

ESTUDOS HIDROLÓGICOS

Os Estudos Hidrológicos, parte integrante dos Estudos Preliminares de Projeto, visam caracterizar as condições de vazão máxima afluente às obras de arte e/ou drenagem superficial compreendidas na área de estudo do projeto. Para o presente estudo visa-se conhecer a pluviometria, transformá-la em vazão e assim fundamentar as intervenções de engenharia necessárias para o projeto de transposição de talvegues e drenagem superficial na Ponte de Ligação entre o Setor Carmerio Ricardo e o Setor Alto do Boa Vista de Pontalina em Goiás, assim como analisar a rede fluviométrica compreendida na área de influência do projeto.

Em engenharia, não é interessante construir uma obra que seja adequada para escoar qualquer vazão passível de ocorrer, há a necessidade de avaliação quanto ao dimensionamento de forma a se ponderar os critérios econômicos, desde que sejam atendidas as vazões obtidas no estudo hidrológico. Usualmente, pode-se correr o risco, assumido após considerações de ordem econômica, de que a estrutura venha a falhar durante a sua vida útil. Faz-se necessário, então, conhecer tal risco.

Para tanto, analisam-se estatisticamente as observações de pluviometria e pluviometria regional, verificando-se com que frequência elas assumiram dada magnitude, para em seguida, podermos avaliar as probabilidades teóricas de ocorrência dos fenômenos meteorológicos e hidrológicos.

Como referência para o desenvolvimento dos Estudos Hidrológicos foram utilizados os seguintes documentos:

- IP-03 GOINFRA – Estudos Hidrológicos;
- IPR-715 – Manual de Hidrologia Básica para Estruturas de Drenagem, DNIT 2005;
- IPR-724 – Manual de Drenagem de Rodovias, DNIT 2006;
- IRP-726 – Diretrizes Básicas para Elaboração de Estudos e Projetos Rodoviários, DNIT 2006;
- IS-203: Estudos Hidrológicos (ANEXO B3);
- IPR-727 – Diretrizes Básicas para Elaboração de Estudos e Projetos Rodoviários - Instruções para Apresentação de Relatórios, DNIT 2006;
- IPR-739 – Instruções para Acompanhamento e Análise de Estudos e

Projetos Rodoviários, DNIT 2010;

- IPR-742 – Manual de Implantação Básica de Rodovia, DNIT 2010.

1. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE PROJETO

A seguir são apresentadas as características na área de influência do projeto.

RELEVO

A topografia do terreno é o principal condicionador de sua capacidade de uso. O objetivo de conhecer a topografia e declividade do terreno é compreender o comportamento dos fluxos de água e a capacidade de uso do solo, que podem vir a gerar erosão e movimento de massas devido às transições abruptas de gradientes.

A área de abrangência do projeto é caracterizada por apresentar predominantemente relevo plano, com baixa declividade e altitude média com pequena variação.

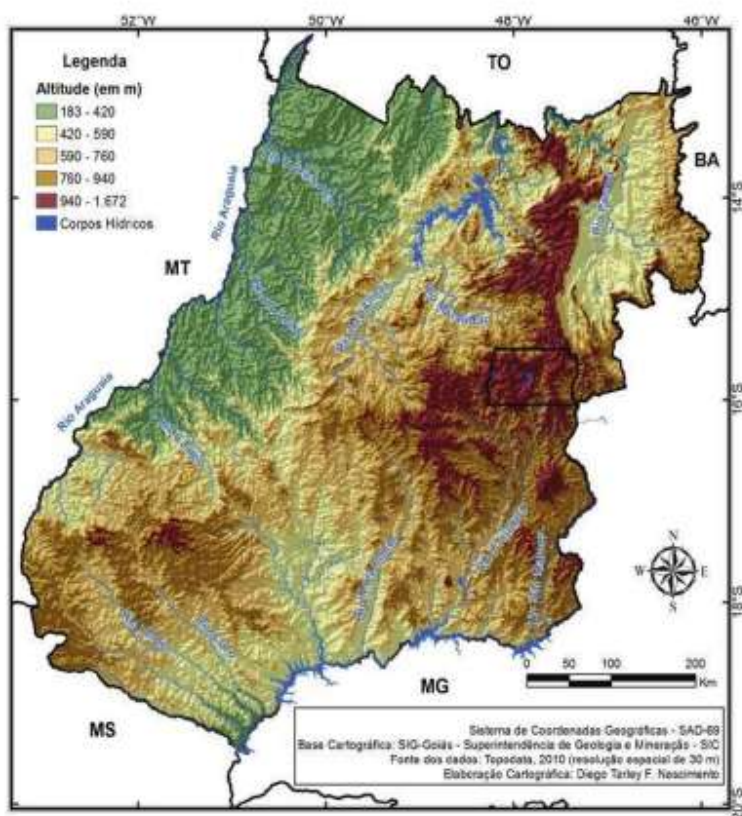


Figura 4: Altimetria do estado de Goiás (Fonte: Oliveira, Ivan Ilton José de - 2016).

VEGETAÇÃO

A vegetação predominante na região é típica dos cerrados do centro-oeste. Estes constituem uma boa cobertura vegetal pé-amazônica entre a floresta tropical e a floresta estacional das regiões mais elevadas no centro-sul do país. Sendo representada pela savana arbórea aberta com floresta galeria.

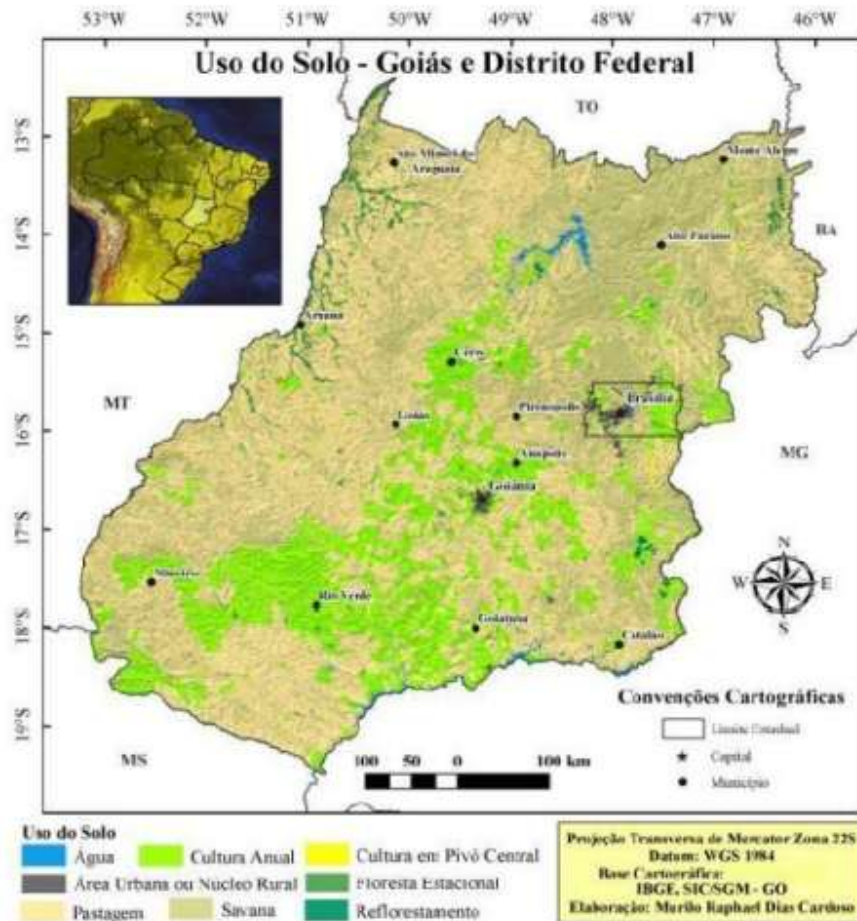


Figura 5: Uso do solo no estado de Goiás (Fonte: Dias Cardoso, Malcozo e Barros – 2012).

HIDROGRAFIA

O Estado de Goiás é banhado por quatro grandes bacias hidrográficas, a do Rio Paranaíba, a do Rio Tocantins, a do Rio Araguaia e a do Rio São Francisco. A área de influência do presente projeto está inserida na bacia do rio Meia Ponte, afluente do Rio Paranaíba.

Os principais talvegues que cortam o trecho é o Ribeirão Boa Vista do Rancho.

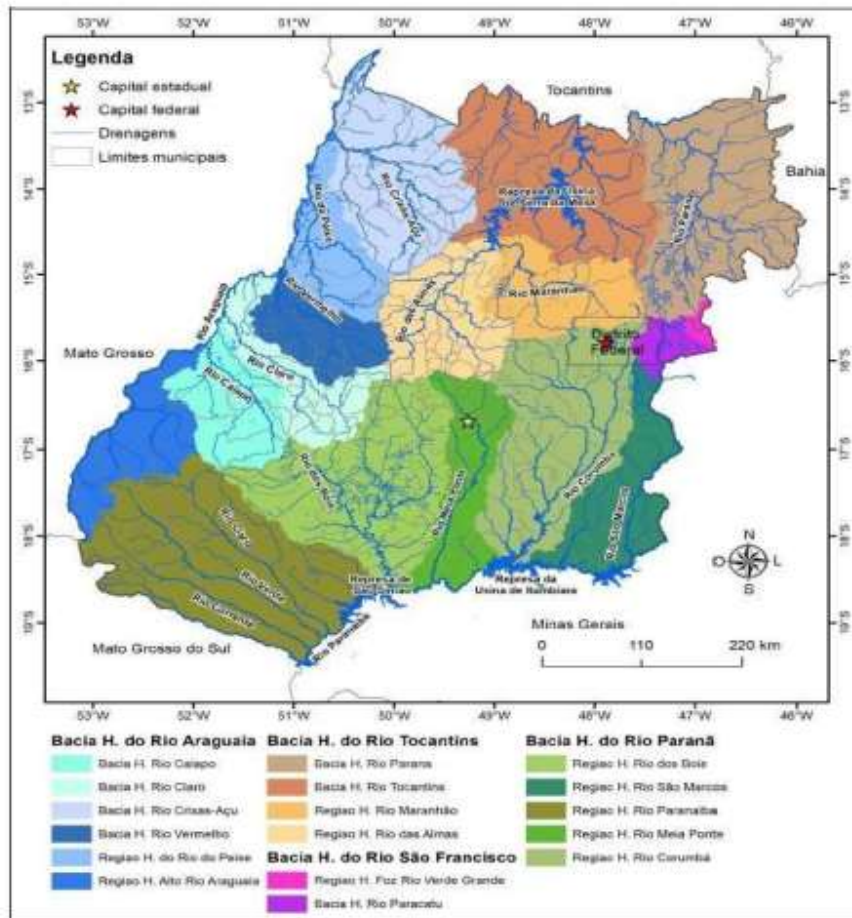


Figura 6: Hidrografia do estado de Goiás (Fonte: Ferreira Nascimento, Diego T.).

CLIMA

Uma região ou domínio climático se refere a certa área da superfície da Terra delimitada por um conjunto de condições climáticas aproximadamente homogêneas (VIANELLO,1991). Os sistemas de classificações climáticas indicam as tipologias climáticas dos diferentes lugares, com base nas características dos parâmetros atmosféricos, transcorrendo em importantes insumos ao planejamento urbano, rural, regional e ambiental.

As classificações climáticas são baseadas na delimitação e descrição de diferentes parâmetros climáticos com o propósito de sistematizar, sintetizar, simplificar, condensar e comunicar as informações referentes às características climáticas de determinado local ou região.

A classificação climática de Coppe-Geiger, baseada principalmente na quantidade e distribuição de precipitação e temperatura, anual e mensal, é o sistema empregado nos Estudos Hidrológicos aqui apresentados.

