

7500162

MINISTÉRIO DO INTERIOR  
GOVERNO DO ESTADO DO ESPÍRITO SANTO  
COORDENAÇÃO ESTADUAL DO PLANEJAMENTO  
PREFEITURA MUNICIPAL DE COLATINA

2. PLANO DIRETOR DE DRENAGEM PLUVIAL DE COLATINA  
VOLUME II

INSTITUTO JONES DOS SANTOS NEVES

MINISTÉRIO DO INTERIOR  
GOVERNO DO ESTADO DO ESPÍRITO SANTO  
COORDENAÇÃO ESTADUAL DO PLANEJAMENTO  
PREFEITURA MUNICIPAL DE COLATINA  
INSTITUTO JONES DOS SANTOS NEVES

2. PLANO DIRETOR DE DRENAGEM PLUVIAL DE COLATINA  
VOLUME II

ABRIL/1982

MINISTÉRIO DO INTERIOR

*Mario Andreazza*

GOVERNO DO ESTADO DO ESPÍRITO SANTO

*Eurico Vieira de Rezende*

COORDENAÇÃO ESTADUAL DO PLANEJAMENTO

*Octávio Luiz Guimarães*

PREFEITURA MUNICIPAL DE COLATINA

*Devacir Mário Zaché*

INSTITUTO JONES DOS SANTOS NEVES

*Orlando Caliman*

## EQUIPE TÉCNICA

*Paulo de Melo Freitas Junior - Engº Civil*

*Robson Sarmento - Engº Civil - Ms. C., Ph. D*

*Alexandre José Serafin - Engº Civil - M.Sc., Ph.D*

*Maria Cristina Mello de Lima - Engº Civil*

## EQUIPE DE APOIO DO IJSN

## LISTA DE MAPAS

- M.1 - Probabilidade de ocorrência das chuvas totais diárias (chuvas de 1 dia) em Colatina
- M.2 - Relação altura, duração e frequência de chuvas intensas em Colatina
- M.3 - Probabilidade de ocorrência das chuvas totais diárias (chuvas de 1 dia) em São João de Petrópolis
- M.4 - Relação altura, duração e frequência de chuvas intensas em São João de Petrópolis
- M.5 - Sistema de drenagem existente
- M.6 - Sifão invertido no Rio Santa Maria (S5)
- M.7 - Interceptores na Beira-rio

## ÍNDICE GERAL

### VOLUME I:

Plano Diretor de Contenção às Enchentes na cidade de Colatina

### VOLUME II:

Plano Diretor de Drenagem Pluvial de Colatina

### VOLUME III:

Plano Diretor de Proteção às Encostas de Colatina

### VOLUME IV:

Custos

### VOLUME V:

Anexos

ÍNDICE	PÁGINA
1. EQUAÇÕES DE CHUVAS INTENSAS DE COLATINA E SÃO JOÃO DE PETRÓPOLIS .....	6
2. SISTEMA DE DRENAGEM EXISTENTE .....	14
3. SISTEMA DE DRENAGEM PROPOSTO .....	16

1.

## EQUAÇÕES DE CHUVAS INTENSAS DE COLATINA E SÃO JOÃO DE PETROPÓLIS

---

Para se desenvolver as equações da chuva de projeto para os trabalhos de drenagem pluvial e para cálculo do  $Q_{1000}$  do rio Santa Maria do Rio Doce, utilizaram-se os dados pluviométricos dos postos Colatina e São João de Petrópolis respectivamente, uma vez que os dados do pluviômetro de Colatina referem-se apenas a 5 anos de observações, o que foi considerado insuficiente.

De posse das alturas totais diárias de chuva, fez-se uma listagem das precipitações mensais totais em Colatina e uma estatística dos meses de maior pluviosidade, os quais se encontram nas tabelas em anexo.

A seguir, a partir das chuvas diárias máximas anuais, adotando o método Chow-Gumbel (1958), recomendado pelo U.S. Weather Bureau (modificado pelo D.A.E.E. para regiões do estado de São Paulo em 1966), chegou-se aos gráficos de intensidade-frequência-duração das chuvas intensas naqueles 2 postos pluviométricos, conforme a marcha de cálculo e os gráficos a seguir.



