

## ANEXO 2

### Modelagem Hidráulico-Hidrológica

Desenvolvido por VM Engenharia de Recursos Hídricos

1	BASE DE DADOS .....	3
1.1	Dados Cartográficos.....	3
1.1.1	Bacia Hidrográfica de Estudo.....	3
1.1.2	Cartas do IBGE .....	5
1.1.3	Cartas do IGC .....	7
1.1.4	Levantamento Aerofotogramétrico .....	7
1.1.5	Base Urbanística de São José dos Campos .....	8
1.1.6	Bacia de retenção no Jardim São Leopoldo .....	8
1.1.7	Bacia de retenção na Av. João Rodolfo Castelli.....	8
1.1.8	Rede Geodésica do Município .....	8
1.1.9	Ortofotos Leste do Estado de São Paulo.....	8
1.1.10	Marcos Geodésicos.....	8
1.2	Dados Hidrológicos .....	12
1.2.1	Hidrografia.....	12
1.2.2	Fluviometria.....	13
1.3	Dados Geológicos .....	14
1.3.1	Geomorfologia.....	14
1.3.2	Dados de Uso e Ocupação do Solo.....	17
1.3.3	Pedologia .....	17
1.4	Dados Hidrometeorológicos .....	19
1.4.1	Pluviometria.....	19
1.4.2	Equações de Chuva Estudadas.....	23
1.4.3	Climatologia.....	29
1.5	Dados Socioeconômicos .....	31
1.6	Estudos Demográficos .....	32
1.6.1	Métodos Gráficos .....	33
1.6.2	Métodos Matemáticos .....	35
1.6.3	Aplicação dos métodos .....	43
1.6.4	Escolha da projeção adotada – método da tendência de crescimento demográfico .....	53
2	METODOLOGIA DOS ESTUDOS HIDROLÓGICOS .....	57
2.1	Aspectos Gerais .....	57

2.2	Modelos Hidráulico-Hidrológicos .....	57
2.3	Modelos Hidrodinâmicos .....	59
2.4	Métodos para o Diagnóstico de Modelos Hidráulico-Hidrológicos.....	60
2.5	Chuvas Intensas.....	62
2.5.1	Equação de Intensidade – Duração - Frequência – Desenvolvida pelo DAEE	62
2.5.2	Hietograma de Projeto .....	63
2.5.3	Método do Bloco de Tormenta.....	63
2.5.4	Método de Sifalda .....	64
2.5.5	Método de Chicago .....	64
2.5.6	Método de Blocos Alternados .....	65
2.5.7	Método de Yen e Chow.....	66
2.5.8	Huff.....	66
2.5.9	Método Utilizado neste Estudo .....	67
2.6	Métodos de Transformação Chuva-Deflúvio.....	67
2.6.1	FÓRMULA DE HORTON .....	67
2.6.2	Fórmula de Green e Ampt.....	68
2.6.3	Modelo conceitual de Nash.....	68
2.6.4	Método Racional .....	69
2.6.5	Método NRCS (antigo SCS) .....	71
2.6.6	Uso e Ocupação do Solo .....	86
2.6.7	Tempo de Concentração de uma Bacia Hidrográfica .....	87
2.7	Reservatórios para atenuação de cheias.....	92
2.7.1	Amortecimento dos picos de cheias .....	93
2.8	Solo em São José dos Campos e Grupo Hidrológico (NRCS) .....	100
2.9	Curve Number médio em São José dos Campos (NRCS) .....	102
2.10	Modelo Digital do Terreno para Modelagem Hidrológica Distribuída .....	102
2.11	Hietograma de Projeto.....	103
2.11.1	Dados Pluviográficos.....	103
2.11.2	Metodologia de Cálculo.....	104
2.11.3	Seções Estudadas .....	112
2.11.4	Áreas Suscetíveis a Inundação.....	112

# 1 BASE DE DADOS

## 1.1 DADOS CARTOGRÁFICOS

### 1.1.1 BACIA HIDROGRÁFICA DE ESTUDO

O Plano Anual de Prevenção de Cheias de 2013/2014 do O.N.S – Operador Nacional do Sistema – apresenta restrições para descarga da barragem de Jaguari e para a vazão máxima admissível no Paraíba do Sul no Município de Jacareí, ambos a montante do Município de São José dos Campos. Tais restrições podem ser vistas na

Quadro 8 Principais características dos aproveitamentos da bacia do rio Paraíba do Sul								
EMPRESA	APROVEIT.	RIO	DIST. ATÉ A FOZ (km) <sup>(1)</sup>	A.D. (km <sup>2</sup> )	V.U. (km <sup>3</sup> )	POT. INST. (MW)	RESTRIÇÕES OPERATIVAS	
							MONT.(m)	JUS.(m <sup>3</sup> /s)
CESP	PARAIBUNA/ PARAITINGA	PARAIBUNA/ PARAITINGA	843/834	4.150	2,636	85	-	Qmin= 30,0 <sup>(2)</sup> Qmax= 120,0
LIGHT	STA. BRANCA	PARAÍBA DO SUL	796	5.030	0,308	58	N Amin= 607,45	Qmin= 40,0 Qmax= <sup>(2)</sup>
CESP	JAGUARI	JAGUARI	736	1.300	0,793	28	-	Qmin= 10,0 <sup>(2)</sup> Qmax= 60,0
FURNAS	FUNIL	PARAÍBA DO SUL	448	13.410	0,606	222	N Amin= 449,00	Qmin= 80,0 <sup>(4)</sup> Qmax= 700,0
LIGHT	STA. CECÍLIA	PARAÍBA DO SUL	337	16.694	0,002	-32 <sup>(5)</sup>	N Amin= 352,00	Qmin= 71,0
LIGHT	I. POMBOS	PARAÍBA DO SUL	179	32.516	0,005	187,2	N Amax= 140,60	-
LIGHT	SANTANA	PIRAÍ	346	889	0,008	-	-	Qmax= 10 m <sup>3</sup> /s
LIGHT	VIGÁRIO	RIB.VIGÁRIO	362	30	0,001	-88 <sup>(5)</sup>	-	-
LIGHT	NILO PEÇANHA	-	71	-	-	380	-	-
LIGHT	TOCOS	PIRAÍ	402	382	0,002	-	-	-
LIGHT	LAJES	RIB.LAJES	74	305	0,445	-	N Amin= 397,50	<sup>(6)</sup> Qmin= 5,5
LIGHT	P. PASSOS	RIB.LAJES	66	322	0,004	100	-	Qmin= 120,00
PARAIBUNA METAIS	SOBRAGI	PARAIBUNA MINEIRO	-	3675	0,00007	60	-	-

(1) Refere-se à foz no oceano Atlântico.  
(2) Defluência limite do circuito hidráulico: turbina + válvula dispersora.  
(3) Valor máximo condicionado à incremental devido à restrição de 340 m<sup>3</sup>/s na cidade de Jacareí. Para cálculo de volume de espera utiliza-se 300 m<sup>3</sup>/s como restrição condicionada em Guararema.  
(4) Valor condicionado às restrições nas cidades de Resende, Barra Mansa, Volta Redonda e Barra do Pirai (850, 800, 880 e 1.100 m<sup>3</sup>/s, respectivamente).  
(5) Usina elevatória.  
(6) Para atendimento à calha da CEDAE.