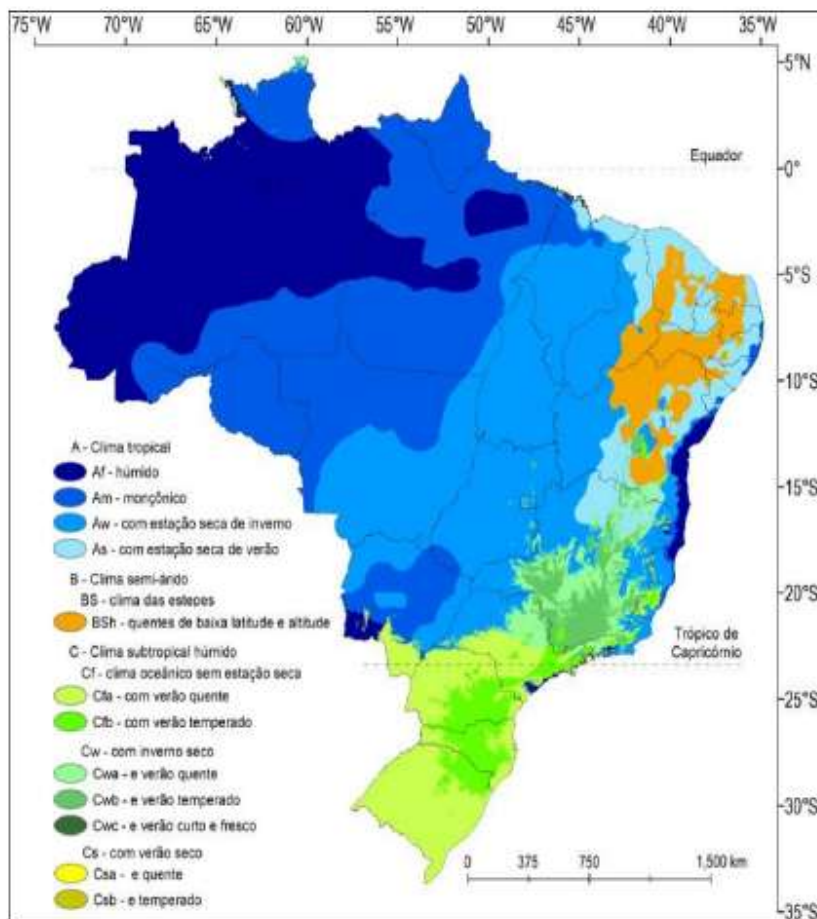


Figura 7: Classificação climática de Coppe-Geiger para o Brasil (Fonte: Geografando, 2014).

O tipo climático da área de estudo segundo a classificação de Coppe-Geiger é A, clima tropical com estação seca no verão. O clima regional, segundo os estudos de Coppe e Goussen-Bagnouls, se enquadra no grupo dos climas controlados por massas de ar equatoriais continentais e tropicais continentais.

Na área de abrangência dos estudos, assim como de modo geral no Estado de Goiás, predominam-se temperaturas mais elevadas na primavera e verão. O outono e o inverno, embora sujeito a máximas diárias elevadas, são estações caracterizadas por temperaturas mais amenas e frias, porém essas estações apresentam menor umidade relativa do ar, com

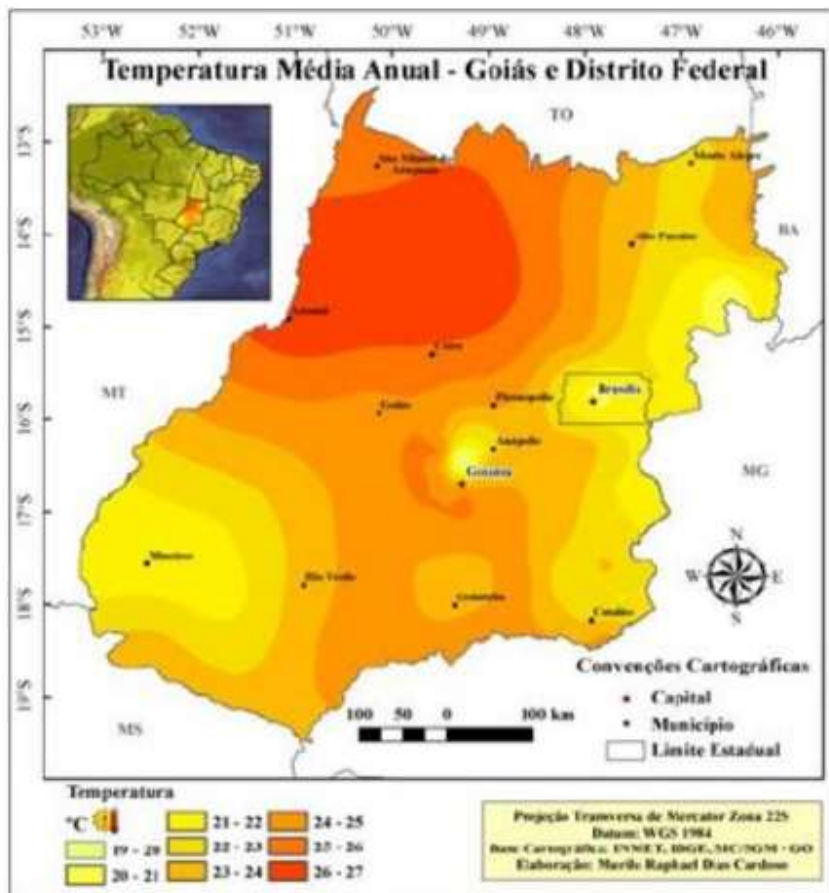


Figura 9: Temperatura média anual Goiás e DF (Fonte: Dias Cardoso, Marcuzzo e Barros – 2012).

A região do estudo possui uma variação sazonal extrema na sensação de umidade, com uma média de 92% de umidade no período mais úmido e chegando próximo a 0% no período mais seco.

Os ventos na região também sofrem grande variação sazonal durante o ano, possuindo os ventos mais fortes no mês de agosto, com 13,7 km/h de velocidade média horária, e os mais fracos no mês de março, com 8,7 km/h de velocidade média horária.

PLUVIOMETRIA

A distribuição pluviométrica da região em estudo apresenta um padrão típico do centro-oeste do Brasil e do domínio morfoclimático dos cerrados. O regime de chuvas caracteriza a forte sazonalidade e duas estações bem definidas, o verão chuvoso e o inverno seco.

O ano hidrológico, o qual referência os cálculos do estudo hidrológico, se inicia em agosto, com o início das chuvas, e se finaliza em julho, sendo este o mês menos chuvoso do ano. Para o estudo das precipitações pluviométricas, utilizamos os dados fornecidos pela Agência Nacional de Águas (ANA) coletados nas seguintes Estações (Postos):

Código (N°)	1749004
Nome	N° 01749004
Código Adicional	PONTALINA
Bacia	6 - RIO PARANA
Sub-bacia	-
Rio	-
Estado	GOIAS
Município	PONTALINA
Responsável	ANA
Operadora	CPRM
Latitude	-17,52
Longitude	-49,44
Altitude (m)	-
Area de Drenagem (km²)	-

Em todas as Estações a coleta de dados para medição da pluviometria é realizada através da utilização de pluviômetros.

Com relação ao grau de consistência dos dados coletados, se trabalhou com o nível 2, dados consistidos pela ANA, uma vez que as informações de nível 1, dados brutos, não são pé-analisadas pela ANA quanto a consistência, aumentando o grau de incerteza das amostras. A figura apresentada a seguir, expõe a localização destes postos pluviométricos.



Figura 10 - Localização das Estações de Coleta de Dados Pluviométricos

O mecanismo atmosférico na região se caracteriza, sobretudo, por sua notável irregularidade, isto é, sua dinâmica costuma apresentar comportamentos bem distintos quando comparada de um ano para outro.

As precipitações em cada ano estão sujeitas a totais bem distintos, podendo afastar-se grandemente dos valores normais. Entretanto, não obstante sua posição tropical, a Região Centro-Oeste não apresenta desvios notáveis como acontece com as demais regiões tropicais do Brasil. A média do desvio pluviométrico anual, positivo ou negativo, em relação à normal é, na maior parte do território regional, inferior a 15%. Em outras palavras, os valores pluviométricos de um ano para o outro variam em média pouco abaixo de 15% a mais ou a menos do total médio, representado pela normal.

Contudo, por se tratar de desvios médios sua importância reside apenas no fato delas indicarem a tendência da irregularidade: as áreas de maiores desvios médios são aquelas mais sujeitas, em determinados anos, a maiores desvios efetivos, e estes, só raramente, atingem valores superiores a 50%. Isto significa que os desvios extremos na região Centro-Oeste são muito inferiores aos registrados nas outras regiões tropicais do Brasil.

Estes índices de desvios relativamente baixos decorrem do fato de que o principal sistema de correntes perturbadas da Região Centro-Oeste é justamente o menos irregular, ou seja, é aquele que apresenta a menor variação anual.

As chuvas iniciam-se no mês de setembro, e geralmente se intensificam em outubro, atingindo a maior pluviosidade nos meses de novembro, dezembro, janeiro, fevereiro e março, durante esses meses chove em média 77% do total anual para as estações selecionadas.

Em contrapartida, o inverno é excessivamente seco. Nesta época do ano as chuvas são muito raras, havendo vários dias em que não são registradas. Além de serem muito reduzidas as ocorrências de chuvas durante o inverno, estas são pouco copiosas, razão pela qual os totais mensais de precipitações nesta época são pouco significativos. No inverno não chega a se acumular, em média, mais de 10,00 mm de chuvas. Assinalamos ainda que, não apenas o trimestre de inverno é seco, mas também o mês que o antecede (maio) e o mês que o sucede (setembro) são muito pouco chuvosos.

A seguir são apresentados os histogramas com os valores das precipitações totais mensais, para o ano hidrológico e para o ano civil, e o histograma com o número de dias de chuva para as respectivas estações pluviométricas analisadas para o presente estudo.

Nº 01749004 – Pontalina

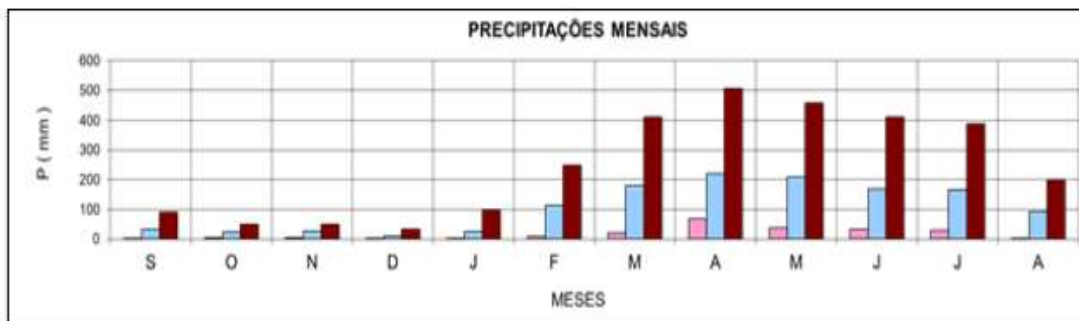


Figura 11 – Precipitações totais mensais (ano civil)

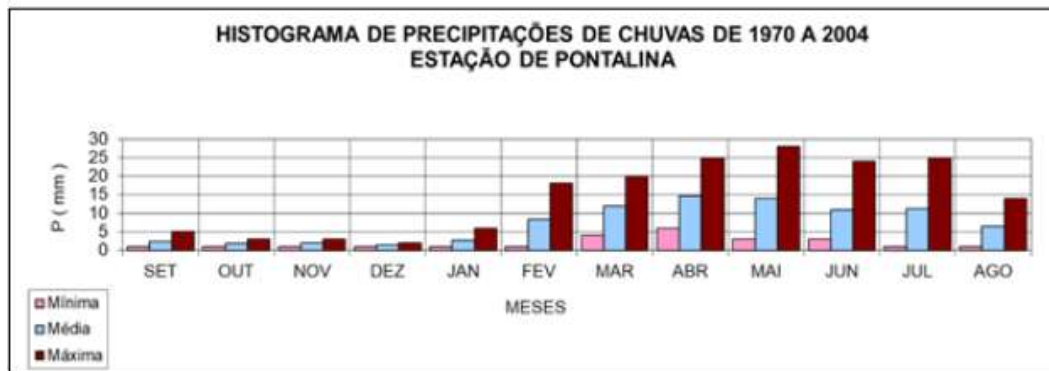


Figura 12 – Precipitações totais mensais (ano hidrológico).

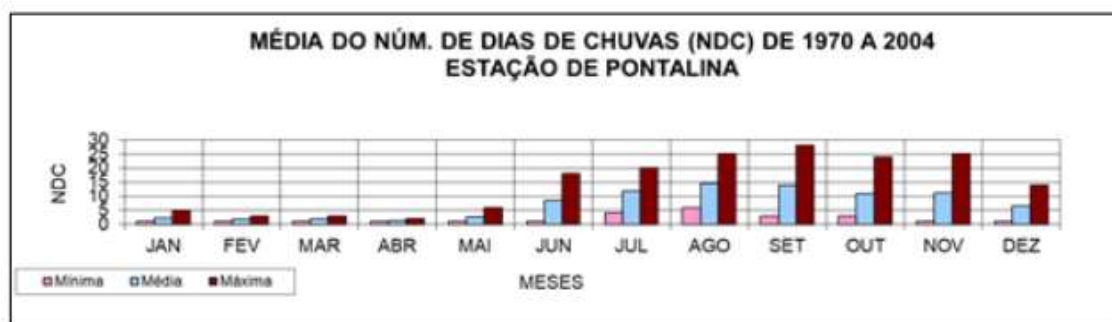


Figura 13: Número de dias de chuva.

