carlos. Assoreamento em Reservatórios do Semi-árido: Modelagem e Validação. RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Volume 8, n. 2, pp. 39-56, 2003.
- Baghlani, A.; Talebbeydokhti, N. Hydrodynamics of Right-Angled Channel Confluences by a 2D Numerical Model. IJST, Transactions of Civil Engineering, vol. 37, n. C2, pp. 271-283. 2013.
- Baptista, Márcio Benedito. Fundamentos de engenharia hidráulica/Márcio Benedito Baptista, Márcia Maria Lara Pinto Coelho. – 3.ª ed. rev. e ampli. – Belo Horizonte: Editora UFMG, 2010.
- Bernardo, Salassier. Manual de irrigação. 5.ed. Viçosa, UFV, Impr. Univ., 1989.
- Bertol, Oromar João; Rizzil, Nivaldo Eduardo; Fey, Emerson; Lanal, Maria do Carmo. Perda de nutrientes via escoamento superficial no sistema plantio direto sob adubação mineral e orgânica. Ciência Rural, Santa Maria, v. 41, n. 11, pp. 1914-1920, 2011.
- Botelho, Cláudio Gouvêa. Qualidade da água para irrigação, vol. 1/Cláudio Gouvêa Botelho. Lavras: UFLA/FAEPE, 1999.
- Brasil. Ministério das Minas e Energia. Secretaria Geral. Projeto RADAMBRASIL Folhas SC. 24/25 Aracaju/Recife; geologia, geomorfologia, pedologia, vegetação e uso potencial da terra. Rio de Janeiro, 1983.
- Casaca, João Martins. Topografia Geral. Editora LTC. Rio de Janeiro, 2007.
- Circular Técnica 12. Ministério da Agricultura, Pecuária e Abastecimento. Diagnóstico Ambiental do Município de Delmiro Gouveia – Estado de Alagoas. pp. 1-19, 2002.
- Coelho, M. M. L. P.; Baptista, Márcio Benedito; Nascimento, Nilo de Oliveira; Souza, Podalyro Amaral de Avaliação do programa HEC-HAS para análise dos escoamentos em confluências de canais. In: XIV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos e V Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos dos Países

- de Língua Oficial Portuguesa, 2001, Aracaju. XIV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 2001.
- Coelho, M. M. L. P.; Baptista, Márcio Benedito; Souza, Podalyro Amaral de. Investigações Experimentais sobre o Comportamento Hidráulico de Confluência de Canais em Condições de Escoamento Subcrítico a Jusante. In: XX Congresso Latinoamericano de Ingenieria Hidráulica, Havana, 2002.
- Coelho, M. M. L. Pinto. Comportamento Hidráulico em Confluência de Canais: Uma Abordagem Conceitual e Experimental. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. 2003.
- Coelho, M. M. L. P.; Souza; Podalyro Amaral de; Baptista, Márcio Benedito. Investigações Experimentais em Confluência de Canais. In: XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 2003, Curitiba. Anais do XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 2003.
- Fox, Robert W. Introdução a mecânica dos fluidos. 1985.
- French, Richard. H. Open-channel hydraulics. 1986.
- Garcia, Gilberto José. Topografia Aplicada às Ciências Agrárias/Gilberto J. Garcia, Gertrudes C. R. Piedade. – 5.ª ed. – São Paulo: Nobel, 1984.
- Garcez, Lucas Nogueira. Hidrologia/Lucas Garcez, Guilherme Acosta Alvarez. – 2.ª ed. Ver. E atual. – São Paulo: Edgard Blücher, 1988.
- Goudarzizadeh, R.; Mousavi Johromi, S. H.; Hedayant. Simulation of 3D Flow using Numeral Model at Open-channel Confluence. World Academy of Science, Engineering and Technology. Vol: 4, n. 11, 2010.
- Hsu, Chung-Chieh; Wu, Feng-Shuai; Lee, Wen-Jung. Flow at 90° Equal-Width Open-Channel Junction. Journal of Hydraulic Engineering, pp. 186-191, 1998a.
- Hsu, Chung-Chieh; Lee, Wen-Jung; Chang, Cheng-Hsi. Subcritical Open-Channel Junction Flow. Journal of Hydraulic Engineering, pp. 847-855, 1998b.
- Lobato, Francisco Antônio de Oliveira *et al.* Perdas de Solo e Nutrientes em Área de Caatinga Decorrente de Diferentes Alturas Pluviométricas. Revista Agro@mbiental On-Line. v. 3, n. 2, 2009.