Figura 1:

Quadro 8 Principais características dos aproveitamentos da bacia do rio Paraíba do Sul								
EMPRESA	APROVEIT.	RIO	DIST. ATÉ A FOZ (km) <sup>(1)</sup>	A.D. (km <sup>2</sup> )	V.U. (km <sup>3</sup> )	POT. INST. (MW)	RESTRIÇÕES OPERATIVAS	
							MONT.(m)	JUS.(m <sup>3</sup> /s)
CESP	PARAIBUNA/ PARAITINGA	PARAIBUNA/ PARAITINGA	843/834	4.150	2,636	85	-	Qmin= 30,0 (2) Qmax= 120,0
LIGHT	STA. BRANCA	PARAÍBA DO SUL	796	5.030	0,308	58	N Amin= 607,45	Qmin= 40,0 Qmax= (3)
CESP	JAGUARI	JAGUARI	736	1.300	0,793	28	-	Qmin= 10,0 (2) Qmax= 60,0
FURNAS	FUNIL	PARAÍBA DO SUL	448	13.410	0,606	222	N Amin= 449,00	Qmin= 80,0 (4) Qmax= 700,0
LIGHT	STA. CECÍLIA	PARAÍBA DO SUL	337	16.694	0,002	-32 (5)	N Amin= 352,00	Qmin= 71,0
LIGHT	I. POMBOS	PARAÍBA DO SUL	179	32.516	0,005	187,2	N Amax= 140,60	-
LIGHT	SANTANA	PIRAÍ	346	889	0,008	-	-	Qmax= 10 m <sup>3</sup> /s
LIGHT	VIGÁRIO NILO	RIB.VIGÁRIO	362	30	0,001	-88 (5)	-	-
LIGHT	PEÇANHA	-	71	-	-	380	-	-
LIGHT	TOCOS	PIRAÍ	402	382	0,002	-	-	-
LIGHT	LAJES	RIB.LAJES	74	305	0,445	-	N Amin= 397,50	(6) Qmin= 5,5
LIGHT	P. PASSOS	RIB.LAJES	66	322	0,004	100	-	Qmin= 120,00
PARAIBUNA METAIS	SOBRAGI	PARAIBUNA MINEIRO	-	3675	0,00007	60	-	-

(1) Refere-se à foz no oceano Atlântico.  
(2) Defluência limite do circuito hidráulico: turbina + válvula dispersora.  
(3) Valor máximo condicionado à incremental devido à restrição de 340 m<sup>3</sup>/s na cidade de Jacareí. Para cálculo de volume de espera utiliza-se 300 m<sup>3</sup>/s como restrição condicionada em Guararema.  
(4) Valor condicionado às restrições nas cidades de Resende, Barra Mansa, Volta Redonda e Barra do Piraí (850, 800, 880 e 1.100 m<sup>3</sup>/s, respectivamente).  
(5) Usina elevatória.  
(6) Para atendimento à calha da CEDAE.

Quadro 8 Principais características dos aproveitamentos da bacia do rio Paraíba do Sul								
EMPRESA	APROVEIT.	RIO	DIST. ATÉ A FOZ (km) <sup>(1)</sup>	A.D. (km <sup>2</sup> )	V.U. (km <sup>2</sup> )	POT. INST. (MW)	RESTRIÇÕES OPERATIVAS	
							MONT.(m)	JUS.(m <sup>3</sup> /s)
CESP	PARAIBUNA/PARAÍTINGA	PARAIBUNA/PARAÍTINGA	843/834	4.150	2.636	85	-	Qmin= 30,0 (2) Qmax= 120,0
LIGHT	STA. BRANCA	PARAÍBA DO SUL	796	5.030	0,308	58	N Amin= 607,45	Qmin= 40,0 Qmax= (3)
CESP	JAGUARI	JAGUARI	736	1.300	0,793	28	-	Qmin= 10,0 (2) Qmax= 60,0
FURNAS	FUNIL	PARAÍBA DO SUL	448	13.410	0,606	222	N Amin= 449,00	Qmin= 80,0 (4) Qmax= 700,0
LIGHT	STA. CECÍLIA	PARAÍBA DO SUL	337	16.694	0,002	-32 (5)	N Amin= 352,00	Qmin= 71,0
LIGHT	I. POMBOS	PARAÍBA DO SUL	179	32.516	0,005	187,2	N Amax= 140,60	-
LIGHT	SANTANA	PIRAÍ	346	889	0,008	-	-	Qmax= 10 m <sup>3</sup> /s
LIGHT	VIGÁRIO	RIB.VIGÁRIO	362	30	0,001	-88 (5)	-	-
LIGHT	NILO PEÇANHA	-	71	-	-	380	-	-
LIGHT	TOCOS	PIRAÍ	402	382	0,002	-	-	-
LIGHT	LAJES	RIB.LAJES	74	305	0,445	-	N Amin= 397,50	(6) Qmin= 5,5
LIGHT	P. PASSOS	RIB.LAJES	66	322	0,004	100	-	Qmin= 120,00
PARAIBUNA METAIS	SOBRAGI	PARAIBUNA MINEIRO	-	3675	0,00007	60	-	-

(1) Refere-se à foz no oceano Atlântico.  
(2) Defluência limite do circuito hidráulico: turbina + válvula dispersora.  
(3) Valor máximo condicionado à incremental devido à restrição de 340 m<sup>3</sup>/s na cidade de Jacareí. Para cálculo de volume de espera utiliza-se 300 m<sup>3</sup>/s como restrição condicionada em Guararema.  
(4) Valor condicionado às restrições nas cidades de Resende, Barra Mansa, Volta Redonda e Barra do Pirai (850, 800, 880 e 1.100 m<sup>3</sup>/s, respectivamente).  
(5) Usina elevatória.  
(6) Para atendimento à calha da CEDAE.

Figura 1 - Vazões de restrição a montante do Município de São José dos Campos

Fonte: ONS (2013)

Por este motivo, para o estudo das características físico-geográficas do Rio Paraíba do Sul e seus afluentes que têm influência sobre o Município de São José dos Campos, a base cartográfica utilizada para a caracterização das sub-bacias de interesse não precisaram do detalhamento de suas parcelas de Jacareí e da UHE Jaguari.

### 1.1.2 CARTAS DO IBGE

As imagens (“rasters”) das cartas do IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, foram vetorizadas abrangendo toda a bacia do rio Paraíba do Sul a montante do município de São José dos Campos;

As folhas do IBGE utilizadas para delimitar o município de São José dos Campos encontram-se em escala 1:50.000, com curvas de nível a cada 20 m, referenciadas ao fuso 23° (meridiano central 45° W. Gr.), Datum Córrego Alegre, sendo elas:

SF-23-Y-B-IV-4, Camanducaia, Primeira Edição, 1972.