1952	1953	1954	1955	1956	1957	1958	1959	1960	1961	1962	1963	1964	1965	1966	1967	1968	1969	1970	1971	1972	1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979	1980	X MEDIA)	Σn D.S.V. P.)
215,8	6,2	29,4	160,5	8,7	116,9	28,1	70,2	352,8	440,4	403,3	29,1	228,0	164,2	313,8	105,2	118,4	88,6	364,9	20,4	69,4	60,9	102,8	177,3	26,5	84,1	115,4	53,4	272,5	160,7	137,7
108,7	99,0	48,8	50,3	83,4	123,1	135,0	15,5	19,0	34,8	145,4	66,3	109,3	105,9	50,4	117,8	224,8	14,6	41,8	18,8	76,1	48,9	69,4	83,7	91,5	34,6	157,5	81,3	149,9	94,6	66,8
146,0	94,2	53,5	13,6	185,7	141,4	120,2	62,7	392,0	28,2	68,4	14,8	118,8	241,2	4,2	148,6	120,5	76,2	41,6	79,0	47,6	248,6	89,4	28,8	24,5	0,0	262,6	114,3	52,1	101,1	85,8
85,5	49,9	88,5	50,6	26,7	114,0	53,2	51,3	0,0	10,0	0,0	27,2	4,2	66,3	27,7	25,4	1,1	37,6	81,8	28,8	118,7	32,2	31,4	20,9	9,9	25,9	73,5	69,5	134,0	48,9	37,1
22,0	4,0	18,0	37,2	64,8	19,0	45,6	9,2	0,3	17,1	22,0	0,0	35,2	112,0	33,7	42,8	38,7	17,4	0,0	24,0	21,0	21,7	39,8	6,8	44,6	43,6	76,8	3,4	70,7	30,3	24,7
37,6	9,1	7,0	23,2	99,7	23,5	7,3	24,2	0,0	49,4	25,2	23,3	20,9	62,8	17,2	22,3	4,0	121,7	0,0	24,2	4,5	17,6	30,0	23,9	2,2	12,9	17,5	2,0	16,2	28,3	27,8
96,9	9,2	31,1	2,5	15,6	8,4	73,3	5,3	34,2	15,7	16,3	26,3	40,2	83,1	60,3	11,3	46,0	45,4	108,1	19,8	64,5	16,6	7,2	13,1	28,7	14,0	142,9	74,0	10,3	36,6	33,9
54,9	5,2	9,7	1,1	13,2	22,2	12,2	0,0	23,2	0,4	0,3	4,5	53,8	33,8	6,2	35,6	115,2	0,6	45,4	34,2	49,1	43,2	2,4	18,2	4,2	0,5	44,5	16,6	17,3	21,9	24,1
94,0	15,5	24,7	20,2	15,1	56,5	69,0	80,3	30,7	12,2	29,0	0,0	78,0	45,8	98,0	0,4	48,9	2,4	42,4	20,0	52,4	7,6	11,2	6,0	60,9	19,4	65,9	13,1	14,8	33,4	28,3
22,0	29,5	31,5	54,6	49,8	21,8	124,4	85,3	3,3	58,2	128,4	21,8	133,4	274,9	124,7	55,0	129,8	116,6	113,1	129,4	74,8	264,2	112,8	194,6	107,3	97,6	156,5	45,3	15,4	94,5	66,1
193,7	215,4	85,8	186,5	216,4	153,2	126,2	85,1	134,7	27,0	52,3	83,7	223,8	76,3	214,8	233,8	125,4	139,0	142,0	383,2	188,8	161,2	115,3	96,8	163,0	112,4	42,5	27,6	132,9	143,3	73,7
220,9	277,5	206,2	188,2	210,6	308,0	33,7	179,9	13,4	161,9	385,4	44,9	160,0	34,2	103,6	122,2	55,8	188,0	126,8	127,0	126,2	179,2	76,1	98,5	226,2	231,7	108,6	-	300,7	164,4	88,5
1298,0	814,7	634,2	790,5	989,7	1108,0	828,2	669,0	1036,6	815,3	1276,0	341,9	1205,6	1300,5	1054,6	920,4	1028,6	843,1	1107,9	908,8	893,1	1101,9	687,8	786,6	789,5	676,7	1264,2	-	1186,8	938,9	236,7

## CHUVA MÁXIMA DIÁRIA ANUAL

COLATINA (1949 - 1980)

m= 32 anos

ANO	CHUVA MÁX. DIÁRIA ANUAL (mm)	ANO	CHUVA MÁX. DIÁRIA ANUAL (mm)
1948	Desprezado porque começou em julho	1970	84,6
1949	81,0	1971	83,2
1950	37,2	1972	57,8
1951	49,6	1973	89,2
1952	56,3	1974	61,2
1953	50,7	1975	49,2
1954	80,3	1976	66,2
1955	53,0	1977	56,8
1956	83,4	1978	89,2
1957	77,2	1979	113,0
1958	53,0	1980	98,2
1959	45,0	1981	Sõ hã dados de jan. e fevereiro.
1960	56,2		
1961	117,3		
1962	75,4		
1963	26,4		
1964	70,2		
1965	78,2		
1966	93,2		
1967	58,4		
1968	53,2		
1969	64,2		