Estação: Pontalina - Pluviograma												
PRECIPITAÇÕES E NÚM. DE DIAS DE CHUVAS POR ANO												
	Janeiro	Fevereiro	Março	Abril	Mai	Junho	Julho	Agosto	Setembro	Outubro	Novembro	Dezembro
	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)	P(mm)
Prec. Máx. Mensal	96,80	249,30	410,20	504,80	458,90	411,20	388,60	196,50	89,70	50,00	49,60	33,60
Prec. Méd. Mensal	20,06	108,36	167,41	211,62	209,44	168,54	159,77	89,48	21,82	4,69	2,13	3,15
Prec. Min. Mensal	1,00	1,00	4,00	6,00	3,00	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
NDC Máx. Mensal	6	18	20	25	28	24	25	14	5	3	3	2
NDC Méd. Mensal	2	8	11	14	14	11	11	6	2	0	0	0
NDC Min. Mensal	0	0	0	0	3	3	0	0	0	0	0	0

Região hidrográfica: Sub-bacia Rio Paranaíba, principal curso d'água Rio Mela Ponte / Carta topográfica do município de Pontalina: IBGE - folha SE-22-Z-A-4 - M-2410 - ESC. 1:100.000.

Diagrama Climatológico
P _{máx} = 1710,4 mm (Precip. Máxima Anual para o período).
P _{méd} = 1166,47 mm (Precip. Média Anual para o período).
P _{mín} = 716,5 mm (Precip. Mínima Anual para o período).
N _{máx} = 127 (Núm. máximo de dias de chuva por ano no período).
N _{méd} = 80 (Média do núm. de dias de chuva por ano no período).
N _{mín} = 39 (Número mín. de dias de chuva por ano no período).

Figura 14: Características do regime pluviométrico da Estação N° 01749004 – Pontalina.

O regime de chuvas na região deve-se quase que exclusivamente ao sistema de circulação atmosférica com pouca influência do relevo sobre as tendências gerais determinadas pelos fatores dinâmicos.

METODOLOGIA DO ESTUDO HIDROLÓGICO

O desenvolvimento dos Estudos Hidrológicos elaborados foi concebido em duas fases, a Fase Preliminar, onde ocorreu a coleta dos dados hidrológicos e a definição das bacias hidrográficas, e a Fase Definitiva, em que foram consolidados os estudos realizados na fase anterior envolvendo a coleta e análise desses dados e a determinação das descargas das bacias, objetivado através da seguinte sistemática:

- Definição do modelo hidrológico regional;
- Determinação das chuvas intensas;
- Determinação das cheias de projeto.

Para a descarga de pico adotou-se a seguinte metodologia:

- Para bacias com áreas $< 5 \text{ km}^2$, adota-se o Método Racional;
- Para bacias com áreas $> 5 \text{ km}^2$ e $< 10 \text{ km}^2$, adota-se o Método Racional

Corrigido;

- Para Bacias com áreas $> 10 \text{ km}^2$ adota-se o Hidrógrafa Unitário Triangular (bacias com áreas entre 10 e 20 km^2 as descargas serão determinadas pelo método do Hidrógrafa Sintético Triangular, para áreas acima de 20 km^2 as descargas serão determinadas pelo método do Hidrógrafa Unitário Triangular).

PERÍODO DE RETORNO

Período de Retorno é o inverso da probabilidade de um determinado evento hidrológico ser igualado ou excedido em um ano qualquer. Ao se decidir que uma obra será projetada para uma vazão com período de retorno T anos, automaticamente, decide-se o grau de proteção, trata-se, portanto, de escolher qual o “risco aceitável”.

Níveis altos de segurança implicam, portanto, custos elevados e grandes interferências no meio ambiente. Minimizar custos e interferências é um objetivo importante em projetos de drenagem, mas não deve ser alcançado pela escolha de períodos de retorno inadequadamente pequenos.

As dificuldades em se estabelecer, objetivamente, o período de retorno, fazem com que a escolha recaia sobre os valores aceitos de forma mais ou menos ampla pelo meio técnico. Muitas entidades fixam os períodos de retorno para diversos tipos de obra como critério de projeto.

A fixação do tempo de recorrência segue os critérios estabelecidos na IS-203: Estudos Hidrológicos, sendo determinado através de fator técnico-econômico. A escolha necessita cuidados especiais, tais como:

- Tipo, importância e segurança da obra;
- Classe da rodovia;
- Estimativas de custos de restauração na hipótese de destruição;
- Estimativa de outros prejuízos resultantes de ocorrência de descargas maiores que as de projeto;
- Comparativo de custo entre a obra para diferentes tempos de recorrência;

Riscos para as vidas humanas face a acidentes provocados pela destruição da obra. Os tempos de retorno adotados no presente estudo buscam atender a tabela apresentada a seguir.

Tabela 11 – Tempo de recorrência

Espécie	Período de recorrência (anos)
Drenagem superficial	5 a 10
Drenagem subsuperficial	10
Bueiros Tubulares	15 (como canal)
	25 (como orifício)
Bueiro Celular	25 (como canal)
	50 (como orifício)
Pontilhão	50
Ponte	100

Fonte: IP-03 GOINFRA – Estudos Hidrológicos (Adaptada).

Para o presente projeto, seguiu-se a IP-03 da GoInfra e os parâmetros normatizados pelo DNIT para verificação hidráulica das obras existentes e para a verificação e compatibilização dos dispositivos de drenagem superficial.

DETERMINAÇÃO DA INTENSIDADE DE CHUVA

Para a determinação das vazões de projeto das bacias, através de modelo chuva-vazão, primeiramente foi estudado o regime de chuvas da região através de análises estatísticas dos dados coletados nas estações pluviométricas selecionadas.

A estação N° 01749004 – Pontalina, com 25 anos de observações completas, não contínuas, apresenta boa confiabilidade de dados. Também se adotou como critério para seleção dos dados, todos os intervalos em que não há falhas de dados no ano hidrológico ou em que possíveis falhas não interfiram nos valores de precipitação máxima necessários para definição da vazão máxima de projeto. Os meses de constatação de maior pluviometria em que se verificou inconsistências ou falhas nos dados foram descartados. As demais estações, presentes na área de influência do estudo analisadas não apresentam dados suficientes ou passíveis para poderem ser adotados.

Os dados selecionados são apresentados a seguir:

A partir desses dados, foi empregado o Método das Probabilidades Extremas de Gume para o cálculo da precipitação média ($Pé$) e do desvio padrão (d) dentre o número (n) de eventos analisados.

Com os valores da precipitação média e do desvio padrão calculados no estudo estatístico mostrado nas tabelas a seguir, juntamente com os valores do coeficiente de Weiss e Reid (k), foi utilizada a fórmula de Ven Te Chow para determinar a precipitação da chuva de 1 dia no tempo de recorrência previsto. Esta chuva de 1 dia foi convertida em chuva de 24 horas, multiplicando os valores de precipitação por 1,095 que é a relação 24 horas / 1 dia.

Determinou-se no mapa de Isozonas a Isozona E, que corresponde à região de projeto.

Após a determinação da Isozona, foram fixadas para ela as porcentagens correspondentes a 6 minutos e 1 hora. Desta forma, obteve-se valores de precipitação, em mm, para chuvas com 24 horas, 1 hora e 6 minutos de duração nos tempos de recorrência considerados.

TABELAS DOS CÁLCULOS								
ANÁLISE ESTATÍSTICA PLUVIOMÉTRICA DAS PRECIPITAÇÕES MÁXIMAS DIÁRIAS								
ESTAÇÃO: PONTALINA						ENTIDADE: ANA		
CÓDIGO: 01749004						LATITUDE: 17°31'00"		
PERÍODO: 1974 A 2006						LONGITUDE: 49°26'28"		
DATA DIAMÊS/ANO	SEQ.	P (mm)	Nº ordem (n)	P - ordenada (mm)	P-Pm	(P-Pm)²	F=(n/(n+1))%	Tr=1/F
11/3/1974	6	98,4	1	131,00	50,9	2.592,4	3,8	26,0
28/3/1975	19	62,2	2	103,40	23,3	543,6	7,7	13,0
13/10/1975	23	55,8	3	101,50	21,4	458,6	11,5	8,7
20/12/1976	7	96,0	4	100,40	20,3	412,7	15,4	6,5
12/2/1978	13	82,3	5	99,60	19,5	380,9	19,2	5,2
20/2/1979	1	131,0	6	98,40	18,3	335,5	23,1	4,3
28/12/1977	15	72,0	7	96,00	15,9	253,3	26,9	3,7
14/1/1981	22	56,8	8	93,60	13,5	182,7	30,8	3,3
7/11/1981	2	103,4	9	92,00	11,9	142,0	34,6	2,9
9/12/1982	24	51,0	10	87,20	7,1	50,6	38,5	2,6
1/12/1983	12	85,1	11	85,40	5,3	28,3	42,3	2,4
22/1/1985	17	66,8	12	85,10	5,0	25,2	46,2	2,2
22/12/1985	20	60,8	13	82,30	2,2	4,9	50,0	2,0
15/10/1986	4	100,4	14	76,60	-3,5	12,1	53,8	1,9
10/1/1988	9	92,0	15	72,00	-8,1	65,4	57,7	1,7
17/11/1989	5	99,6	16	71,30	-8,8	77,2	61,5	1,6
7/1/1991	25	49,5	17	66,80	-13,3	176,5	65,4	1,5
5/2/1992	10	87,2	18	62,70	-17,4	302,2	69,2	1,4
5/5/1993	18	62,7	19	62,20	-17,9	319,8	73,1	1,4
20/12/1993	11	85,4	20	60,80	-19,3	371,9	76,9	1,3
31/10/1995	14	76,6	21	60,70	-19,4	375,7	80,8	1,2
26/2/1997	16	71,3	22	56,80	-23,3	542,1	84,6	1,2
20/1/1998	21	60,7	23	55,80	-24,3	589,7	88,5	1,1
29/4/2005	3	101,5	24	51,00	-29,1	845,9	92,3	1,1
18/3/2006	8	93,6	25	49,50	-30,6	935,4	96,2	1,0

Obs.: Método de "Probabilidade Extrema de Gumbel" - Ver publicação do DNBR-478/20 - 1975 "Vazio de Dimensionamento de Bacias".

K para o Período de Recorrência (Tr, anos)							
N/Tr	5	10	15	20	25	50	100
10	1,058	1,948	2,289	2,606	2,847	3,506	4,323
11	1,034	1,809	2,242	2,553	2,789	3,516	4,238
12	1,013	1,777	2,202	2,509	2,741	3,456	4,186
13	0,996	1,748	2,188	2,470	2,699	3,403	4,105
14	0,981	1,724	2,138	2,437	2,663	3,361	4,052
15	0,967	1,703	2,113	2,410	2,632	3,321	4,005
16	0,955	1,682	2,087	2,379	2,601	3,283	3,959
17	0,943	1,664	2,068	2,355	2,575	3,250	3,921
18	0,934	1,649	2,047	2,335	2,552	3,223	3,888
19	0,926	1,636	2,032	2,317	2,533	3,199	3,860
20	0,919	1,625	2,018	2,302	2,517	3,178	3,836
21	0,911	1,613	2,004	2,288	2,500	3,157	3,815
22	0,905	1,603	1,992	2,272	2,484	3,138	3,797
23	0,899	1,593	1,980	2,259	2,470	3,121	3,786
24	0,893	1,584	1,969	2,247	2,457	3,104	3,747
25	0,888	1,575	1,958	2,235	2,444	3,089	3,729
26	0,883	1,568	1,949	2,224	2,432	3,074	3,711
27	0,879	1,560	1,941	2,215	2,422	3,061	3,696
28	0,874	1,553	1,932	2,205	2,412	3,048	3,681
29	0,87	1,547	1,924	2,196	2,402	3,037	3,667
30	0,866	1,541	1,917	2,187	2,393	3,026	3,653

TEMPO DE RECORRÊNCIA Tr (anos)	K (*)	Pr (mm)
5 anos	0,899	88,23
10 anos	1,575	112,27
15 anos	1,958	120,10
25 anos	2,444	130,04
50 anos	3,088	143,20
100 anos	3,729	156,30
1.000 anos	-	200,33
10.000 anos	-	244,35

CÁLCULOS DA FÓRMULA DE VEN TE CHOW - P_j (mm)

P5 = 80,08 + 0,899 x 20,44 = 88,23 mm
P10 = 80,08 + 1,575 x 20,44 = 112,27 mm
P15 = 80,08 + 1,958 x 20,44 = 120,10 mm
P25 = 80,08 + 2,444 x 20,44 = 130,04 mm
P50 = 80,08 + 3,088 x 20,44 = 143,20 mm
P100 = 80,08 + 3,729 x 20,44 = 156,30 mm
P1000 = P100 + (P100 - P10) = 200,33 mm
P10000 = P1000 + (P1000 - P100) = 244,35 mm

Fonte: "Hidrologia Básica", Nelson L. de Sousa Pinto, SP, 1976.