SF-23-Y-B-V-3, Monteiro Lobato, Primeira Edição, 1973.

SF-23-Y-D-I-2, Igaratá, Primeira Edição, 1984.

SF-23-Y-D-II-I, São José dos Campos, Primeira Edição, 1973.

SF-23-Y-D-II, Taubaté, Primeira Edição, 1973.

SF-23-Y-D-II-3, Jacareí, Primeira Edição, 1974.

SF-23-Y-D-II-4, Paraibuna, Primeira Edição, 1973.

A Figura 2 mostra a articulação das cartas.

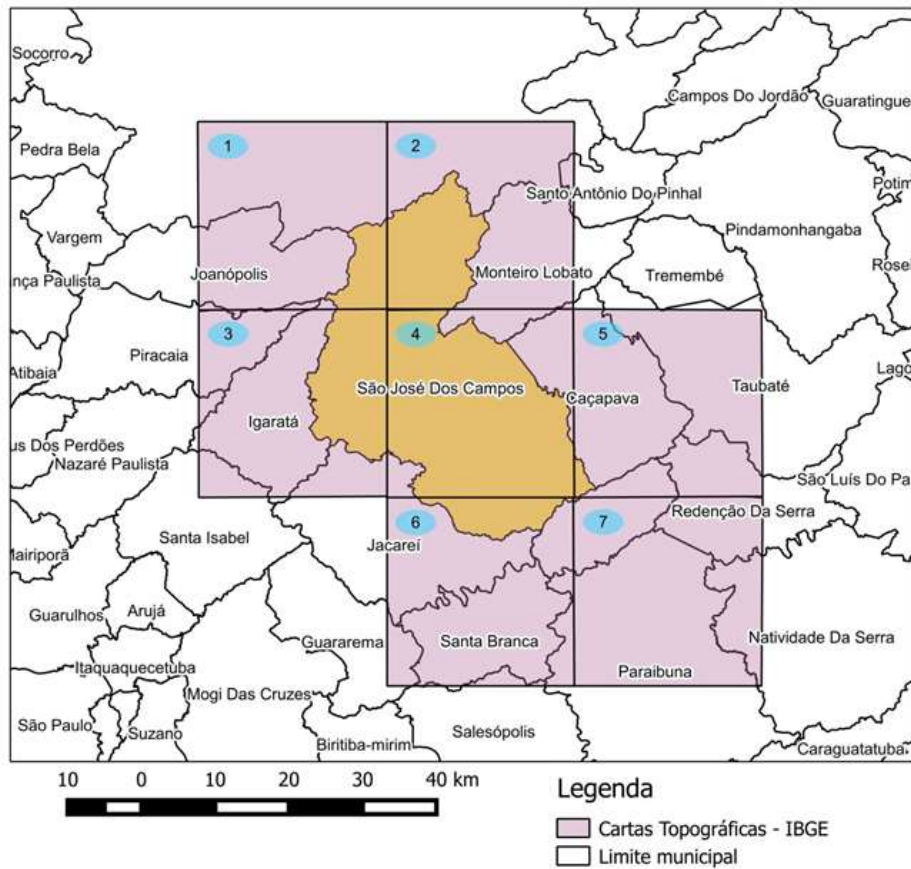


Figura 2 - Articulação das cartas do IBGE

Fonte: VM Engenharia

### 1.1.3 CARTAS DO IGC

As imagens digitais das cartas do I.G.C. vetorizadas foram utilizadas, na abrangência do município de São José dos Campos.

A área relativa ao Município se encontra dentro de 58 diferentes cartas topográficas com escala 1:10.000 e curvas de nível a cada 5 metros. O mosaico pode ser visto na Figura 3:

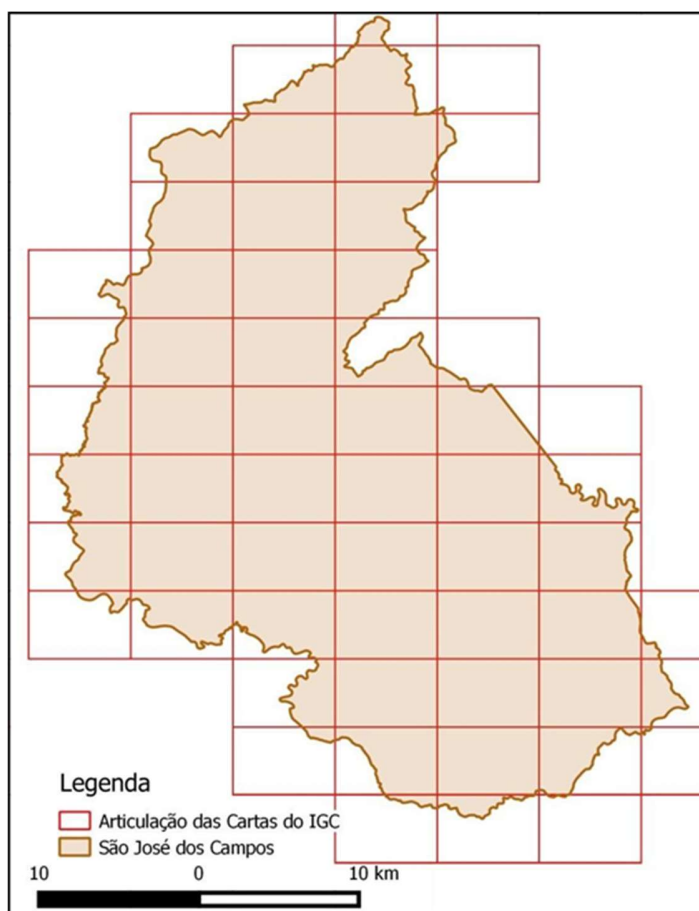


Figura 3 - Articulação das Cartas do IGC

Fonte: VM Engenharia

### 1.1.4 LEVANTAMENTO AEROFOTOGRAMÉTRICO

Tomou-se conhecimento do levantamento aerofotogramétrico oferecido pela Prefeitura Municipal, abrangendo a área urbana do município de São José dos Campos existente no ano de 1972. O mosaico resultante inclui imagens digitalizadas ("rasters") a partir de um levantamento desenhado em escala 1:2.000 com curvas de nível a cada metro.

### **1.1.5 BASE URBANÍSTICA DE SÃO JOSÉ DOS CAMPOS**

Base urbanística de São José dos Campos em arquivo digital do tipo CAD, incluindo o cadastro do sistema de galerias pluviais atualizado até meados de 2015.

### **1.1.6 BACIA DE RETENÇÃO NO JARDIM SÃO LEOPOLDO**

Foi considerado o projeto de Bacia de Retenção no Jardim São Leopoldo, São José dos Campos, com planialtimetria georreferenciada, desenvolvida pela empresa Geotech Construção, Engenharia e Planejamento, 2006, disponível em arquivo digital do tipo CAD com curvas de nível a cada metro.

### **1.1.7 BACIA DE RETENÇÃO NA AV. JOÃO RODOLFO CASTELLI**

Foi considerado o projeto de Bacia de Retenção na Avenida João Rodolfo Castelli, São José dos Campos, com planialtimetria georreferenciada, desenvolvida pela Maxvan Topografia, 2006, disponível em arquivo digital do tipo CAD com curvas de nível a cada metro.