## COLATINA - EQUAÇÕES DE CHUVAS INTENSAS

ANO	PRECIPITAÇÃO MÁX. DIÁRIA - mm (ORDEM DECRESCENTE)	Nº DE ORDEM n	PROBABILIDADE $P = \frac{n}{m+1} = \frac{n}{33}$	PERÍODO DE RETORNO $T = \frac{1}{P}$	OBS
1961	117,3	1	0,030303	33,00	m= nº total de observa- ções
1979	113,0	2	0,060606	16,50	
1980	98,2	3	0,090909	11,0	
1966	93,2	4	0,121212	8,25	
1973	89,2	5	0,151515	6,60	
1978	89,2	6	0,181818	5,50	
1970	84,6	7	0,212121	4,71	
1956	83,4	8	0,242424	4,13	
1971	83,2	9	0,272727	3,67	
1949	81,0	10	0,303030	3,30	
1956	80,3	11	0,333333	3,00	
1965	78,2	12	0,363636	2,75	
1957	77,2	13	0,393939	2,54	
1962	75,4	14	0,424242	2,36	
1964	70,2	15	0,454545	2,20	
1976	66,2	16	0,484848	2,06	
1969	64,2	17	0,515151	1,94	
1974	61,2	18	0,545454	1,83	
1967	58,4	19	0,575757	1,74	
1972	57,8	20	0,606060	1,65	
1977	56,8	21	0,636363	1,57	
1952	56,3	22	0,666666	1,50	
1960	56,2	23	0,696969	1,43	
1968	53,2	24	0,727272	1,38	
1955	53,0	25	0,757575	1,32	
1958	53,0	26	0,787878	1,27	
1953	50,7	27	0,818181	1,22	
1951	49,6	28	0,848484	1,18	
1975	49,2	29	0,878787	1,14	
1959	45,0	30	0,909090	1,10	
1950	37,2	31	0,939393	1,06	
1963	26,4	32	0,969696	1,03	

COLATINA - EQUAÇÕES DE CHUVAS INTENSAS  
 ALTURA PLUVIOMÉTRICA (mm)

DURAÇÃO	PERÍODO DE RETORNO (ANOS)					
	5	10	25	50	100	500
5 min	10,84	13,25	15,66	18,07	20,48	26,50
10 min	17,22	21,05	24,87	28,70	32,53	42,09
30 min	31,89	38,98	46,06	53,15	60,24	77,98
1 h	43,09	52,67	62,24	71,82	81,40	105,34
6 h	73,87	90,29	106,7	123,12	139,54	108,60
24 h	102,6	125,4	148,2	171,0	193,8	250,80
1 dia	90	110	130	150,0	170,0	220

OBS:

Relações: \*Fonte: D.A.E.E.S.P.

$$\frac{*24h}{1 \text{ dia}} = 1,14$$

$$\frac{6h}{24h} = 0,72$$

$$\frac{1h}{24h} = 0,42$$

$$\frac{30min}{1 \text{ hora}} = 0,74$$

$$\frac{5min}{30min} = 0,34$$

$$\frac{10min}{30min} = 0,54$$

## CHUVA MÁXIMA DIÁRIA ANUAL

S. JOÃO DE PETROPÓLIS ( 1948 - 1980)

m= 33 anos

ANO	CHUVA MÁXIMA DIÁRIA ANUAL	ANO	CHUVA MÁXIMA DIÁRIA ANUAL
1947	Desprezado porque começou em agosto	1968	86,0
1948	86,1	1969	54,9
1949	72,3	1970	Out/sem registro 43,9
1950	76,7	1971	67,0
1951	34,9	1972	60,8
1952	96,4	1973	57,8
1953	93,3	1974	137,2
1954	42,1	1975	70,8
1955	52,1	1976	88,2
1956	137,6	1977	45,0
1957	103,5	1978	56,0
1958	90,8	1979	84,0
1959	58,5	1980	Dez/sem reg. 79,0
1960	96,0	1981	-
1961	53,4		
1962	62,1		
1963	46,4		
1964	56,3		
1965	53,2		
1966	116,2		
1967	129,6		

## SÃO JOÃO DE PETROPÓLIS - EQUAÇÃO DE CHUVAS INTENSAS

ANO	PRECIPITAÇÃO MÁX. DIÁRIA - MM (ORD. DECRESCENTE)	Nº DE ORDEM n	PROBABILIDADE $P = \frac{n}{m+1} = \frac{n}{34}$	PERÍODO DE RETORNO $T = \frac{1}{P}$	OBS
1956	137,6	1	0,029412	34,00	
1974	137,2	2	0,058824	17,00	
1967	129,6	3	0,088235	11,33	
1966	116,2	4	0,117647	8,50	
1957	103,5	5	0,147059	6,80	
1952	96,4	6	0,176471	5,66	
1960	96,0	7	0,205882	4,87	
1953	93,3	8	0,235294	4,25	
1958	90,8	9	0,264706	3,78	
1976	88,2	10	0,294118	3,40	
1948	86,1	11	0,323529	3,09	
1968	86,0	12	0,352941	2,83	
1979	84,0	13	0,382353	2,62	
1980	79,0	14	0,411765	2,43	
1950	76,7	15	0,441176	2,27	
1949	72,3	16	0,470588	2,13	
1975	70,8	17	0,500000	2,00	
1971	67,0	18	0,529412	1,89	
1962	62,1	19	0,558824	1,79	
1972	60,8	20	0,588235	1,70	
1959	58,5	21	0,617647	1,62	
1973	57,8	22	0,647059	1,55	
1964	56,3	23	0,676471	1,48	
1978	56,0	24	0,705882	1,42	
1969	54,9	25	0,735294	1,36	
1961	53,4	26	0,764706	1,31	
1965	53,2	27	0,794118	1,26	
1955	52,1	28	0,823529	1,21	
1963	46,4	29	0,852941	1,17	
1977	45,0	30	0,882353	1,13	
1970	43,9	31	0,911765	1,10	
1954	42,1	32	0,941176	1,06	
1951	34,9	33	0,970558	1,03	