Tabela 18 - Estudo Estatístico – Pontalina Nº 01949004

MEMÓRIA DE CÁLCULO DA CHUVA DE UM DIA, NO TEMPO DE RECORRÊNCIA PREVISTO	
MÉDIA: $\bar{P} = \frac{\sum P}{25} = 80,08$	
DESVIO PADRÃO: σ	
$\bar{P} = 80,08$ $\sum P = 2.002,10$ $\sum (\bar{P} - P)^2 = 10.024,65$ $m - 1 = 24$	$\frac{\sum (\bar{P} - P)^2}{m - 1} = 417,69$ $\sigma = \sqrt{\frac{\sum (\bar{P} - P)^2}{m - 1}} = 20,44$
	<p>Cálculo das alturas de precipitação de um dia de chuva para os tempos de recorrência (Tr) de 05, 10, 15, 20, 25, 50, 100, 1.000 e 10.000 anos, fórmula de VEN TE CHOW:</p> <p>$Pr = \bar{P} + \sigma \times K$ $Pr = 80,08 + K \times 20,44$</p>

Tabela 19 - Valores de K (Weiss e Reid) – Pontalina Nº 01949004

Valores de K (Weise e Reid)							
NÚMERO DE EVENTOS	TEMPO DE RECORRÊNCIA						
	5 anos	10 anos	15 anos	20 anos	25 anos	50 anos	100 anos
20	0,919	1,625	2,018	2,302	2,517	3,179	3,836
21	0,911	1,613	2,004	2,286	2,5	3,157	3,81
22	0,905	1,603	1,992	2,272	2,484	3,138	3,787
23	0,899	1,595	1,98	2,259	2,47	3,121	3,766
24	0,893	1,584	1,969	2,247	2,457	3,104	3,747
25	0,888	1,575	1,958	2,235	2,444	3,088	3,729
26	0,883	1,568	1,949	2,224	2,432	3,074	3,711
27	0,879	1,56	1,941	2,215	2,422	3,061	3,696
28	0,874	1,553	1,932	2,205	2,412	3,048	3,681
29	0,87	1,547	1,924	2,196	2,402	3,037	3,667
30	0,866	1,541	1,912	2,188	2,393	3,026	3,653

As alturas de precipitação para duração de 24 horas, 1 hora e 6 minutos, para cada tempo de recorrência considerado, foram marcadas no papel de probabilidades (Hersnfield e Wilson) e, ligando-se os pontos marcados, obtém-se a altura de chuva para qualquer tempo de duração entre 6 minutos e 24 horas.

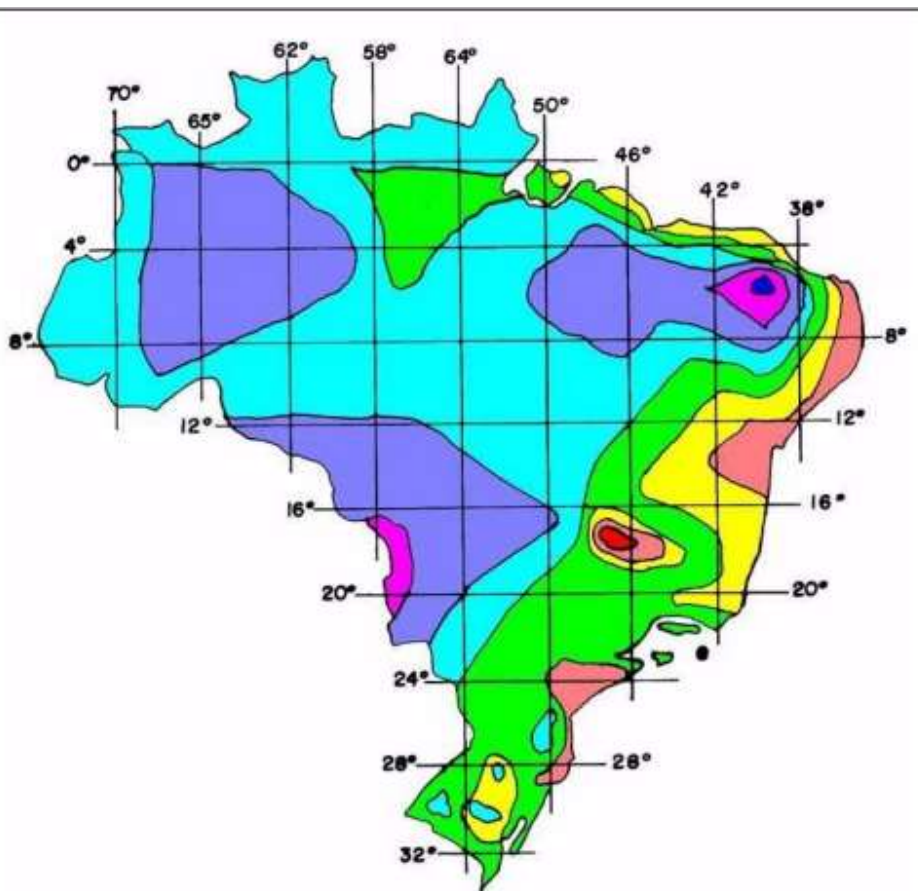


Figura 15:

Mapa de zonas.

Tabela 20: Tabelas de Isozonas.

Zona	Tempo de Recorrência (anos)									
	1 Hora / 24 Horas							6 mim / 24 H		
	5	10	15	20	25	50	100	5 - 50	100	
A	36,2	35,8	35,6	35,5	35,4	35,0	34,7	7,0	6,3	
B	38,1	37,8	37,5	37,4	37,3	36,9	36,6	8,4	7,5	
C	40,1	39,7	39,5	39,3	39,2	38,8	38,4	9,8	8,8	
D	42,0	41,6	41,4	41,2	41,1	40,7	40,3	11,2	10,0	
E	<u>44,0</u>	<u>43,6</u>	<u>43,3</u>	<u>43,2</u>	<u>43,0</u>	<u>42,6</u>	<u>42,2</u>	<u>12,6</u>	<u>11,2</u>	
F	46,0	45,5	45,3	45,1	44,9	44,5	44,1	13,9	12,4	
G	47,9	47,4	47,2	47,0	46,8	46,4	45,9	15,4	13,7	
H	49,9	49,4	49,1	48,9	48,6	48,3	47,8	16,7	14,9	

A seguir são apresentados os quadros de altura de chuva x duração x intensidade x tempo de recorrência e os gráficos de precipitação x duração x frequência e de intensidade x

duração x frequência para os postos pluviométricos da região em estudo, segundo o método das Isozonas.

Tabela 23 – Estação N° 1749004 Quadro – Altura x Duração x Intensidade x Tempo de recorrência

ISOZONA "E"																	
Tempo de Recorrência em anos	1 hora / 24 horas chuva (A)						6 min / 24 horas (B)		Duração	Tempo de Recorrência							
	5	10	15	20	25	50	100	5 a 50		100	5	10	15	20	25	50	100
Porcentagem	44,0	43,6	43,3	43,2	43,0	42,6	42,2	12,6	11,2	24 horas (C)	108,05	123,50	132,11	138,34	143,04	157,52	171,93
As isozonas E e F tipificam a zonas continental e do noroeste, com coeficientes intensidade altos.										1 hora (D)	47,54	53,85	57,20	59,76	61,51	67,10	72,55
Fonte: "Práticas Hidrológicas", José Jaime Taborga Torrico, Rio, 1974. Método das Isozonas										6 minutos (E)	13,61	15,56	16,65	17,43	18,02	19,85	19,26
										Notas: Macha de cálculo: 1 - (C) = $P_{1h}(mm) \times 1,10$, onde $P_{1h}(mm)$ é dado pela fórmula de VEM TECHOW 2 - (D) = (C) x (A) 3 - (E) = (C) x (B)							

ESTAÇÃO : PONTALINA - QUADRO DE PRECIPITAÇÕES E INTENSIDADES, EM FUNÇÃO DA DURAÇÃO DA PRECIPITAÇÃO E DO TEMPO DE RECORRÊNCIA																
Tempo de Recorrência	Tempo de Duração de Chuva	5 anos		10 anos		15 anos		20 anos		25 anos		50 anos		100 anos		
		P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)			
6 min. (0,1 h)		13,61	136,15	15,56	155,61	16,65	166,46	17,43	174,31	18,02	180,23	19,85	198,47	19,26	192,56	
12 min. (0,2 h)		22,54	112,72	25,64	128,18	27,32	136,60	28,57	142,85	29,47	147,33	32,28	161,42	33,28	166,41	
36 min. (0,6 h)		37,97	63,29	43,05	71,74	45,76	76,27	47,82	79,70	49,24	82,07	53,77	89,62	57,52	95,87	
60 min. (1,0 h)		47,54	47,54	53,85	53,85	57,20	57,20	59,76	59,76	61,51	61,51	67,10	67,10	72,55	72,55	
120 min. (2,0 h)		58,25	29,13	66,17	33,09	70,46	35,23	73,67	36,84	75,94	37,97	83,11	41,55	90,14	45,07	
240 min. (4,0 h)		69,57	17,39	79,20	19,80	84,47	21,12	88,36	22,09	91,18	22,80	100,01	25,00	108,73	27,18	
1440 min. (24,0 h)		108,05	4,50	123,50	5,15	132,11	5,50	138,34	5,76	143,04	5,96	157,52	6,56	171,93	7,16	

Região hidrográfica: Sub-bacia Rio Paranaíba, principal curso d'água Rio Meia Ponte / Carta Topográfica: IBGE - folha SE-22-Z-A-II - M-2410 - ESC. 1:100.000.

Obs.: As precipitações de 0,1 hora, 1 hora e 24 horas foram plotadas no papel de probabilidade de "Hershfield e Wilson", sendo as demais obtidas pela interpolação gráfica.

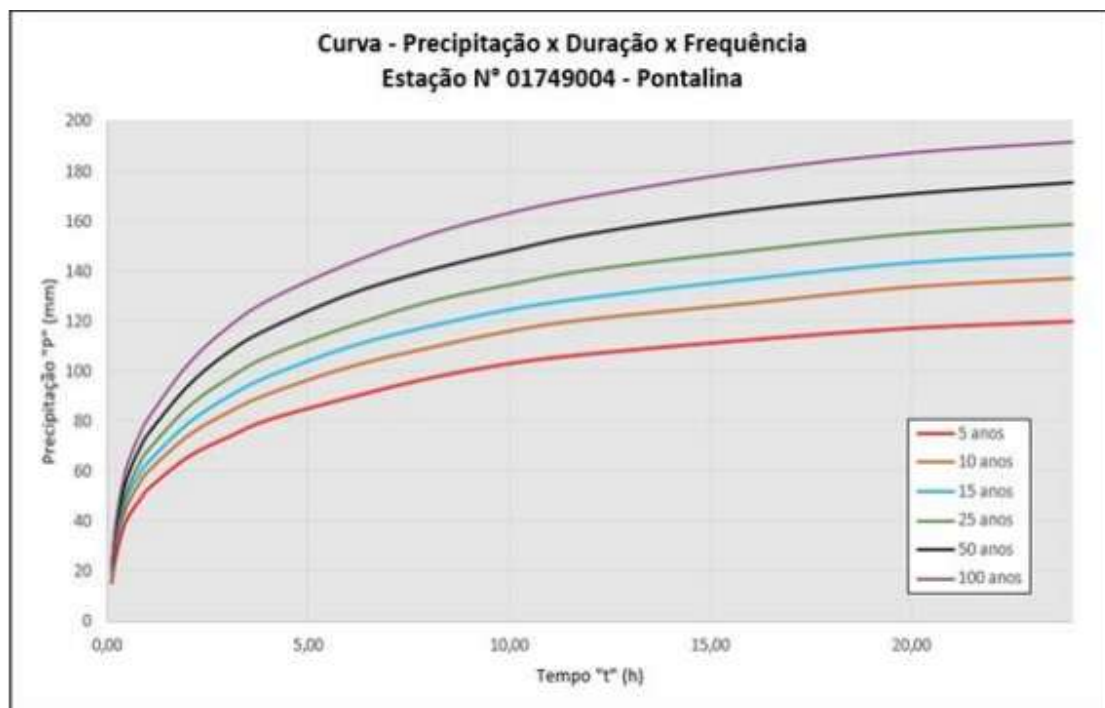


Figura 16 - Precipitação x Duração x Frequência.