### **1.1.8 REDE GEODÉSICA DO MUNICÍPIO**

Também constitui o inventário de dados cartográficos a Rede Geodésica do Município, incluindo as monografias de todos os marcos existentes que podem ser consultadas para a localização e utilização.

### **1.1.9 ORTOFOTOS LESTE DO ESTADO DE SÃO PAULO**

Os dados existentes foram conferidos e visualizados com a utilização disponível de "Ortofotos do Leste do Estado de São Paulo, IGC, 2010", <http://geoportal.igc.sp.gov.br:8080/GeoPortallIGC/Internet/> e de "Imagens Google Earth® do Estado de São Paulo".

### **1.1.10 MARCOS GEODÉSICOS**

De 02/1939 a 08/1958 no Estado de São Paulo, o Instituto Geográfico e Geológico (IGC) supervisionou o levantamento de coordenadas geográficas por 400 pontos do território paulista,



compreendendo as coordenadas das sedes municipais e as de alguns pontos de interesse geográfico ou administrativo.

Conforme o Sistema Geodésico Brasileiro, cujos dados estão disponíveis no canal de geociências do sítio eletrônico do IBGE, o município de São José dos Campos, possui 61 marcos geodésicos do tipo “referência de nível”, mostrados no Quadro 1, sendo que alguns não foram encontrados na última visita oficial ao local.

Quadro 1 - Marcos Geodésicos do Município de São José dos Campos

NOME DA ESTAÇÃO	MUNICÍPIO	DATA ÚLTIMA VISITA	SITUAÇÃO DO MARCO
1972G	São José dos Campos	08/05/2006	DESTRUÍDO
1972H	São José dos Campos	11/08/2010	DESTRUÍDO
1972J	São José dos Campos	11/05/2006	BOM
1972L	São José dos Campos	11/05/2006	DESTRUÍDO
1972M	São José dos Campos	11/05/2006	NÃO ENCONTRADO
1972N	São José dos Campos	11/05/2006	NÃO ENCONTRADO
1972P	São José dos Campos	11/05/2006	NÃO ENCONTRADO
1972R	São José dos Campos	11/05/2006	NÃO ENCONTRADO
1972S	São José dos Campos	11/05/2006	NÃO ENCONTRADO
1972T	São José dos Campos	11/05/2006	NÃO ENCONTRADO
1972U	São José dos Campos	12/05/2006	NÃO ENCONTRADO
1972V	São José dos Campos	12/05/2006	BOM
1972X	São José dos Campos	12/05/2006	BOM
1972Z	São José dos Campos	12/05/2006	NÃO ENCONTRADO
1986N	São José dos Campos	12/05/2006	BOM
1986P	São José dos Campos	12/05/2006	NÃO ENCONTRADO
1986R	São José dos Campos	12/05/2006	NÃO ENCONTRADO
1986S	São José dos Campos	12/05/2006	NÃO ENCONTRADO
1986T	São José dos Campos	13/05/2006	DESTRUÍDO
1986U	São José dos Campos	13/05/2006	NÃO ENCONTRADO
1987G	São José dos Campos	13/05/2006	BOM
1989S	São José dos Campos	13/05/2006	NÃO ENCONTRADO
1989T	São José dos Campos	13/05/2006	DESTRUÍDO
1992A	São José dos Campos	13/05/2006	NÃO ENCONTRADO
1992B	São José dos Campos	13/05/2006	NÃO ENCONTRADO
1992C	São José dos Campos	13/05/2006	BOM
1992D	São José dos Campos	13/05/2006	NÃO ENCONTRADO
1992E	São José dos Campos	13/05/2006	DESTRUÍDO

1992F	São José dos Campos	15/05/2006	NÃO ENCONTRADO
1992G	São José dos Campos	15/05/2006	BOM
1992H	São José dos Campos	15/05/2006	NÃO ENCONTRADO
1992J	São José dos Campos	15/05/2006	NÃO ENCONTRADO
2991S	São José dos Campos	23/10/2009	BOM
2991T	São José dos Campos	15/05/2006	BOM
2991U	São José dos Campos	02/10/2007	DESTRUÍDO
2991V	São José dos Campos	23/10/2009	BOM
2991X	São José dos Campos	12/11/1994	BOM
2991Z	São José dos Campos	14/11/1994	BOM
2992B	São José dos Campos	23/10/2009	BOM
2992C	São José dos Campos	23/10/2009	BOM
2992D	São José dos Campos	23/10/2009	BOM
2992E	São José dos Campos	23/10/2009	BOM
3121B	São José dos Campos	23/10/2009	BOM
3121C	São José dos Campos	23/10/2009	BOM
3121D	São José dos Campos	23/10/2009	BOM
3121E	São José dos Campos	23/10/2009	BOM
3121F	São José dos Campos	23/10/2009	BOM
3121G	São José dos Campos	23/10/2009	BOM
3121H	São José dos Campos	23/10/2009	BOM
3121J	São José dos Campos	23/10/2009	BOM
3121L	São José dos Campos	23/10/2009	BOM
3121M	São José dos Campos	23/10/2009	BOM
3124A	São José dos Campos	23/10/2009	BOM
3124B	São José dos Campos	23/10/2009	BOM
9115D	São José dos Campos	01/04/1950	BOM
9115E	São José dos Campos	01/04/1950	BOM
9115F	São José dos Campos	01/04/1950	BOM
9115G	São José dos Campos	01/04/1950	BOM
9115H	São José dos Campos	01/04/1950	BOM
9115J	São José dos Campos	01/04/1950	BOM
9354F	São José dos Campos	15/05/2006	DESTRUÍDO

### 1.1.10.1 MARCO GEODÉSICO – 1972J

A título de exemplo, escolheu-se o Marco Geodésico 1972J, localizado próximo à Igreja Matriz Nossa Senhora da Conceição, em São José dos Campos. A Figura 4 mostra o relatório deste Marco, enquanto a Figura 5 apresenta uma foto do local:

IBGE		Relatório de Estação Geodésica			
Estação :	1972J	Nome da Estação :	1972J		
Município :	SÃO JOSÉ DOS CAMPOS	Tipo :	Estação Altimétrica RN		
Última Visita:	11/5/2006	Situação Marco Principal :	Bom		
		UF :	SP		
DADOS PLANIMÉTRICOS		DADOS ALTIMÉTRICOS		DADOS GRAVIMÉTRICOS	
Latitude	23 ° 08 ' 20 " S	Altitude Ortométrica(m)	565,1172	Gravidade(mGal)	
Longitude	45 ° 47 ' 09 " W	Fonte	Nivelamento Geométrico	Sigma Gravidade(mGal)	
Fonte	GPS Navegação	Sigma Altitude (m)	0,06	Precisão	
Origem	Transformada	Datum	Imbituba	Datum	
S Datum	SAD-69	Data Medição	28/1/1984	Data Medição	
A Data Medição	11/5/2006	Data Cálculo	15/6/2011	Data Cálculo	
D Data Cálculo				Correção Topográfica	
6 Sigma Latitude(m)				Anomalia Bouguer	
9 Sigma Longitude(m)				Anomalia Ar-Livre	
UTM(N)	7.440.879			Densidade	
UTM(E)	419.547				
MC	-45				
Latitude	23 ° 08 ' 22 " S			Gravidade(mGal)	
S Longitude	45 ° 47 ' 11 " W			Sigma Gravidade(mGal)	
I Fonte	GPS Navegação			Precisão	
R Origem				Datum	
G Datum	SIRGAS2000			Data Medição	
A Data Medição	11/5/2006			Data Cálculo	
S Data Cálculo				Correção Topográfica	
2 Sigma Latitude(m)				Anomalia Bouguer	
0 Sigma Longitude(m)				Anomalia Ar-Livre	
0 UTM(N)	7.440.827			Densidade	
0 UTM(E)	419.491				
MC	-45				
<p>- Ajustamento Altimétrico Simultâneo da Rede Altimétrica em 15/06/2011 - Relatório em <a href="ftp://geoftp.ibge.gov.br/documentos/geodesia/relatorioajustamento.pdf">ftp://geoftp.ibge.gov.br/documentos/geodesia/relatorioajustamento.pdf</a></p> <p>- Ajustamento Planimétrico SIRGAS2000 em 23/11/2004 e 06/03/2006 - Relatório em <a href="ftp://geoftp.ibge.gov.br/documentos/geodesia/rel_sirgas2000.pdf">ftp://geoftp.ibge.gov.br/documentos/geodesia/rel_sirgas2000.pdf</a></p> <p>- Ajustamento Planimétrico Global SAD-69 em 15/09/1996 - Relatório em <a href="ftp://geoftp.ibge.gov.br/documentos/geodesia/rel_sad69.pdf">ftp://geoftp.ibge.gov.br/documentos/geodesia/rel_sad69.pdf</a></p> <p>- Dados Planimétricos para Fonte carta nas escalas menores ou igual a 1:250000, valores SIRGAS2000 = SAD-69</p>					
<b>Localização</b>					
No piso da soleira, a esquerda da porta principal da Igreja Matriz Nossa Senhora da Conceição, na Vila Eugênio de Melo, na Rua 15 de Novembro, esquina com a Av. Ambrósio Molina, defronte a Praça Matriz, em São José dos Campos.					
<b>Descrição</b>					
Chapa padrão IBGE.					

Figura 4 - Relatório do Marco Geodésico 1972J



Figura 5 - Foto do Marco Geodésico 1972J

Mais detalhes sobre os outros Marcos Geodésicos presentes no Quadro 1 podem ser encontrados no sítio digital do IBGE<sup>1</sup>.

## 1.2 DADOS HIDROLÓGICOS

### 1.2.1 HIDROGRAFIA

A rede hidrográfica do município de São José dos Campos totaliza aproximadamente 3.050 km de extensão, de acordo com a hidrografia do IBGE.

O principal curso d'água constituinte dessa rede hidrográfica é o Rio Paraíba do Sul, que possui extensão aproximada de 1.130 km e atravessa a fronteira do Estado de São Paulo com o Estado do Rio de Janeiro. Este Rio cruza certo ponto do município de São José dos Campos e o divide entre suas margens.

Um notável afluente do Paraíba do Sul, no âmbito da Macrodrenagem Urbana, é o Ribeirão dos Putins. Este ribeirão, também conhecido como córrego Cambuí, se localiza na região sudeste do município de São José dos Campos e tem apresentado aumento na frequência de enchentes, decorrente preponderantemente do processo de urbanização em seu entorno.

<sup>1</sup>[http://www.ibge.gov.br/home/geociencias/geodesia/bdgpesq\\_googlemaps.php](http://www.ibge.gov.br/home/geociencias/geodesia/bdgpesq_googlemaps.php)

## 1.2.2 FLUVIOMETRIA

A área urbana do município de São José dos Campos é cortada pelo Rio Paraíba do Sul e seus diversos afluentes. O Rio Paraíba do Sul cruza a fronteira com o Estado do Rio de Janeiro, o atravessa e desagua no Oceano Atlântico.

O município de São José dos Campos possui nove postos fluviométricos sob responsabilidade do DAEE-SP em seus cursos d'água. Tais postos estão presentes no Quadro 2:

Quadro 2 - Postos fluviométricos

Código	Nome	Código Adicional	Responsável	Operadora	Latitude	Longitude
58119000	FAZENDA SANTANA	2D-008	DAEE-SP	DAEE-SP	22° 56' 49"	45° 55' 08"
58139900	PREFEITURA MUNICIPAL	2E-010	DAEE-SP	DAEE-SP	23° 09' 43"	45° 54' 15"
58140050	FAZENDA IGACABA REGUA 1	2E-017	DAEE-SP	DAEE-SP	23° 09' 13"	45° 53' 27"
58140100	FAZENDA IGACABA	2E-018	DAEE-SP	DAEE-SP	23° 09' 16"	45° 53' 29"
58140150	FAZENDA IGUACABA REGUA 3	2E-019	DAEE-SP	DAEE-SP	23° 09' 15"	45° 53' 22"
58147000	PARARANGABA	2E-023	DAEE-SP	DAEE-SP	23° 10' 22"	45° 48' 21"
58146000	PUTINS	2E-024	DAEE-SP	DAEE-SP	23° 12' 36"	45° 50' 44"
58142250	FAZENDA D'ÁGUA	PINGO 2E-034	DAEE-SP	DAEE-SP	23° 07' 27"	45° 54' 22"
58122100	TURVO	2E-035	DAEE-SP	DAEE-SP	23° 03' 56"	45° 58' 32"

Os afluentes rurubanos do Município de São José dos Campos não apresentam dados fluviométricos. Eventualmente, por este motivo, alguns estudos de vazões máximas poderão ser realizados por métodos indiretos. Na Figura 6 são apresentadas as localizações dos postos.