- Neto, José Martiniano de Azevedo. Manual de hidráulica/José Martiniano de Azevedo Neto; coordenação Roberto de Araújo; coautores Miguel Fernandes y Fernandez, Acácio Eiji Ito. 8.ª edição – São Paulo: Brucher, 1998.
- Neto, J. R. de Araújo; Andrade, E. M.; Santos, J. C. N.; Pinheiro, E. A. R.; Palácio, H. A. Q. Calibração do Número de Curva (CN-SCS) para diferentes manejos da caatinga na região semiárida do Ceará. 2012.
- Netto, Antenor de Oliveira Aguiar; Gomes, Carlos Clériston Santana; Lins, Carla Cristina Valois; Barros, Allan Cunha; Campeche, Luis Fernando de Souza Magno; Blanco, Flávio Favaro. Características químicas e salino-sodicidade dos solos do Perímetro Irrigado Califórnia, SE, Brasil. pp. 1640-1645. *Ciência Rural*, v. 37, n. 6, nov-dez, 2007.
- Neves, Eurico Trindade. Curso de Hidráulica/Eurico Trindade Neves, 9.ª edição, São Paulo. Globo, 1989.
- Oliveira, Cêurio de. Curso de cartografia moderna/Cêurio de Oliveira. – 2.ª ed. – Rio de Janeiro: IBGE, 152 p.: il., 1993.
- Paiva, R. C. Dias de; Collischonn, W; Bravo, J. Martín. Modelo Hidrodinâmico 1D para Redes de Canais Baseado no Esquema Numérico de MacCormack. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*. Vol. 16, n. 3, pp. 151-161, 2011.
- Porto, Rodrigo de Melo. Hidráulica básica/Rodrigo de Melo Porto. – 4.ª ed. – São Carlos: EESC-USP, 2006.
- Ramamurthy, Amruthur S; Tran, Duc Minh; Carballada, Luis B. Increased hydraulic resistance in combining open channel flows, vol. 28, n.º 6, pp. 1505-1508, 1994.
- Santos, José Alfredo Carneiro dos; Baptista, Márcio Benedito; Coelho, M.M.L.P.; Mascarenhas, Flávio César Borba. Modelagem Bidimensional do Escoamento em Confluência de Canais. In: XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Curitiba. *Anais do XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*, pp. 1-15. 2003.
- Santos, José Alfredo Carneiro dos; Baptista, Márcio Benedito; Coelho, M. M. L. P.; Mascarenha, Flávio César Borba. Modelagem bidimensional do escoamento fluvial em confluência de canais. In: XXI Congresso Latinoamericano de

- Hidráulica, 2004, São Pedro. Livro de Resúmenes/Congresso Latinoamericano de Hidráulica, 21. Campinas: Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura da Universidade Estadual de Campinas, Moferrer Produções. V. 1. p. 371-371. 2004.
- Sarmento, Luciana. Análise de incertezas e avaliação dos fatores influentes no desempenho de modelos de simulação de bacias hidrográficas, 2010.
- Seinfra, Secretaria de Estado da Infraestrutura do Estado de Alagoas. Relatório técnico do projeto executivo do canal adutor do sertão alagoano. 2005.
- Seplande – Secretaria de Estado do Planejamento e do Desenvolvimento Econômico, Estado de Alagoas. Anuário estatístico de 2009. p. 573.
- Shakibainia, Ahmad; Tabatabai, Mahammad Reza Majdzadeh; Zarrati, Amir Reza. Three-dimensional numerical study of flow structure in channel confluences, vol. 37, pp. 772-781, 2010.
- Ting, Zhang; Xu, Wei-Lin; Wu, Chao. Effect of Discharge Ratio on Flow Characteristics in 90° Equal-Width Open-Channel Junction. Journal of Hydrodynamics, pp. 541-549, 2008.
- Tucci, Carlos E. M. Hidrologia: ciência e aplicação. – 2. ed.; 2. reimp. – Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS: ABRH, 2001.
- Tucci, Carlos E. M.; Silveira, André L. L. da; *et al.* Hidrologia: ciência e aplicação. 4.^a ed. – Porto Alegre: Editora da UFRGS/ABRH, 2007.
- Tucci, C. E. M. Modelos hidrológicos/Carlos E. M. Tucci. – Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS/Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 1998.
- Vicentini, Giuseppe Campos; Coelho, M. M. L. P. Estudo e Modelagem do Comportamento Hidráulico em Confluência de Canais. II Seminário de divulgação do CPH/UFGM, 2003.