SÃO JOÃO DE PETROPÓLIS - EQUAÇÃO DE CHUVAS INTENSAS  
 ALTURA PLUVIOMÉTRICA (mm)

DURAÇÃO	PERÍODO DE RETORNO (ANOS)						
	5	10	25	50	100	500	1000
5 min	11,8	14,1	17,0	18,8	20,5	25,9	27,71
10 min	18,7	22,4	27,0	30,0	32,5	41,2	44,01
30 min	34,7	41,4	50,0	55,3	60,2	76,2	81,49
1 h	46,9	56,0	67,0	74,7	81,4	102,94	110,12
6 h	80,4	96,1	114,9	128,0	139,5	176,5	188,78
24 h	111,7	133,4	159,6	177,8	193,8	245,1	262,2
1 dia	98	177	140	156	170	215	230

## 2.

## SISTEMA DE DRENAGEM EXISTENTE

De posse das equações de chuvas intensas em Colatina, passou-se ao exame do sistema de drenagem existente e constatou-se que o mesmo  $\bar{s}$  pode ser considerado em bom estado de conservação no centro da cidade e nos bairros Vila Nova e Maristas, enquanto que nas outras regiões de zona urbana praticamente inexistem obras de drenagem (e quando existem estão na maior parte das vezes subdimensionadas). Assim,  $\bar{s}$  se considerou aproveitável o sistema existente na região central da cidade, o qual foi praticamente todo dimensionado pelo engenheiro José Ramos e modificado em trechos pela PMC.

O sistema de lançamento da drenagem pluvial no Rio Doce existente atualmente no centro da cidade constitui-se de 4 galerias de concreto armado nas dimensões (140 x 160)cm - marcadas  $G_1, G_2, G_3$  e  $G_4$  nos mapas, as quais drenam as encostas, e 8 saídas em tubos de concreto  $\varnothing 600$ mm que drenam o centro da cidade. (vide mapas).

Para o rio Santa Maria drenam os bairros Vila Nova pela margem direita e Maristas pela margem esquerda, os quais têm lançamento em 1000mm e 800mm respectivamente.

Este sistema não funciona com os rios em cotas altas (acima de 6,4m esc. DNAEE), pois há retorno das águas pelas canalizações do centro da cidade, tornando-se fator de alagamento.

Existem outras obras de drenagem atualmente na cidade, todas marcadas nos mapas em anexo.

Quando  $\bar{s}$  4 galerias de concreto armado do centro da cidade,  $\bar{s}$  exceção de  $G_1$ , estão bem dimensionadas, pois foram testadas para vazões de um período de retorno de 10 anos.



A galeria  $G_1$  está subdimensionada e projetou-se uma galeria em paralelo de seção (3,0 x 3,2)m. Da mesma forma estão bem dimensionadas as redes de drenagem de Vila Nova e Maristas.

Já as drenagens de Honório Fraga e Maria das Graças estão subdimensionadas e se propôs nova concepção, conforme os gráficos e mapas em anexo.

O Córrego São Silvano já está sendo atualmente canalizado até a foz no Rio Doce e sua seção suporta vazões num período de retorno de 500 anos.

Para toda a zona urbana da cidade foi proposta neste trabalho a rede de macrodrenagem pluvial, de acordo com os mapas e listagens em anexo. A rede de microdrenagem pluvial da zona urbana não foi calculada neste Plano, pois é objeto do Projeto Executivo de Engenharia; entretanto estimou-se um custo das obras e projetos para este item no capítulo *Custos*.

## 3.

## SISTEMA DE DRENAGEM PROPOSTO

Inicialmente isolaram-se todas as bacias e subbacias de drenagem da zona urbana da cidade e, de acordo com suas áreas, calcularam-se as vazões e foram dimensionadas as redes da macrodrenagem pelos métodos convencionais, conforme se detalha nos cálculos e mapas em anexo.

A particularidade deste plano de drenagem diz respeito à zona urbana que vai ser protegida das enchentes (Centro, Vila Nova e Maristas), pois esta região vai ser protegida pelos diques de contenção às enchentes e consequentemente não pode, nos períodos de cotas altas, seu sistema de drenagem e esgotos estar conectado diretamente aos rios, pois haveria retorno das águas pelas tubulações.

A concepção básica da drenagem pluvial nestas regiões a serem protegidas pelos diques foi a seguinte:

1. Aproveitou-se as 4 galerias de concreto marcado existentes (as quais estão bem dimensionadas à exceção de G<sub>1</sub>), que drenam as vertentes que vão ter ao centro da cidade.

Estas galerias, como descem das vertentes e drenam cursos d'água perenes, conferem às águas quantidade de movimento suficiente para vencer a resistência das águas dos rios quando em cotas altas (não ficam barradas pelas enchentes). Há que se tomar entretanto um cuidado essencial: isolar estas galerias do sistema que drena o centro da cidade a baixo da cota 50m (DAF), para não haver retorno da cota de inundação e consequente alagamento do centro da cidade. Estas galerias dessa forma foram mantidas na nossa concepção e servem para drenar as vertentes que vão dar no centro da cidade. Entretanto não podem drenar o centro urbano.