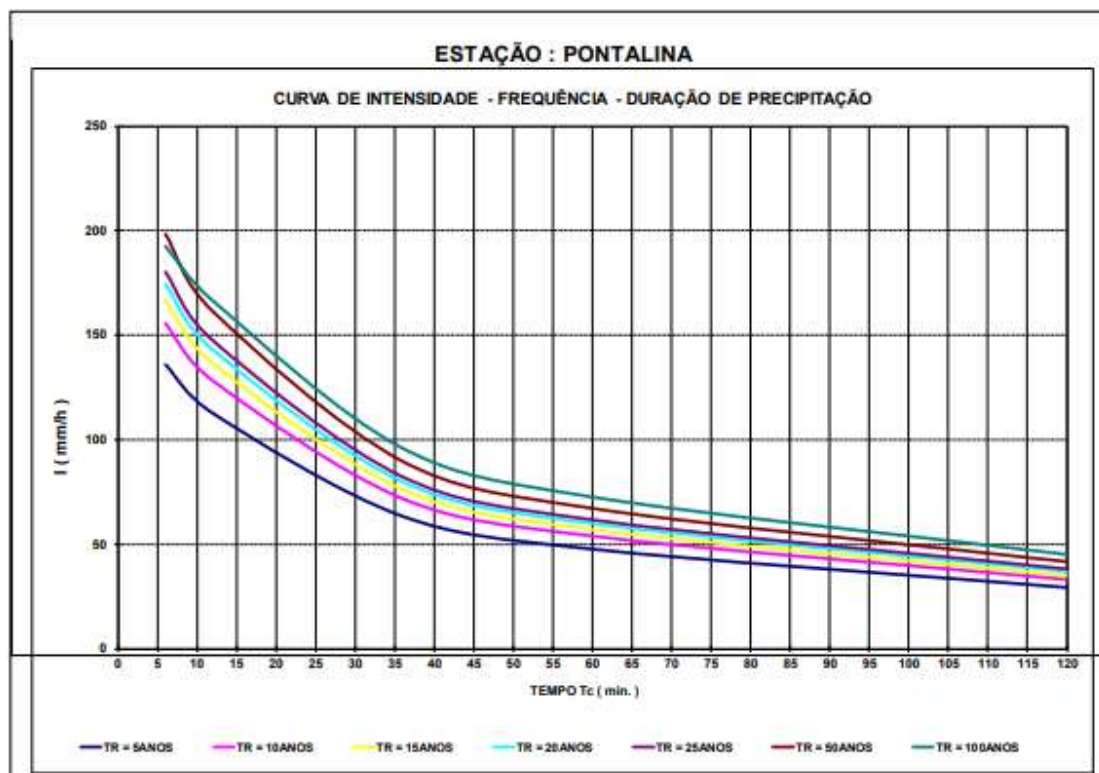


Figura 26 - Intensidade x Duração x Frequência

JUSTIFICATIVA PARA ADOÇÃO DAS ESTAÇÕES PLUVIOMÉTRICAS

A figura apresentada a seguir, demonstra o polígono de Thiessen que embasou a organização dos dados e a área de influência para definição das estações pluviométricas adotadas para o presente estudo.

Método de Dimensionamento das Vazões Excedentes:

O escoamento superficial direto, ou precipitação excedente, é a parcela da precipitação total que esco inicialmente pela superfície do solo, concentrando-se em enxurradas e, posteriormente, em cursos de água maiores e mais bem definidos. A chuva excedente é a maior responsável pelas vazões de cheia, principalmente em bacias pequenas e urbanizadas.

A lâmina de chuva excedente (h_{exc}), multiplicada pela área de drenagem (A), fornece o volume de escoamento superficial direto.

$$V_{esd} = A \times h_{exc}$$

Equação 1: Vazões Excedentes.

A impermeabilização do solo, que normalmente acompanha o processo de urbanização, altera dramaticamente a parcela da chuva que esco superficialmente. Aumentos da altura da lâmina d'água da ordem de 300 a 400% não são incomuns quando a bacia passa de uma ocupação natural ou rural para uma ocupação de alto grau de urbanização.

DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE ESCOAMENTO

Para o cálculo da chuva excedente uma das abordagens principais é o cálculo direto por meio de relações funcionais que levam em conta o total precipitado, o tipo de solo, sua ocupação e perdas por infiltração. Os métodos de cálculo baseiam-se, normalmente, em relações empíricas e são largamente utilizados pelo fácil uso e por fornecerem resultados satisfatórios quando empregados com discernimento. Exemplos típicos dessa classe de métodos são os consagrados: método do número da curva do SCS e o método do coeficiente de escoamento superficial, utilizado para cálculo das vazões de pico.

COEFICIENTE DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL – C

Do volume total precipitado sobre a bacia, apenas uma parte atinge a seção de vazão sob a forma de escoamento superficial. Uma outra parte está sujeita a infiltração e evaporação. O volume escoado é, então, um resíduo do volume precipitado e a relação entre os dois é o que se denomina de Coeficiente de Escoamento. A parcela da precipitação que esco superficialmente depende basicamente das características da área onde se dará o escoamento (declividade, natureza e utilização do solo).

A definição do coeficiente de escoamento superficial a ser adotado no presente estudo, apoiou-se em tabelas que apresentam valores em função do tipo de ocupação da área.

Analisou-se o coeficiente de escoamento superficial de cada bacia de forma particular, identificando as características e particularidades de cada local para assim representar da melhor forma possível a escolha de valores dos coeficientes de escoamento superficial a serem empregados.

A tabela 25, apresentada na IP-03 GOINFRA – Estudos Hidrológicos, serviu como referência primária para a definição dos coeficientes de escoamento superficial a serem adotados, sendo empregada para todos os cálculos de vazão em que o Método Racional e Método Racional Modificado foram utilizados. A tabela 20, apresentada no IPR-715 – Manual de Hidrologia Básica para Estruturas de Drenagem, DNIT 2005 é utilizada como referência para a definição do coeficiente de escoamento superficial no que se refere a aplicação da metodologia do SCS.

Optou-se pela utilização desta, em detrimento à tabela do IP-03 GOINFRA – Estudos

Hidrológicos, por esta apresentar maiores valores de coeficiente, resultando em maiores vazões para os locais em que são empregadas e proporcionando assim uma margem de segurança superior para as obras de transposição que serão implantadas.

Uma vez que devido ao método do SCS ser recomendado para bacias de maiores dimensões e conseqüentemente maior importância, torna-se mais salutar o seu emprego para reduzir as chances de possíveis falhas nas obras a serem implantadas.

Tabela 24 - Valores do coeficiente de escoamento superficial GOINFRA.

Condições de superfície	Orografia	Plano		Ondulado		Montanhoso	
		C	CN	C	CN	C	CN
Áreas urbanizadas; Cerrados, pastagens	A	0.1	50	0.2	55	0.30	65
	B	0.2	55	0.3	60	0.4	70
	C	0.4	60	0.6	65	0.6	75
	D	0.60 - 0.80	70	0.60-0.90	75	0.60 - 1.00	80
Cerrados, pastagens e matas ralas	A	0.2	45	0.3	50	0.4	60
	B	0.25	50	0.35	55	0.45	65
	C	0.3	60	0.4	60	0.5	70
	D	0.4	65	0.5	70	0.6	75
Culturas e pastagens terraceadas	A	0.1	35	0.3	45	0.4	50
	B	0.2	40	0.35	50	0.45	55
	C	0.3	50	0.4	60	0.5	60
	D	0.4	60	0.5	65	0.6	70
Culturas Terraceadas	A	0.1	30	0.2	40	0.3	50
	B	0.15	40	0.3	50	0.4	55
	C	0.2	50	0.4	55	0.5	60
	D	0.4	60	0.5	65	0.6	70

Fonte: IP-03 GOINFRA – Estudos Hidrológicos

Como as áreas de contribuição das bacias possuem superfícies com diferentes coeficientes de escoamento, adota-se a média ponderada de seus valores.

MÉTODO DO “SOIL-CONSERVATION SERVICE (SCS)” – CN

O método de cálculo de vazão do SCS, aqui apresentado, referencia-se no IPR-715 – Manual de Hidrologia Básica para Estruturas de Drenagem, DNIT 2005. Inicialmente é realizada a separação do escoamento, este consiste na determinação do volume de água que entra na bacia através da precipitação que será escoado superficialmente através de balanço hídrico.

A vazão de pico é calculada em função da área de drenagem da bacia, o armazenamento potencial da bacia e o tempo de concentração. Essa relação chuva- deflúvio separa a chuva total em escoamento direto, retenção e abstração inicial, é realizada através

do emprego da expressão de Mockus, onde se define os deflúvios em função das precipitações, a expressão é apresentada a seguir.

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

Onde:

Q = altura do escoamento superficial direto, mm;

P = altura da precipitação, mm;

S = retenção potencial do solo, mm.

O valor de S depende do tipo e da ocupação do solo e pode ser determinado, facilmente, por tabelas próprias. A quantidade de 0,2S é uma estimativa de perdas iniciais, devidas à interceptação e retenção em depressões. Por essa razão, impõe-se a condição $P > 0,2S$. Estudos empíricos mostram que o S está relacionado ao tipo de solo, uso do solo e R condição da bacia. Esses são representados pelo número de curva, CN, que é utilizado para estimar o SR na seguinte equação:

$$S_R = \frac{25400}{CN - 254}$$

Equação 3:

Onde:

CN = número da curva, varia entre 0 e 100. O parâmetro CN depende do tipo de solo, condições de uso e ocupação do solo e da umidade antecedente.

O parâmetro CN é o número de escoamento da bacia que retrata as condições da camada superficial do solo, pode variar desde uma cobertura muito permeável até uma cobertura totalmente impermeável, variando a capacidade de infiltração do solo.

O SCS distingue, em seu método, quatro grupos hidrológicos de solos, são classificados de "A" a "D" variando entre solos mais arenosos (A), intermediários (B e C) e mais argilosos (D).

A Tabela apresentada a seguir, demonstra os valores do número de curva adotado para cada tipo de solo e ocupação (na Condição II).

O método em questão também distingue três condições de umidade antecedente do solo, podendo eles terem condição I (solos secos), condição II (situação média na época das cheias) e condição III (solo úmido, próximo da saturação).

Tabela 25 – Número de Chuva CN para Diversas Condições de Umidades Antecedentes

Condição II	Condição O	Condição I	Condição III
15	15	7	33
20	19	9	39
25	23	12	45
30	27	15	50
35	30	19	55
40	33	23	60
45	36	27	65
50	39	31	70
55	43	35	75
60	47	40	79
65	51	45	83
70	56	51	87
75	61	57	91
80	67	63	94
85	74	70	97
90	82	78	98
95	92	87	99
100	100	100	100

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

Tabela 27 – Número de Curva (CN) para Diferentes Condições do Complexo

Solo - Cobertura Vegetal					
Para Condição de Umidade Antecedente II (Média) E Ia = 0,2s					
Cobertura Vegetal	Condição de Retenção Superficial	Grupo Hidrológico do Solo			
		A	B	C	D
Terreno não Cultivado com Pouca Vegetação	Pobre	77	86	91	94
	Boa	51	67	76	80
Terreno Cultivado	Pobre	72	81	88	91
	Boa	51	67	76	80
Pas to	Pobre	68	79	86	89
	Boa	39	61	74	80
Ma ta ou Bosque	Pobre	45	66	77	83
	Boa	25	55	70	77
Área Urbana	Pobre	74	80	87	90
	Boa	70	76	83	86

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

A aplicação do método SCS pode ser realizada de duas formas, uma delas é fazer uso de tabelas que levam em conta os tipos de ocupação do solo, característicos de áreas urbanas. A outra é fazer uma média ponderada dos diversos CNs da bacia.