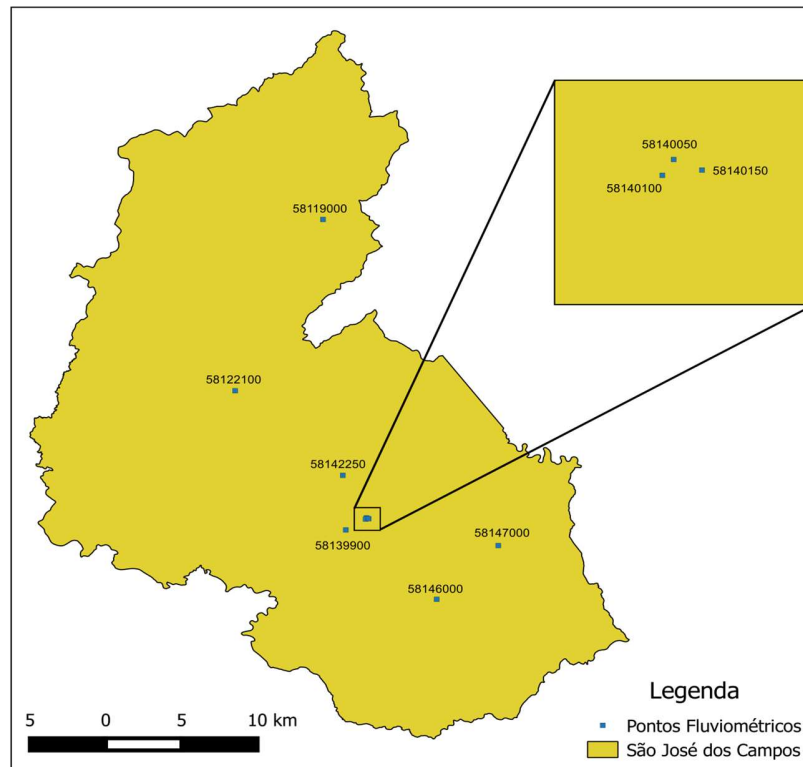


Figura 6 - Localização dos Postos Fluviométricos

Fonte: VM Engenharia

## 1.3 DADOS GEOLÓGICOS

A metodologia utilizada para estudar o escoamento superficial da área urbana do município inclui a classificação da geologia e da pedologia dos terrenos que estabelecem as propriedades naturais e antropicamente modificadas das bacias envolvidas. Sendo assim, a base digital das bacias estudadas incorporou os mapas geológicos e pedológicos disponíveis para a região.

### 1.3.1 GEOMORFOLOGIA

O território do município de São José dos Campos possui as seguintes formas de relevo, conforme Mapa Geomorfológico do Estado de São Paulo (IPT, 1981):

Relevo de Agradação:

Continental:

Planícies Aluviais (111) – terrenos baixos e mais ou menos planos, juntos às margens dos rios, sujeitos periodicamente a inundações.

Relevos de Degradação, em Planaltos Dissecados:

Relevos Colinosos (predominam baixas declividades, até 15%, e amplitudes locais inferiores a 100 metros):

Tabuleiros (211) – constituem interflúvios extensos e aplainados, vertentes ravinadas de pequena expressão em área com perfis retilíneos de alta declividade. Drenagem de baixa densidade, vales abertos;

Colinas pequenas com espigões locais (214) – predominam interflúvios sem orientação, com área inferior a 1 km<sup>2</sup>, topos aplainados a arredondados, vertentes ravinadas com perfis convexos a retilíneos. Drenagem de média a baixa densidade, padrão subparalelo adendrítico, vales fechados, planícies aluviais interiores restritas.

Relevos de Morrotes (predominam declividades médias a altas, acima de 15%, e amplitudes locais inferiores a 100 metros):

Morrotes alongados paralelos (232) – topos arredondados, vertentes com perfis retilíneos a convexos. Drenagem de alta densidade, padrão paralelo a treliça, vales fechados.

Relevos de Morros (predominam declividades médias a altas, acima de 15%, e amplitudes locais de 100 a 300 metros):

Morros paralelos (244) – topos arredondados, vertentes com perfis retilíneos a convexos. Drenagem de alta densidade, padrão em treliça a localmente subdendrítica, vales fechados a abertos, planícies aluvionares interiores restritas.

Morros com serras restritas (245) – morros de topos arredondados, vertentes com perfis retilíneos, por vezes abruptas, presença de serras restritas. Drenagem de alta densidade, padrão dendrítico a pinulado, vales fechados, planícies aluvionares interiores restritas.

Relevo Montanhoso (predominam declividades médias a altas, acima de 15%, e amplitudes locais acima de 300 metros):

Serras alongadas (251) – topos angulosos, vertentes ravinadas com perfis retilíneos, por vezes abruptas. Drenagem de alta densidade, padrão paralelo pinulado, vales fechados.

Montanhas com vales profundos (253) – topos angulosos e arredondados, vertentes com perfis retilíneos a convexos. Drenagem de alta densidade, padrão dendrítico, vales fechados.

Relevos de transição:

Escarpas (predominam declividades altas, acima de 30%, e amplitudes maiores que 100 metros):

Escarpas festonadas (521) – desfeitas em anfiteatros separados por espigões, topos angulosos, vertentes com perfis retilíneos. Drenagem de alta densidade, padrão subparalelo a dendrítico, vales fechados.

Escarpas com espigões digitados (522) – compostas por grandes espigões lineares subparalelos, topos angulosos, vertentes com perfis retilíneos. Drenagem de alta densidade, padrão paralelo-pinulado, vales fechados.

Verifica-se no município de São José dos Campos uma grande variedade nas formas de relevo. Contudo, a Figura 7, que mostra a disposição dos diferentes tipos de relevo presentes no município, ilustra que há predominância de relevo montanhoso, com mais de 15% de declividade.