2. O sistema atual de drenagem do centro da cidade foi redesenhado:

- 2.1. Foi isolado de qualquer contato abaixo da cota 50m (DAF) com as 4 galerias anteriores;

- 2.2. Foram bloqueadas as 8 saídas em 600mm que drenam o centro da cidade de contato direto com o rio Doce.
  - 2.3. O sistema de drenagem do centro foi todo direcionado para 2 interceptores em concreto armado paralelos ao rio Doce: o interceptor  $I_1$ , nas dimensões (1,6 x 1,2)m e (2,0 x 1,7)m, conforme mapas e detalhes, que vai dar no reservatório de acumulação  $R_1$  quando o rio estiver em cotas altas (acima de 6,4m DNAEE) ou vai dar diretamente no rio Doce quando em cotas baixas; e o interceptor  $I_2$  de seção (1,4 x 1,0)m, que da mesma forma que o anterior, vai dar no reservatório de acumulação  $R_2$  e/ou no rio Doce. Estes interceptores estão detalhados em planta e cortes longitudinais em anexo.
  - 2.4. O sistema de drenagem do bairro Vila Nova foi bloqueado sua saída em 1000mm e redirecionado para o interceptor em concreto armado  $I_3$  de seção (2,4 x 1,8)m até (2,6 x 2,2)m (plantas e detalhes em anexo), o qual, da mesma forma que  $I_1$ , ou vai ter ao reservatório  $R_1$  (cotas altas) ou diretamente no rio Doce (cotas baixas).
  - 2.5. O sistema de drenagem do bairro Maristas foi redirecionado: ou ele se lança no rio Santa Maria pela tubulação de 800mm existente quando os rios estiverem em cotas baixas, ou então vai dar num sifão invertido que passa sob o rio Santa Maria e daí para o interceptor  $I_3$  e finalmente para o reservatório de acumulação  $R_1$ , isto quando o rio estiver em cotas de inundação.
  - 2.6. A região que drena a jusante do bairro São Vicente foi interceptada pelo interceptor  $I_4$  ( $\emptyset$  500,800 e 1000mm) que ou vai dar no reservatório 2 ou vai dar no rio Doce.
3. Foram projetados dois reservatórios abertos em concreto armado de acumulação das águas pluviais do centro da cidade, do bairro Vila Nova e do bairro Maristas.

A finalidade destes reservatórios é acumular as águas pluviais quando o rio estiver em cotas altas para posterior bombeamento. Os reservatórios foram calculados para um período de detenção de 30 minutos, amor

tecendo assim a vazão de pico das águas pluviais (aliado à capacidade de armazenamento dos interceptores) e proporcionando menor potência aos conjuntos motobombas.

O reservatório  $R_2$  recebe as águas pluviais do centro da cidade a jusante da ponte Florentino Avidos através do interceptor  $I_2$  e tem as dimensões de (34 x 34)m e altura útil de 2,60 ou 2,20 metros (M 16). Recebe também a contribuição do interceptor  $I_4$ .

O reservatório  $R_1$  recebe as águas do centro a montante da ponte através do interceptor  $I_1$  e do bairro Vila Nova e do bairro Maristas através do interceptor  $I_3$ , tendo as dimensões de (50 x 51)m e 3,5 metros de profundidade útil. É de se notar que estes reservatórios só recebem as águas de drenagem pluvial quando o rio está cotas altas; quando o rio está em vazante, estes 2 reservatórios são dotados de comportas de aço manualmente acionadas que os isolam dos sistemas de drenagem, os quais vão ter diretamente no rio Doce.

Entretanto, visando não deixar as bombas de recalque das águas dos reservatórios ociosas por muito tempo (e conseqüente falta de manutenção), os reservatórios ficarão cheios todo o tempo, pois durante as vazantes do rio as bombas semanalmente renovarão a água dos reservatórios, recalco-a do próprio rio Doce.

Com esta intenção os reservatórios servirão, durante as estiagens, como lagos de recreação, em volta dos quais dar-se-á tratamento urbanístico apropriado, visando harmonizá-los com a paisagem e transformando-os em áreas de lazer.

4. Foram projetadas 5 comportas de ferro fundido manualmente acionadas (2 no reservatório  $R_2$  seção (1,4 x 1,0)m e (1,00 x 1,00)m, 2 no reservatório  $R_1$  - uma de (2,6 x 2,2)m, outra de (2,0 x 1,7)m e 1 na saída do sistema do bairro Maristas seção (0,9 x 0,9)m, visando, conforme esclarecido anteriormente, isolar e/ou conectar os sistemas de drenagem das regiões protegidas pelos diques, de acordo com o nível das águas dos rios, com os reservatórios ou lançá-los diretamente nos rios.

É fundamental aqui desenvolver um sistema de operação destas comportas e das bombas através de réguas linimétricas, para abri-las para os reservatórios quando os rios estiverem em cotas altas (pode-se considerar a cota 6,0m DNAEE como limite). Este sistema de operação das comportas, bombas e reservatórios depende de detalhamento no Projeto Executivo.