Para o presente estudo adotou-se coeficientes variados, ajustados para cada caso, obtidos pela média ponderada do tipo de ocupação atual e em casos de área com potencial à urbanização, a ocupação futura do solo.

DEFINIÇÃO DOS DADOS FÍSICOS DAS BACIAS HIDROGRÁFICAS

A bacia hidrográfica é uma área de captação natural da água da precipitação, em que os escoamentos seguem para um único ponto de saída denominado exutório. Ela pode ser considerada como um sistema físico onde a entrada é o volume de água precipitado e a saída é o volume de água escoado pelo exutório, considerando como perdas intermediárias os volumes evaporados e infiltrados.

Para a definição em termos de deflúvio, deverão ser levantados os dados das bacias com a compartimentação de dados existentes (Cartas geográficas, dados geológicos, geomorfológicos, tipos de solos etc.) com uso de modelagem de terreno através de softwares.

O maior objetivo do estudo das bacias é a predição satisfatória do comportamento hidráulico das obras de arte projetadas. Isto é alcançado através da ordenação e análise das informações obtidas nos estudos realizados.

TEMPO DE CONCENTRAÇÃO

O tempo de concentração é, ao lado do coeficiente de escoamento superficial, um dos parâmetros cruciais da determinação na vazão de projeto. Diversas fórmulas têm sido propostas para determinar esse parâmetro em função das características físicas da bacia, da sua ocupação e, eventualmente, da intensidade de chuva. É importante salientar que a maioria dessas expressões são empíricas e, portanto, só valem para condições muito semelhantes às de sua determinação. A adoção de qualquer dessas fórmulas deve ser precedida de análise cuidadosa para evitar-se, por exemplo, o equívoco de utilizar, em áreas urbanas, fórmulas originalmente desenvolvidas para áreas rurais.

O tempo de concentração de uma bacia hidrográfica é definido pelo tempo de percurso em que o deflúvio leva para atingir o curso principal desde os pontos mais longínquos até o local onde se deseja definir a descarga. Esse tempo caracteriza a forma do hidrograma unitário, sendo ainda definido pelo intervalo de tempo entre o início da precipitação e o instante em que todos os pontos da bacia estão contribuindo para a vazão e conseqüentemente é um fator importante na conformação e na descarga máxima da enchente de projeto.

A determinação numérica do tempo de concentração depende primordialmente do comprimento do curso d'água principal e de sua declividade. O tempo de concentração não é constante para uma dada área, mas varia de acordo com o estado de recobrimento vegetal e a altura e distribuição da chuva sobre a bacia. Porém, para períodos de recorrência superiores a 10 anos, a influência da vegetação parece ser desprezível.

Foi adotada para determinação do tempo de concentração (TC) a fórmula de KIRPICH, quando a área da bacia for igual ou menor que 0,8 km², e a fórmula de KIRPICH MODIFICADA, quando a área da bacia for superior a 0,8 km². Conforme metodologia definida no IP-03 GOINFRA – Estudos Hidrológicos, as fórmulas utilizadas são apresentadas a seguir:

$$T_c = 0,39 \times \left(\frac{L^2}{H} \right)^{0,385}$$

Equação 4: Tempo de concentração (Kirpich).

$$T_c = 0,59 \times \left(\frac{L^2}{H} \right)^{0,385}$$

Equação 5 Tempo de concentração (Kirpich Modificada).

Sendo:

TC = tempo de concentração, em horas;

L = comprimento do curso d'água, em km;

H = declividade do talvegue em; $H = 100 \times (L/\Delta H)$; ΔH – desnível do talvegue em metros.

3.2.9. MÉTODO RACIONAL

Uma das equações mais comumente utilizadas para o cálculo de vazão de pico para áreas pequenas é a fórmula Racional, que consiste no cálculo da descarga máxima de uma enchente de projeto por meio de expressão que relaciona o valor desta descarga com a área da bacia e a intensidade da chuva, expressa por:

$$Q_p = 0,278 \times C \times I \times A_p$$

Onde:

Q = Descarga de projeto ou pico de vazão, m³/s;

C = coeficiente adimensional de deflúvio ou escoamento superficial;

I = Intensidade de precipitação sobre a área drenada, em mm/h;

A = área da bacia, em km².

O conceito do que seja uma pequena bacia é relativo. Sob o ponto de vista de drenagem, interessa defini-la em função de suas características hidrológicas. As seguintes propriedades descrevem uma bacia pequena em relação às precipitações e a outras características do escoamento que produzem as vazões de pico:

- A vazão de pico ocorre quando toda a bacia está contribuindo para o escoamento
- A intensidade de chuva é a mesma em toda a área da bacia
- A intensidade de chuva é uniforme sobre o tempo de duração igual ao tempo de concentração, Tc. O tempo de concentração é o tempo necessário para a água deslocar de um ponto hidráulico mais distante na bacia até o ponto de interesse.
- A frequência da ocorrência da vazão de pico é a mesma que a intensidade de chuva.

O coeficiente de escoamento é o mesmo para todas as tormentas de todas as probabilidades de recorrência. Como já citado anteriormente, as áreas de contribuição das bacias possuem superfícies com diferentes coeficientes de escoamento, adotou-se então a média ponderada de seus valores para a verificação das obras de arte correntes e um Tc de 10 minutos para a drenagem superficial.

MÉTODO RACIONAL CORRIGIDO

Adotou-se para este estudo em bacias com áreas entre 5 km² e 10km², para corrigir os efeitos da distribuição das chuvas que são consideradas uniformes no Método Racional, coeficientes redutores das chuvas de ponta denominados Coeficientes de Retardo (ϕ), de acordo com o definido pela IP-03 GOINFRA – Estudos Hidrológicos. É expresso conforme a equação apresentada a seguir.

$$Q_p = 0,278 \times C \times I \times A \times \phi$$

Equação 6 - Vazão método Racional Corrigido

Sendo:

$$\phi = \frac{4,38}{A^{0,20} \times L}, \quad 0,50 \leq \phi \leq 1,00$$

Equação 7 - Coeficiente de retardo

Onde:

A= área da bacia, em km²;

L= Comprimento do talvegue, em km.

3.2.11. HIDROGRAMA UNITÁRIO

Na conformação do Hidrograma Unitário, segundo o Soil Conservation Service, deve-se usar o hidrograma unitário adimensional curvilíneo, representado na figura a seguir.

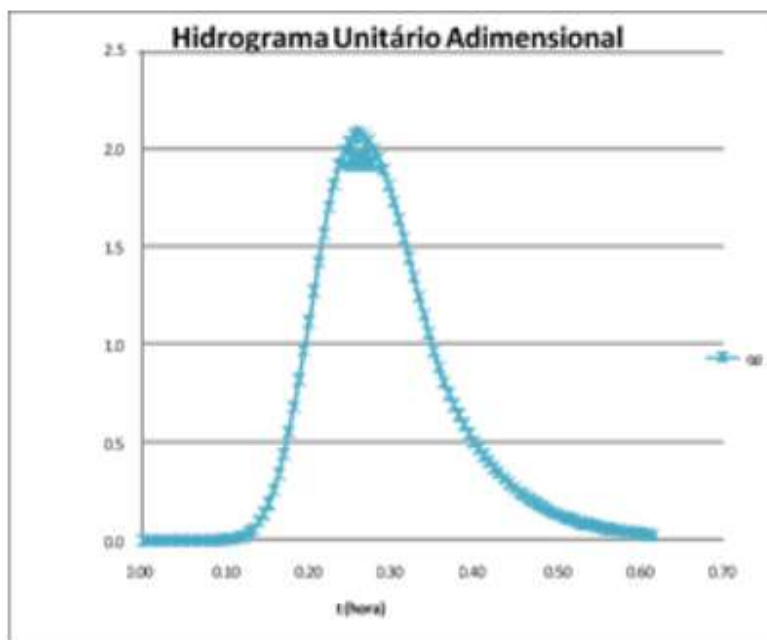


Figura 28 - Gráfico HUT (Autor)

Este hidrograma foi deduzido da média de um grande número de hidrogramas unitários naturais de bacias com tamanhos muito variados e situações geográficas diversas. Dividindo as ordenadas do hidrograma unitário pela sua descarga máxima e as abscissas pelo tempo de ponta T_p , resulta o hidrograma adimensional.

Na metodologia do SCS, o tempo de concentração da bacia é igual ao tempo entre o fim da chuva e o ponto de inflexão no ramo descendente do hidrograma unitário, o atraso da onda é aqui definido pelo tempo entre o centro da chuva unitária e o pico do hidrograma unitário.

Para o cálculo das vazões de projeto é montada uma planilha, com o auxílio do software Excel, onde os cálculos estão vinculados aos dados físicos levantados das bacias hidrográficas, aos coeficientes adotados, à tormenta de chuva e à toda metodologia do Hidrograma Unitário Adimensional proposta pelo SCS.

As planilhas de cálculo serão apresentadas por travessia, sendo a mesma considerada como exutório das bacias hidrográficas em questão. No cabeçalho das planilhas estarão todas as informações de descrição e técnicas para a definição da chuva de projeto.

Quanto às informações técnicas temos:

a) Tempo de concentração (T_c), em horas: $T_c = 0,59 \times (L^2/H) 0,385$

b) Tempo Unitário (T_u), em horas: $T_u = T_c/4 (<24h)$; $T_u = T_c/6 (>24h)$

c) Tempo de Pico (T_p), em horas: $T_p = \Delta t/2 + 0,6 \times T_u$

d) Tempo de Base (T_b), em horas: $T_b = 2,67 \times T_p$

e) Tempo de Retorno (T_r), em horas: $T_r = 1,67 \times T_p$

f) Escoamento superficial (μ), em $m^3/s/cm$: $\mu = 2,08 \times \text{Área}/T_p$

Com esses valores é estabelecido o hidrógrafo triangular:

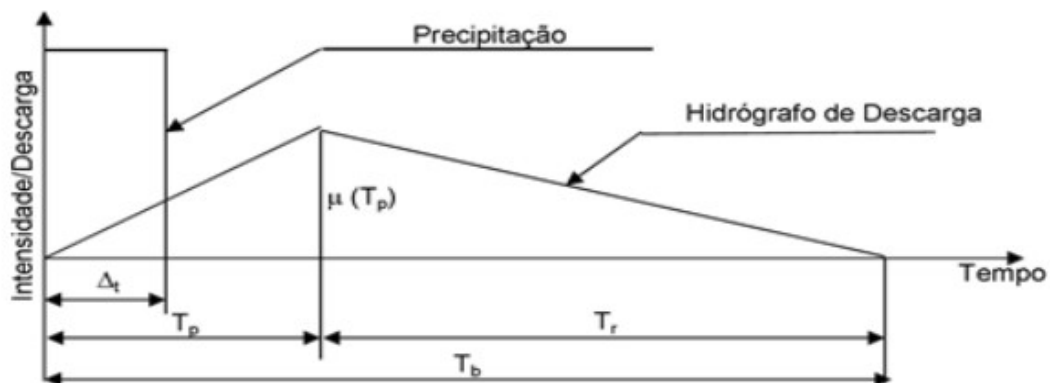


Figura 29 – Principais variáveis do Hidrograma Triangular (Autor).

A IPR-724 - manual de drenagem de rodovias do DNIT determina as vazões admissíveis, assim como a declividade crítica e velocidade crítica para cada tipo de bueiro.

TIPO	DIÂMETRO (m)	ÁREA MOLHADA CRÍTICA (m ²)	VAZÃO CRÍTICA (m ³ /s)	VELOCIDADE CRÍTICA (m/s)	DECLIVIDADE CRÍTICA (%)
BSTC	0,60	0,22	0,43	1,98	0,88
BSTC	0,80	0,39	0,88	2,29	0,80
BSTC	1,00	0,60	1,53	2,56	0,74
BSTC	1,20	0,87	2,42	2,80	0,70
BSTC	1,50	1,35	4,22	3,14	0,65
BDTC	1,00	1,20	3,07	2,56	0,74
BDTC	1,20	1,73	4,84	2,80	0,70
BDTC	1,50	2,71	8,45	3,14	0,65
BTTCC	1,00	1,81	4,60	2,56	0,74
BTTCC	1,20	2,60	7,26	2,80	0,70
BTTCC	1,50	4,06	12,67	3,14	0,65

Tabela 28 – Bueiros Tubulares trabalhando como canal. Fonte: DNIT.