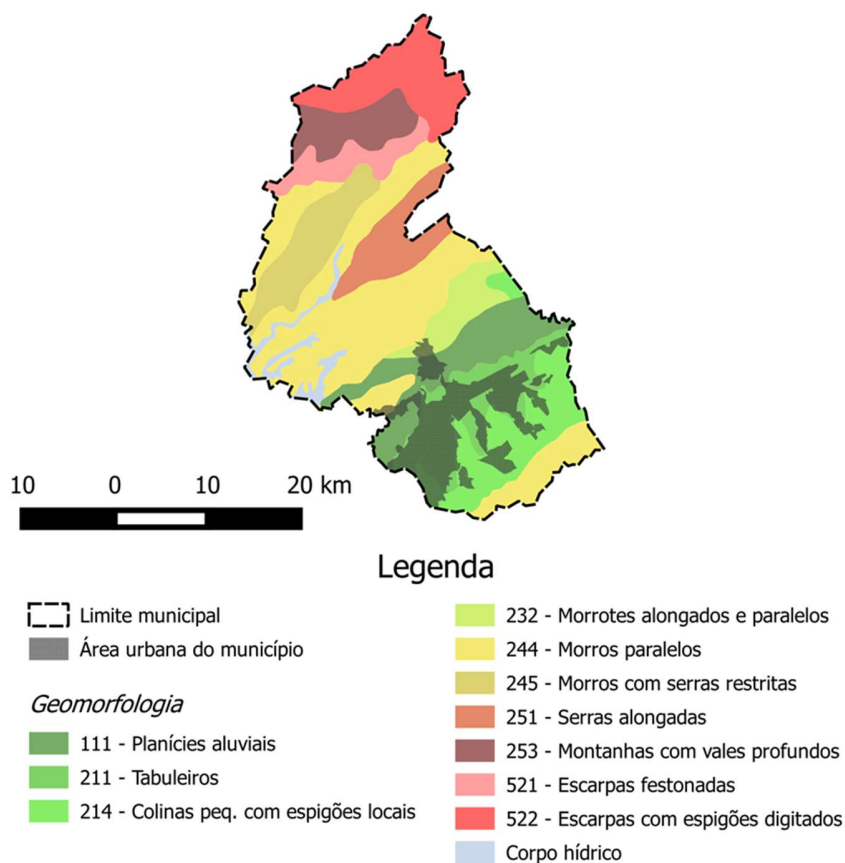


Figura 7 - Geomorfologia do Município de São José dos Campos

Fonte: Adaptado por VM Engenharia



### 1.3.2 DADOS DE USO E OCUPAÇÃO DO SOLO

A metodologia utilizada no presente plano para estudar o escoamento superficial foi desenvolvida pelo “Soil Conservation Service”, atual “Natural Resources Conservation Service” do Departamento Americano de Agricultura. Os principais parâmetros, conhecidos com “Curve Numbers”, dependem da Pedologia e do uso do solo da bacia. Para o uso presente, foram vetorizados na base digital desenvolvida pela empresa consultora, os polígonos representativos das diversas atividades e situações atuais. Utilizaram-se para isso as imagens digitais do Google Earth®. A situação futura, imaginada para o horizonte do plano, resultará da expansão das áreas urbanas atuais baseada no crescimento previsto pelo estudo estatístico da evolução populacional guardando-se os limites e condições permitidos pelo Plano Diretor de Desenvolvimento Integrado – PDDI 2006.

### 1.3.3 PEDOLOGIA

O método do NRCS, utilizado no presente projeto para a geração de vazões máximas, distingue os valores de CN conforme o grupo hidrológico do solo (A, B, C, D). Para chegar à classificação do solo por grupos hidrológicos, os solos da bacia hidrográfica em estudo foram analisados e classificados com base no mapa Pedológico do Estado de São Paulo em escala 1:500.000 (OLIVEIRA et al., 1999).

Para cada uso de solo foram determinados o tipo de solo e o respectivo grupo hidrológico, conforme cenários propostos. Para determinação do tipo de solo por ocupação foram sobrepostos em ambiente SIG: o mapa Pedológico do Estado de São Paulo e a base gráfica com a bacia hidrográfica do Rio Paraíba do Sul na região do município de São José dos Campos.

Os tipos de solo encontrados na área de estudo foram os apresentados no Quadro 3.

Quadro 3 - Pedologia da Área de Estudo

Pedologia	Descrição
CX19	Cambissolos Háplicos distróficos textura argilosa e média relevo montanhoso escarpado + Latossolos Vermelhos-Amarelos distróficos textura argilosa relevo montanhoso ambos A moderado + Afloramentos de Rochas.
GM	Gleissolos Melânicos distróficos Tb text. argilosa + Neossolos Flúvicos Tb text. media + Organossolos Distróficos todos rel. de várzea.
LVA1	Latossolos Vermelhos-Amarelos distróficos A moderado textura argilosa relevo forte ondulado.

LVA10	Latossolos Vermelhos-Amarelos distróficos A moderado e A proeminente textura argilosa relevo forte ondulado.
LVA23	Latossolos Vermelhos-Amarelos distróficos relevo montanhoso e forte ondulado + Cambissolos Hápicos Tb distróficos relevo montanhoso ambos A moderado textura argilosa.
LVA32	Latossolos Vermelhos-Amarelos distróficos + Latossolos Vermelhos distróficos ambos A moderado textura argilosa relevo montanhoso e forte ondulado.
LVA40	Latossolos Vermelhos-Amarelos distróficos relevo suave ondulado e plano + Argissolos Vermelhos-Amarelos distróficos latossólicos relevo suave ondulado ambos A moderado textura argilosa.
PVA55	Argissolos Vermelhos-Amarelos distróficos textura argilosa e média/argilosa fase não rochosa e rochosa relevo forte ondulado + Latossolos Vermelhos-Amarelos distróficos textura argilosa relevo forte ondulado e montanhoso ambos A moderado.
PVA65	Argissolos Vermelhos-Amarelos distróficos textura média/argilosa relevo forte ondulado e ondulado + Argissolos Vermelhos-Amarelos distróficos latossólicos textura argilosa relevo ondulado ambos A moderado.
PVA66	Argissolos Vermelhos-Amarelos distróficos + Argissolos Vermelhos eutróficos ambos A moderado textura média/argilosa relevo forte ondulado e montanhoso.

Após o estudo pedológico os solos foram classificados quanto ao grupo de hidrológico, conforme Sartori (2004).

Como se pode observar no Quadro 3, existem solos que pertencem a dois grupos hidrológicos distintos. Para os locais que apresentem esse solo foi realizada uma ponderação considerando sempre que o primeiro solo da composição é o que aparece com a maior proporção e os demais aparecem de forma decrescente.

Tal ponderação não encontra embasamento na literatura acadêmica, mas tem sido, no entanto, amplamente utilizada por vários consultores da área de hidrologia e drenagem urbana. No caso dos solos com dois grupos hidrológicos, a composição foi calculada por:  $GH_{composição} = \left(\frac{2}{3}\right) GH_1 + \left(\frac{1}{3}\right) GH_2$ , e no caso de três grupos,  $GH_{composição} = \left(\frac{1}{2}\right) GH_1 + \left(\frac{1}{4}\right) GH_2 + \left(\frac{1}{4}\right) GH_3$ .

Os grupos hidrológicos dos solos da área de estudo são mostrados no Quadro 4:

Quadro 4 - Grupos hidrológicos dos solos na área de estudo

Pedologia	GH individual	GH da composição de solos
CX19	C	

	A	$\left(\frac{1}{2}\right)C + \left(\frac{1}{4}\right)A + \left(\frac{1}{4}\right)D$
	D	
GM	D	$\left(\frac{1}{2}\right)D + \left(\frac{1}{4}\right)C + \left(\frac{1}{4}\right)D$
	C	
	D	
LVA1	A	A
LVA10	A	$\left(\frac{2}{3}\right)A + \left(\frac{1}{3}\right)B$
	B	
LVA23	A	$\left(\frac{2}{3}\right)A + \left(\frac{1}{3}\right)C$
	C	
LVA32	A	A
LVA40	A	$\left(\frac{2}{3}\right)A + \left(\frac{1}{3}\right)C$
	C	
PVA55	C	$\left(\frac{2}{3}\right)C + \left(\frac{1}{3}\right)A$
	A	
PVA65	C	C
PVA66	C	C

## 1.4 DADOS HIDROMETEOROLÓGICOS

### 1.4.1 PLUVIOMETRIA

Em pesquisa realizada no Banco de Dados Hidroweb da Agência Nacional de Águas – ANA e no SIGRH da DAEE, na região de São José dos Campos foram localizados 36 postos pluviométricos ativos e que apresentam dados disponíveis. Dentre os quais nove estão em Caçapava, um em Igaratá, cinco em Jacareí, dois em Jambuí, dois em Joanópolis, dois em Monteiro Lobato, três em Piracaia, um em Sapucaí-Mirim/MG, um em Camanducaia/MG, um em Gonçalves/MG e nove no próprio município de São José dos Campos. A localização dos postos pode ser visualizada na Figura 8. O Quadro 5 apresenta as suas respectivas coordenadas e demais informações.