5. Projetou-se 2 conjuntos motobombas movidos a eletricidade para recalcar as águas dos reservatórios quando o rio estiver em cotas altas ou enchê-los com água do rio Doce, renovada semanalmente, de modo a se manter os reservatórios sempre cheios e as bombas não ociosas, quando o rio estiver em cotas baixas.

Estas bombas dessa forma devem ter 2 sucções (1 no reservatório, outra no rio Doce) e 2 recalques. Num predimensionamento, os conjuntos motobombas têm que ter essas características:

Conjunto motobomba do reservatório 2	$\left\{ \begin{array}{l} \text{vazão} = 2,0\text{m}^3/\text{s} \\ \text{altura manométrica} = 10\text{m} \end{array} \right.$	$\begin{array}{l} \text{Potência do Motor} = \\ 250 \text{ CV} \end{array}$
Conjunto motobomba do reservatório 1	$\left\{ \begin{array}{l} \text{vazão} = 5\text{m}^3/\text{s} \\ \text{altura manométrica} = 11\text{m} \end{array} \right.$	$\begin{array}{l} \text{Potência do Motor} = \\ 550 \text{ CV} \end{array}$

6. Para se evitar a construção de outro reservatório e outro recalque de águas pluviais do bairro Maristas na margem esquerda do rio Santa Maria, projetou-se um sifão invertido sob o leito do rio Santa Maria que vai dar até o interceptor  $I_3$ , o qual funcionará apenas com o rio em cotas altas, através do desvio por comporta da saída do sistema de drenagem do bairro Maristas. Este sifão foi projetado em ferro fundido e em 2 tubulações de 700mm e 1.200mm, visando dar maiores velocidades à água e consequente diminuição da deposição de sólidos na sua parte mais baixa. Em anexo estão o caminhamento longitudinal do sifão invertido e detalhes em planta. Os interceptores  $I_1, I_2$  e  $I_3$  também foram providos de pequenos sifões invertidos, nos trechos em que interceptam as 4 grandes galerias que descem das vertentes (vide mapa). Os sifões invertidos devem ser detalhados no Projeto Executivo de Engenharia.

## ÁREA DAS SUB-BACIAS DO RIO DOCE EM COLATINA

## MARGEM ESQUERDA

SUB-BACIA	ÁREA (km <sup>2</sup> )
1E	2,06
2E	0,231
3E	0,309
4E	0,252
5E	1,64
14E	0,168
15E	0,091
16E	0,242
17E	0,113 + 0,036
18E	0,036 + 0,023
19E	26,05 - São Silvano
20E	0,05
21E	0,065
22E	-
23E	2,57
24E	1,00

## MARGEM DIREITA

SUB-BACIA	ÁREA (km <sup>2</sup> )
1D	
2D	0,308
3D	8,890
4D	0,357
5D	0,548
6D	2,120
7D	0,082
8D	3,070
9D	0,236
10D	0,292
11D	0,094
12D	0,670
13D	0,147
14D	915,00 - Santa Maria
15D	0,191
16D	0,193
17D	0,576
18D	0,105
19D	0,259
20D	2,492
21D	0,049
22D	0,334
23D	0,113
24D	0,272
25D	8,240 - Atrás do IBC
26D	0,202
27D	0,125
28D	0,078
29D	1,350
30D	0,141
31D	0,290
32D	0,137
33D	0,150
34D	0,052
35D	0,042
36D	0,037
37D	0,143
38D	
39D	
40D	29,200 - Barbados

ÁREA DAS SUB-BACIAS DO CÔRREGO SÃO SILVANO NA ZONA URBANA DE COLATINA

MARGEM ESQUERDA

SUB-BACIA	ÁREA (km <sup>2</sup> )
1ES	8,2
2ES	0,302
3ES	0,355
4ES	0,061
5ES	0,208
6ES	0,454
7ES	0,140
8ES	0,195
9ES	0,632
10ES	0,341
11ES	0,078
12ES	0,123
13ES	0,276
14ES	0,022

MARGEM DIREITA

SUB-BACIA	ÁREA (km <sup>2</sup> )
1DS	10,60
2DS	0,081
3DS	0,102
4DS	0,089
5DS	2,60
6DS	0,127
7DS	0,091
8DS	0,135
9DS	0,126
10DS	0,148
11DS	0,095
12DS	0,114
13DS	0,191
14DS	0,158

ÁREA DAS SUB-BACIAS DO RIO SANTA MARIA DO RIO DOCE NA ZONA URBANA DE COLATINA

MARGEM ESQUERDA

SUB-BACIA	ÁREA (km <sup>2</sup> )
1EM	1,840
2EM	0,616
3EM	0,233
4EM	0,681

MARGEM DIREITA

SUB-BACIA	ÁREA (km <sup>2</sup> )
1DM	22,40 - Córrego da Ponte
2DM	0,120
3DM	0,282
4DM	0,120
5DM	0,090
6DM	0,061
7DM	0,129
8DM	0,041
9DM <sub>1</sub>	0,091
9DM <sub>2</sub>	0,201
9DM <sub>3</sub>	0,384
9DM <sub>4</sub>	0,059
9DM <sub>5</sub>	0,079
9DM <sub>6</sub>	0,075
10DM	0,179
11DM	0,054
12DM	0,142
13DM	0,038
14DM	0,214