TIPO	BASE X ALTURA (mxm)	ÁREA MOLHADA CRÍTICA (m ²)	VAZÃO CRÍTICA (m ³ /s)	VELOCIDADE CRÍTICA (m/s)	DECLIVIDADE CRÍTICA (%)
BSCC	1,0 x 1,0	0,67	1,71	2,56	0,78
BSCC	1,5 x 1,5	1,50	4,70	3,14	0,68
BSCC	2,0 x 1,5	2,00	6,26	3,14	0,56
BSCC	2,0 x 2,0	2,67	9,64	3,62	0,62
BSCC	2,0 x 2,5	3,33	13,48	4,05	0,69
BSCC	2,0 x 3,0	4,00	17,72	4,43	0,76
BSCC	2,5 x 2,5	4,17	16,85	4,05	0,58
BSCC	3,0 x 1,5	3,00	9,40	3,14	0,44
BSCC	3,0 x 2,0	4,00	14,47	3,62	0,47
BSCC	3,0 x 2,5	5,00	20,22	4,05	0,51
BSCC	3,0 x 3,0	6,00	26,58	4,43	0,54
BDCC	2,0 x 1,5	4,00	12,53	3,14	0,56
BDCC	2,0 x 2,0	5,33	19,29	3,62	0,62
BDCC	2,0 x 2,5	6,67	26,96	4,05	0,69
BDCC	2,0 x 3,0	8,00	35,44	4,43	0,76
BDCC	2,5 x 2,5	8,33	33,70	4,05	0,58
BDCC	3,0 x 1,5	6,00	17,79	3,14	0,44
BDCC	3,0 x 2,0	8,00	28,93	3,62	0,47
BDCC	3,0 x 2,5	10,00	40,44	4,05	0,51
BDCC	3,0 x 3,0	12,00	53,16	4,43	0,54
BTCC	2,0 x 2,0	8,00	28,93	3,62	0,62
BTCC	2,0 x 2,5	10,00	40,44	4,05	0,69
BTCC	2,5 x 2,5	12,50	50,55	4,05	0,58
BTCC	3,0 x 2,0	12,00	43,40	3,63	0,47
BTCC	3,0 x 2,5	15,00	60,66	4,05	0,51
BTCC	3,0 x 3,0	18,00	79,73	4,43	0,54

Tabela 29 – Bueiros Tubulares trabalhando como canal. Fonte: DNIT.

DIMENSIONAMENTO

Para a realização dos cálculos das descargas, utilizou-se da declividade efetiva dos talweges principais, que representa melhor o comportamento da declividade de uma bacia e consiste na média ponderada das declividades médias elevada ao quadrado.

Os pontos selecionados para os cálculos de declividades médias foram sinalizados em laranja nos perfis dos talweges e estão apresentados nos anexos deste relatório. A fórmula

da declividade efetiva é apresentada a seguir e foi retirada da obra do Engenheiro Marcos Jabôr.

$$i = \left[\frac{L}{\frac{L1}{\sqrt{i1}} + \frac{L2}{\sqrt{i2}} + \frac{L3}{\sqrt{i3}} + \dots + \frac{Ln}{\sqrt{in}}} \right]^2$$

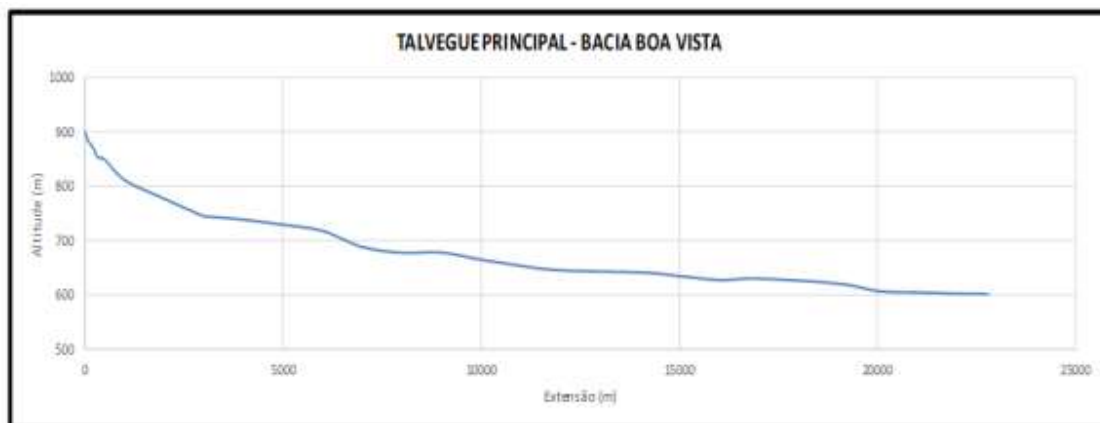
Onde;

L = Comprimento total do talvegue em Km;

L1, L2, Ln =Comprimentos Parciais do Talvegue em Km;

i1, i2, in = Declividades Parciais em m/m.

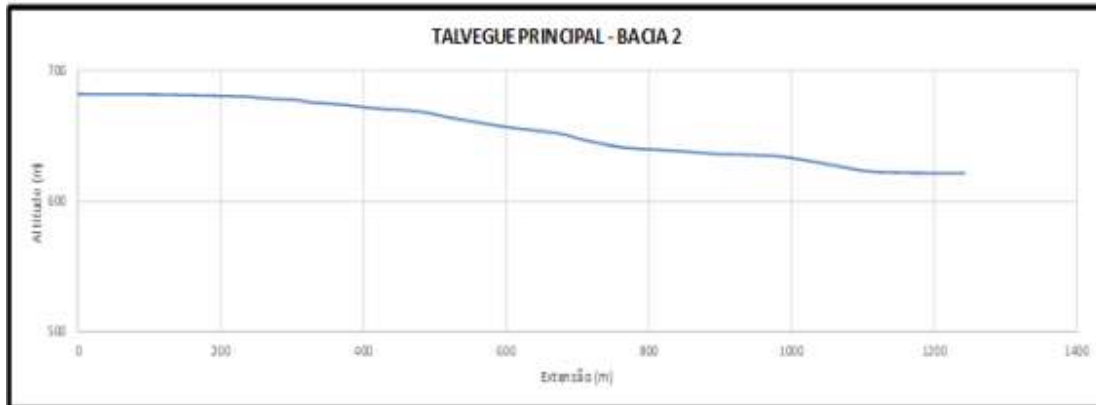
Os comprimentos parciais, declividades parciais e os resultados finais das declividades efetivas dos talvegues estão apresentados na tabela a seguir.



X		Y		EXTENSÃO "L" (m)	DIF. NIV (m)	DECLIVIDADE "I"	$\frac{L}{\sqrt{I}}$
DE	PARA	DE	PARA				
0	80,32151	901,613	884,8118	80,32151282	16,801	0,209172933	175,622088
80,32151	211,3657	884,8118	871,1068	131,0441883	13,70501709	0,104583174	405,216254
211,3657	319,5767	871,1068	854,285	108,21103	16,82183838	0,155454008	274,454634
319,5767	401,4633	854,285	852,582	81,88659426	1,702941895	0,020796345	567,831261
401,4633	514,4375	852,582	848,5898	112,9741706	3,9921875	0,03533717	600,984508
514,4375	1017,78	848,5898	810,8377	503,34207	37,75213623	0,075002942	1837,90932
1017,78	1928,592	810,8377	779,6538	910,812802	31,18389893	0,03423744	4922,41791
1928,592	2981,043	779,6538	745,1385	1052,450901	34,51531982	0,032795183	5811,61472
2981,043	3097,275	745,1385	744,1557	116,2317593	0,982788086	0,008455418	1264,02969
3097,275	4025,858	744,1557	738,2631	928,5825543	5,892578125	0,006345777	11656,7667
4025,858	5009,319	738,2631	728,9678	983,4611232	9,295288086	0,009451607	10115,8963
5009,319	6001,389	728,9678	717,7255	992,070475	11,24230957	0,011332168	9319,35847
6001,389	7006,904	717,7255	687,6682	1005,514635	30,05737305	0,029892527	5815,76813
7006,904	8027,945	687,6682	677,0289	1021,041161	10,63928223	0,010420033	10002,5035
8027,945	9002,194	677,0289	677,6732	974,248697	-0,644348145	-0,00666138	0
9002,194	10017,19	677,6732	664,0489	1014,998706	13,62432861	0,013423001	8760,73771
10017,19	11016,89	664,0489	652,8658	999,702343	11,18304443	0,011186374	9452,05064
11016,89	12016,76	652,8658	644,7999	999,8631591	8,065917969	0,008067022	11132,2756
12016,76	14029,69	644,7999	640,7595	2012,983895	4,040405273	0,002007222	44929,5227
14029,69	15004,03	640,7595	634,1502	974,3344001	6,609913965	0,006783414	11829,976
15004,03	16011,53	634,1502	626,7144	1007,505992	7,435852051	0,007980454	11727,5174
16011,53	17003,05	626,7144	629,4943	991,5163785	-2,779907227	-0,002803693	0
17003,05	19013,34	629,4943	620,1483	2010,293056	9,346008301	0,004649078	29483,2923
19013,34	20035,42	620,1483	606,3176	1022,081796	13,83068848	0,01353188	8786,31118
20035,42	21007,78	606,3176	603,8793	972,3577518	2,438293457	0,002507609	19417,6261
21007,78	22038,26	603,8793	601,7056	1030,475688	2,17364502	0,002109361	22436,8722
22038,26	22793,78	601,7056	600,8024	755,5237922	0,903198242	0,00119546	21851,4709
22793,78	0			-22793,78063	0	0	0
TOTAL				22793,78063			262578,026

MÉTODO DA MÉDIA HARMÔNICA

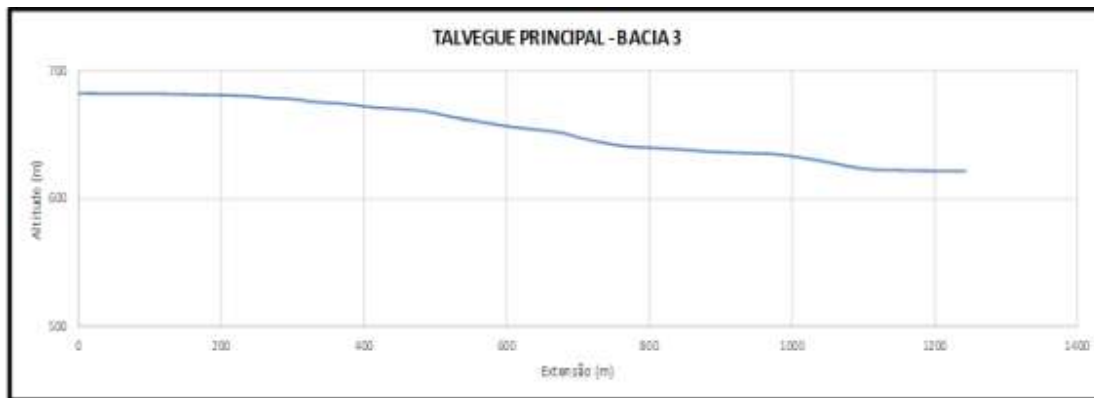
$$I_{eq} = \left[\frac{L}{\sum_{i=1}^n \frac{L_i}{\sqrt{I_i}}} \right]^2 = 0,754\%$$



X		Y		EXTENSÃO "L" (m)	DIF. NIV (m)	DECLIVIDADE "I"	$\frac{L_i}{\sqrt{I_i}}$
DE	PARA	DE	PARA				
0,00	92,59	682,15	681,92	92,59	0,23	0,00	1862,46
92,59	130,71	681,92	681,66	38,12	0,26	0,01	462,68
130,71	232,70	681,66	680,33	20,00	1,34	0,07	77,33
232,70	264,59	680,33	678,87	20,00	1,46	0,07	73,99
264,59	307,17	678,87	677,62	20,00	1,25	0,06	80,05
307,17	328,46	677,62	675,72	20,00	1,89	0,09	65,00
328,46	371,04	675,72	674,09	42,58	1,63	0,04	217,49
371,04	413,62	674,09	671,45	42,58	2,65	0,06	170,84
413,62	477,49	671,45	668,91	63,87	2,54	0,04	320,49
477,49	520,07	668,91	664,35	42,58	4,56	0,11	130,09
520,07	562,65	664,35	660,33	42,58	4,02	0,09	138,54
562,65	605,23	660,33	656,60	42,58	3,72	0,09	144,05
605,23	673,46	656,60	652,06	68,23	4,55	0,07	264,34
673,46	703,57	652,06	647,80	30,11	4,26	0,14	80,01
703,57	735,45	647,80	644,05	31,89	3,74	0,12	93,09
735,45	767,39	644,05	641,25	31,94	2,81	0,09	107,75
767,39	820,61	641,25	639,54	53,23	1,71	0,03	297,35
820,61	858,73	639,54	638,18	38,12	1,37	0,04	201,36
858,73	890,62	638,18	636,76	31,89	1,42	0,04	150,94
890,62	975,78	636,76	634,99	85,16	1,77	0,02	580,75
975,78	1013,90	634,99	632,28	38,12	2,71	0,07	143,02
1013,90	1044,01	632,28	629,44	30,11	2,83	0,09	98,16
1044,01	1104,23	629,44	623,52	60,22	5,92	0,10	192,04
1104,23	1156,92	623,52	622,26	52,69	1,27	0,02	339,77
1156,92	1196,33	622,26	621,89	39,41	0,36	0,01	411,49
1196,33	1243,61	621,89	621,86	47,28	0,03	0,00	1777,64
1243,61	0,00	621,86	0,00	1243,61	621,86	0,50	1758,65
TOTAL				2369,48			10249,37