## BACIA DO SÃO SILVANO - TEMPO DE CONCENTRAÇÃO E VAZÃO MÁXIMA DE 500 ANOS

$$L_g = 5,2 \text{ kms}$$

$$L = 9,5 \text{ Kms}$$

$$H = 195\text{m}$$

$$I = 0,0205\text{m/m}$$

## FÓRMULA DE PICKING

$$t_c = 5,3 \left( \frac{L^2}{I} \right)^{1/3}$$

$$t_c = 87 \text{ minutos}$$

## FÓRMULA DE VEN TE CHOW

$$t_c = 25,20 \frac{L}{I}$$

$$t_c = 90 \text{ minutos}$$

## FÓRMULA CCP

$$t_c = 57 \left( \frac{L^3}{H} \right)^{0,385}$$

$$t_c = 100 \text{ minutos}$$

continuação do cálculo da vazão do Córrego São Silvano

$$t_c = 90 \text{ minutos}$$

$$TR = 500 \text{ anos} \quad i = 120 \text{ mm} = 12 \text{ cm}$$

$$c_t = 0,9$$

$$c_p = 0,6 \quad A = 26,05 \text{ km}^2$$

$$t_p = 0,752 \times c_t (\text{L.Lg})^{0,3}$$

$$t_p = 2,18 \text{ horas}$$

$$Q_p = \frac{2,755 \times C_p \times A}{t_p} \times i$$

$$t_R = \frac{t_p}{5,5} = \frac{2,18}{5,5} = 24 \text{ minutos (duração em horas da chuva unitária)}$$

Como  $t_R < t_c$

$$t'_p = t_p + \frac{t_c - t_R}{4} = 2,18 + \frac{90 - 24}{4} \times \frac{1}{60} = 2,46 \text{ horas}$$

$$Q_p = \frac{2,755 \times 0,6 \times 26,05}{2,46} \times \left( \frac{12}{1,5} \times \frac{24}{60} \right)$$

$$\boxed{Q_p = 56 \text{ m}^3/\text{S}} \quad \text{O.K. com a seção projetada pela PMC}$$

## CÁLCULO DA VAZÃO DA BACIA 28D (ATRÁS DO IBC) PELO MÉTODO CUHP

- $A = 8,24\text{km}^2$
- $L = 5,4\text{km}$
- $L_g = 3,8\text{km}$

- Tempo de concentração:  $t_c = 57 \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0,385}$

$$L = 5,4\text{km} \quad H = 354 - 42 = 312\text{m}$$

$$t_c = 44\text{min.}$$

$$t_c = 43,81\text{min}$$

$$T_r = 10 \text{ anos}$$

$$i = 46\text{mm} = 4,5\text{cm}$$

$$t_c = 0,73\text{hs}$$

$$C_t = 0,9 \quad C_p = 0,6$$

$$t_p = 0,752 C_t (L \cdot L_g)^{0,3}$$

$$t_p = 0,752 \times 0,9 (5,4 \times 3,8)^{0,3}$$

$$t_p = 1,68\text{hs} = 100,52\text{min}$$

$$t_r = \frac{t_p}{5,5} = \frac{1,68}{5,5} = 0,31\text{hs} = 18\text{min}$$

Como  $t_r < t_c$

$$t'_p = t_p + \frac{t_c - t_r}{4} = 1,68 + \frac{44 + 18}{4} \times \frac{1}{60} = 1,79\text{hs}$$

Continuação do cálculo de vazão da bacia 28D

$$Q_p = \frac{2,755 \times C_p \times A}{t_p} \times i$$

$$Q_p = \frac{2,755 \times 0,6 \times 8,4}{1,79} = \left( \frac{4,6}{0,73} \times \frac{18}{60} \right)$$