MÉTODO DA MÉDIA HARMÔNICA

$$I_{eq} = \left[\frac{L}{\sum_{i=1}^n \frac{L_i}{\sqrt{I_i}}} \right]^2 = 5,345\%$$



X		Y		EXTENSÃO "L" (m)	DIF. NIV (m)	DECLIVIDADE "I"	$\frac{L}{\sqrt{I}}$
DE	PARA	DE	PARA				
0,00	39,41	649,77	647,84	39,41	1,93	0,05	178,22
39,41	81,99	647,84	644,54	42,58	3,30	0,08	152,97
81,99	101,46	644,54	642,00	19,47	2,54	0,13	53,85
101,46	103,29	641,996	641,980	1,83	0,02	0,01	19,58
TOTAL				103,29			404,56

MÉTODO DA MÉDIA HARMÔNICA

$$I_{eq} = \left[\frac{L}{\sum_{i=1}^n \frac{L_i}{\sqrt{I_i}}} \right]^2 = 6,518\%$$



X		Y		EXTENSÃO "L" (m)	DIF. NIV (m)	DECUVIDADE "I"	$\frac{L_i}{\sqrt{I_i}}$
DE	PARA	DE	PARA				
0,00	20,00	590,87	590,91	20,00	0,04	0,00	421,64
20,00	40,00	590,91	590,96	20,00	0,05	0,00	417,09
40,00	60,00	590,96	591,00	20,00	0,04	0,00	421,64
60,00	80,00	591,00	591,05	20,00	0,05	0,00	417,09
80,00	100,00	591,05	591,09	20,00	0,04	0,00	421,64
100,00	120,00	591,09	591,14	20,00	0,05	0,00	417,09
120,00	132,01	591,14	591,17	12,01	0,03	0,00	253,48
TOTAL				132,014			2769,42261

MÉTODO DA MÉDIA HARMÔNICA

$$I_{eq} = \left[\frac{L}{\sum_{i=1}^n \frac{L_i}{\sqrt{I_i}}} \right]^2 = 0,227\%$$

BASES CARTOGRÁFICAS E DADOS TOPOGRÁFICOS

A base cartográfica utilizada para a execução dos estudos hidrológicos foram os arquivos SIG do Sistema Estadual de Geoinformação – SIEG do Estado de Goiás e modelos digitais de elevação – MDE do INPE, disponíveis em www.dsr.inpe.br/topodata/acesso.php. Também se utilizou o software Qgis, assim como levantamentos planialtimétricos e topobatimétricos na área de implantação da obra, seguindo as instruções da IP-02

GOINFRA – Levantamentos Topográficos.

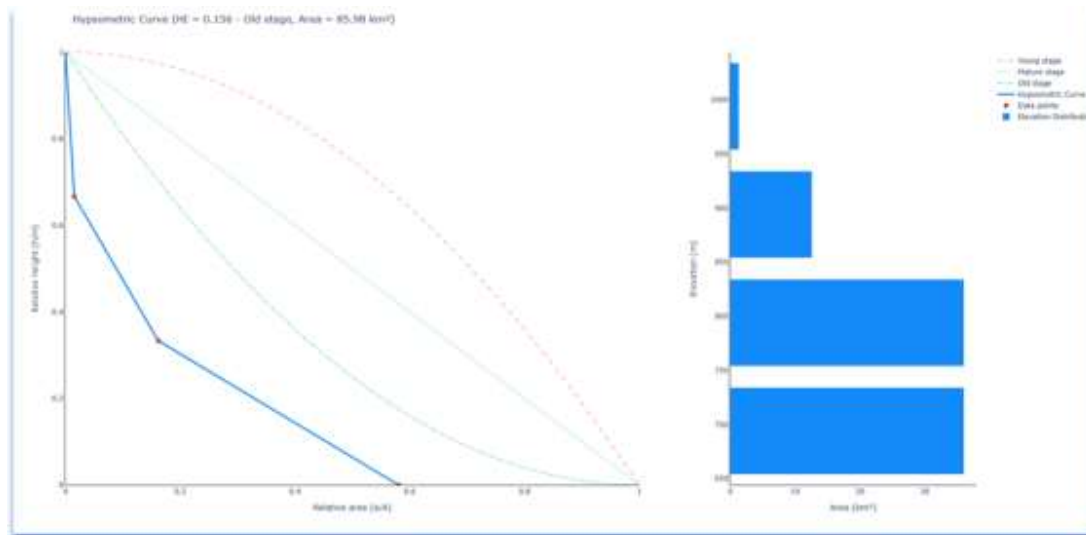
uEm sua função primordial, a drenagem de uma via deve eliminar a água que, sob qualquer forma, atinge o corpo estradal, captando-a e conduzindo-a para locais em que não mais afete a segurança daqueles que trafegam sobre a pista.

A seguir é apresentado para cada transposição os dados de entrada e resultados obtidos com o seu respectivo Estudo Hidrológico. Com base nestes resultados foram dimensionadas as obras de transposição. Também é apresentada tabela com o resumo destas obras.

BACIA 01 – RIBEIRÃO BOA VISTA DO RANCHO – HUT

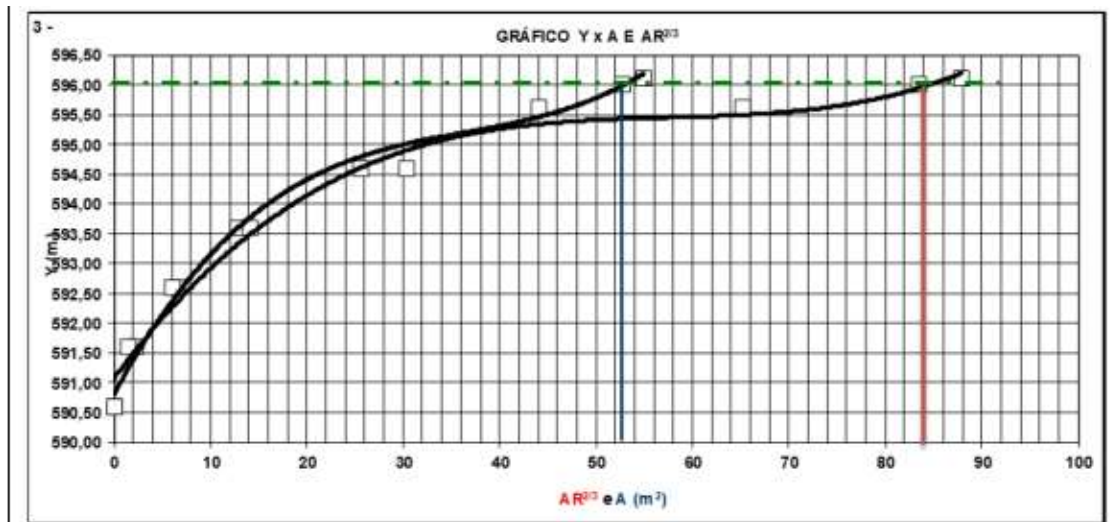
ESTAÇÃO: Pontalina		C.N.:		70	
ESTACA: 12+17,305		COEF. DE REDUÇÃO(CR):		0,9483602	
CURSO D'ÁGUA: RIB. BOA VISTA DO RANCHO		TEMPO DE CONCENTRAÇÃO(Tc):		7,3041754 h	
ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO(A): 85,99 km ²		TEMPO UNITÁRIO(ΔT):		1,0260438 h	
COMPRIMENTO DE TALVEGUE(L): 22,79 km		TEMPO DE PICO(Tp):		5,2955271 h	
DESNÍVEL(ΔLTAH): 300,81 m		TEMPO DE RETORNO(Tr):		8,8405303 h	
DECLIVIDADE DO TALVEGUE: 0,754 %		TEMPO DE BASE(Ts):		14,139057 h	
VEGETAÇÃO: Cerrados, pastagens e matas raras, superfície semipermeável (solos siltosos e argilosos)		TEMPO DE RECORRÊNCIA(Tr):		100 anos	
		α(Tp):		33,774736 mm/m	

T(h)	P(cm)	Pm(cm)	Pe(cm)	ΔPe(cm)	HUTi	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6	Q7	Q8	Q9	Q10	Qc
1,826	8,760	8,290	2,198	2,198	11,646	25,602	-	-	-	-	-	-	-	-	-	25,602
3,652	10,570	10,003	3,273	1,075	23,290	51,204	12,517	-	-	-	-	-	-	-	-	63,721
5,478	11,790	11,148	4,053	0,780	34,939	76,806	25,034	9,083	-	-	-	-	-	-	-	110,923
7,304	12,720	12,038	4,687	0,634	26,103	57,382	37,551	18,166	7,380	-	-	-	-	-	-	120,479
9,130	13,490	12,766	5,221	0,535	19,129	42,052	28,054	27,248	14,760	6,229	-	-	-	-	-	116,344
10,956	14,120	13,362	5,669	0,447	12,156	26,721	29,559	29,357	22,140	12,459	5,208	-	-	-	-	107,445
12,782	14,610	13,826	6,022	0,353	5,182	11,391	13,064	14,919	16,541	18,688	18,415	4,114	-	-	-	89,132
14,608	15,140	14,328	6,409	0,307	-1,792	-3,940	5,569	9,480	12,122	13,962	15,623	8,228	4,51	-	-	66,552
14,139	14,990	14,186	6,299	-0,110	0,000	0,000	-1,926	4,041	7,703	10,232	11,672	12,342	9,02	-1,282	-	53,079
14,139	14,990	14,186	6,299	0,000	0,000	0,000	0,000	-1,398	3,283	6,502	8,554	9,221	13,52	-2,544	0,000	37,122



A Bacia 01 não contempla obra de transposição existente. De acordo com a vazão máxima calculada para a bacia faz-se necessária a implantação de uma ponte Concreto armado 9,50 metros de acordo com o preconizado pelo IPR 724 – Manual de Drenagem do DNIT (2006).

CÁLCULOS HIDRÁULICOS PARA OBRA-DE-ARTE ESPECIAL						
RODOVIA: GO-215		SUBTRECHO: PONTALINA/ ENTR. GO-040				
CURSO D'ÁGUA: CORREGO BOA VISTA			ESTACA: 13+00			
1 - CÁLCULO DE $AR^{2/3}$ (SOB CONDIÇÃO DO PROJETO)						
Qp	120,479	m ³ /s	Para "n" ver Tabela 27 do Manual de Drenagem de Rodovias - DNIT			
n	0,033					
i	0,00227	mm	$Q = (A \times R^{2/3} \times i^{1/2}) / n$		$AR^{2/3} = (Q \times n) / i^{1/2}$ 83,45	
2 - CÁLCULO DE $AR^{2/3}$ EM FUNÇÃO DE Y						
Cota (m)	Y (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	$R^{2/3}$	$AR^{2/3}$
590,605	0,000	0,000	0,001	0,000	0,000	0,000
591,605	1,000	2,290	4,277	0,535	0,659	1,510
592,605	2,000	6,459	7,167	0,901	0,933	6,026
593,605	3,000	12,774	11,064	1,155	1,101	14,058
594,605	4,000	25,636	19,888	1,289	1,184	30,364
595,605	5,000	44,088	24,542	1,796	1,478	65,152
596,005	5,400	52,672	26,417	1,994	1,584	83,441
596,105	5,500	54,929	27,119	2,025	1,601	87,933
596,605	6,000	67,397	30,966	2,176	1,679	113,191



Pontalina, 10 de novembro de 2025.

Tito Portilho de Oliveira Junior
 CREA: 1020859415D-GO