$$Q_p = 14,38 \text{ m}^3/\text{s}$$

Galeria de seção 1,8 x 2,0m  $i = 0,8\%$

## BACIA DO RIO SANTA MARIA DO RIO DOCE

## TEMPO DE CONCENTRAÇÃO

## 1. Da nascente até Colatina

$$L = 83\text{km}$$

$$H = 950\text{m} - 35\text{m} = 915\text{m}$$

$$I = 0,0108\text{m/m}$$

- Fórmula de Picking

$$t_c = 5,3 \left( \frac{L^2}{I} \right)^{1/3}$$

$$t_c = 455\text{min} = 7\text{hs } 36\text{min}$$

- Fórmula CCP

$$t_c = 57 \left( \frac{L^3}{H} \right)^{0,385}$$

$$T_c = 680\text{min} = 11\text{hs } 20\text{min}$$

## 2. Da nascente até Alto Santa Maria

$$L = 16\text{km}$$

$$H = 950\text{m} - 225\text{m} = 725\text{m}$$

$$I = 0,0453$$

- Fórmula de Picking

$$t_c = 5,3 \left( \frac{L^2}{I} \right)^{1/3}$$

$$t_c = 94\text{min} = 1\text{h } 34\text{ min}$$

- F6rmula CCP

$$t_c = 57 \left( \frac{L^3}{H} \right)^{0,385}$$

$$t_c = 111 \text{min} = 1 \text{h } 51 \text{min}$$

3. De Alto Santa Maria at6 S6o Jo6o de Petr6polis

$$L = 16 \text{km}$$

$$H = 225 - 125 = 100 \text{m}$$

$$I = 0,00625 \text{m/m}$$

- F6rmula de Picking

$$t_c = 5,3 \left( \frac{L^2}{I} \right)^{1/3}$$

$$t_c = 183 \text{min} = 3 \text{hs } 3 \text{min}$$

- F6rmula CCP

$$t_c = 57 \left( \frac{L^3}{H} \right)^{0,385}$$

$$t_c = 238 \text{ min} = 3 \text{hs } 58 \text{min}$$

4. De S6o Jo6o de Petr6polis at6 S6o Roque

$$L = 15 \text{km}$$

$$H = 125 - 110 = 15 \text{m}$$

$$I = 0,001 \text{m/m}$$

- F6rmula de Picking

$$t_c = 5,3 \left( \frac{L^2}{I} \right)^{1/3}$$

$$t_c = 322\text{min} = 5\text{hs } 22\text{min}$$

- F6rmula CCP

$$t_c = 57 \left( \frac{L^3}{H} \right)^{0,385}$$

$$t_c = 459\text{min} = 7\text{hs } 39\text{min}$$

5. Se S6o Roque at6 Boapaba

$$L = 18\text{km}$$

$$H = 110 - 75 = 35\text{m}$$

$$I = 0,00194\text{m/m}$$

- F6rmula de Picking

$$t_c = 5,3 \left( \frac{L^2}{I} \right)^{1/3}$$

$$t_c = 292\text{min} = 4\text{hs } 52\text{min}$$

- F6rmula CCP

$$t_c = 57 \left( \frac{L^3}{H} \right)^{0,385}$$

$$t_c = 409\text{min} = 6\text{hs } 49\text{min}$$

## 6. De Boapaba até Colatina

$$L = 18\text{km}$$

$$H = 75 - 35 = 40\text{m}$$

$$I = 0,0022\text{m/m}$$

- Fórmula de Picking

$$t_c = 5,3 \left( \frac{L^2}{I} \right)^{1/3}$$

$$t_c = 280\text{min} = 4\text{hs } 40\text{min}$$

- Fórmula CCP

$$t_c = 57 \left( \frac{L^3}{H} \right)^{0,385}$$

$$t_c = 388\text{min} = 6\text{hs } 28\text{min}$$

Por trechos: Santa Maria

- Picking - 1.171min = 19hs 31min

- CCP - 1.605min = 26hs 45min

Tc a ser usado: Tc = 27hs (até a foz)



BACIA DO RIO SANTA MARIA DO RIO DOCE

Área de floresta natural + floresta artificial + capoeira =  $129,5\text{km}^2$

Área da bacia =  $91,5\text{km}^2$

$p = 14\%$  de cobertura florestal

$L = 83\text{km}$  (comprimento do talvegue)

$S = 0,0108\text{m/m}$  (declividade média do talvegue)

$$t_c = \frac{16L}{(1,05 - 0,2p) (100 S)^{0,04}} \quad (\text{George Ribeiro})$$

$$t_c = \frac{1.328}{1,022 \times 1,0031} = \frac{1.328}{1,0252} = 1.295 \text{ minutos} = 21 \text{ horas } 35 \text{ minutos}$$

## SIFÃO INVERTIDO COM DUAS TUBULAÇÕES

$$Q = 3,2\text{m}^3/\text{s} \quad \Delta H = 0,49\text{m}$$

- Canalização para 20% da vazão:

$$Q_{20} = 0,2 \times 3,2 = 0,64\text{m}^3/\text{s}$$

$$Q = 0,2788CD^{2,63}J^{0,54}$$

$$C = 125$$

Para  $D = 0,70\text{m}$

$$0,64 = 0,2788 \times 125 (0,7)^{2,63} J^{0,54} \quad V = 0,355CD^{0,63}J^{0,54}$$

$$J = 3,48 \times 10^{-3}\text{m/m} \quad V = 1,67\text{m/s}$$

$$L = 105\text{m}$$

$$\text{Perda} = 0,37\text{m}$$

- Canalização para os 80% restantes da vazão:

$$Q_{80} = 0,8 \times 3,2 = 2,56\text{m}^3/\text{s}$$

Para  $D = 1,2\text{m}$

$$2,56 = 0,2788 \times 125 (1,2)^{2,63} J^{0,54} \quad V = 0,355CD^{0,63}J^{0,54}$$

$$J = 3,28 \times 10^{-3}\text{m/m} \quad L = 105\text{m} \quad V = 2,27\text{m/s}$$

$$\text{Perda} = 0,34\text{m}$$