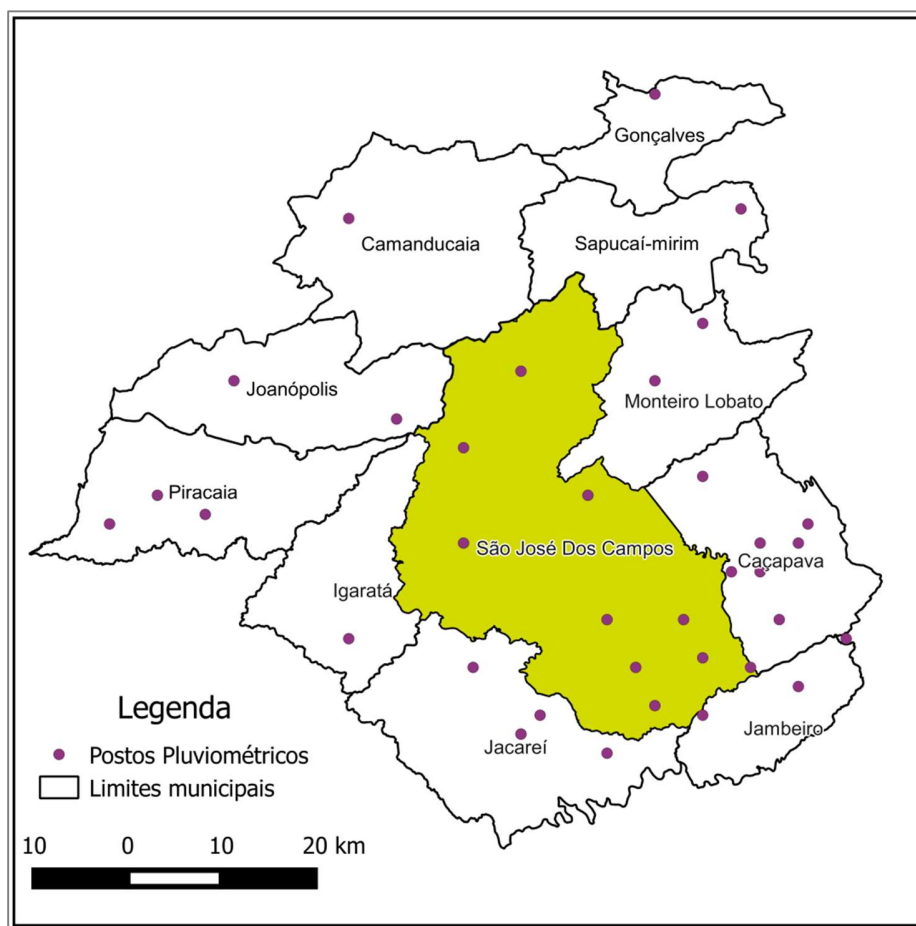


Figura 8 - Localização dos postos pluviométricos

Fonte: VM Engenharia

Quadro 5 - Relação dos postos pluviométricos ativos

Cód. Posto	Nome do Posto	Município	Latitude	Longitude	Início	Final	Período	Utilizaçã o dos dados
02245104	SAPUCAÍ-MIRIM	SAPUCAÍ-MIRIM	22° 44' 43"	45° 44' 41"	1975	2013	38	SIM
02245082	CACHOEIRA DO GONÇALVES	GONÇALVES	22° 38' 00"	45° 50' 00"	1941	1965	24	NÃO
02245067	CAMANDUCAIA	CAMANDUCAIA	22° 45' 36"	46° 08' 49"	1974	2013	39	NÃO
02345013	SANTA LUZIA	CAÇAPAVA	23° 08' 00"	45° 45' 00"	1959	1999	40	SIM
02345018	FAZENDA NOSSA SRA. DA PIEDADE	CAÇAPAVA	23° 14' 00"	45° 44' 00"	1960	2001	41	SIM
02345146	BAIRRO GRANDE CAMPO	CAÇAPAVA	23° 06' 00"	45° 41' 00"	1957	1972	15	NÃO
02345147	ANTIGA CARBONIFERA	CAÇAPAVA	23° 11' 00"	45° 42' 00"	1958	1971	13	SIM

02345148	GERMANA	CAÇAPAVA	23° 12' 00"	45° 38' 00"	1957	1983	26	NÃO
02345150	CACAPAVA (DER)	CAÇAPAVA	23° 06' 00"	45° 43' 00"	1942	1971	29	NÃO
02345012	SAPE	CAÇAPAVA	23° 08' 00"	45° 43' 00"	1942	2014	72	NÃO
02345008	CERAMICA QUIRINO	CAÇAPAVA	23° 05' 00"	45° 40' 00"	1957	2014	57	NÃO
02345004	PEDREGULHO	CAÇAPAVA	23° 02' 00"	45° 47' 00"	1969	2012	43	SIM
02346344	IGARATA	IGARATÁ	23° 12' 00"	46° 09' 00"	1972	2014	42	SIM
02345026	ITAPEVA (DER)	JACAREÍ	23° 18' 00"	45° 58' 00"	1954	1972	18	NÃO
02345024	JACAREI	JACAREÍ	23° 17' 00"	45° 57' 00"	1942	2009	67	SIM
02345027	JACAREI (ESCOLA AGRICOLA)	JACAREÍ	23° 18' 00"	45° 58' 00"	1948	1972	24	NÃO
02345029	JARDIM	JACAREÍ	23° 19' 00"	45° 53' 00"	1962	1997	35	SIM
02346016	BAIRRO REMEDINHO	JACAREÍ	23° 14' 00"	46° 01' 00"	1961	1973	12	SIM
02345022	JAMBEIRO	JAMBEIRO	23° 15' 00"	45° 41' 00"	1943	2012	69	NÃO
02345025	VARADOURO	JAMBEIRO	23° 17' 00"	45° 47' 00"	1943	1994	51	SIM
02246099	FAZENDA BONFIM	JOANOPOLIS	22° 58' 00"	46° 06' 00"	1940	1993	53	SIM
02246090	JOANOPOLIS	JOANOPOLIS	22° 55' 56"	46° 16' 04"	1952	2014	52	NÃO
02245054	MONTEIRO LOBATO	MONTEIRO LOBATO	22° 56' 00"	45° 50' 00"	1939	2014	75	SIM
02245045	SAO BENEDITO	MONTEIRO LOBATO	22° 52' 00"	45° 47' 00"	1943	2000	57	NÃO
02346004	PIRACAIA	PIRACAIA	23° 03' 00"	46° 21' 00"	1942	1994	52	NÃO
02346005	BATATUBA	PIRACAIA	23° 05' 00"	46° 24' 00"	1970	1996	26	NÃO
02346334	CRIoulos	PIRACAIA	23° 04' 00"	46° 18' 00"	1970	2014	44	NÃO
02245050	SAO FRANCISCO XAVIER	SAO JOSE DOS CAMPOS	22° 55' 00"	45° 58' 00"	1939	2001	62	SIM
02246086	GUIRRA	SAO JOSE DOS CAMPOS	23° 00' 00"	46° 02' 00"	1972	2000	28	SIM
02345019	SAO JOSE DOS CAMPOS	SAO JOSE DOS CAMPOS	23° 11' 00"	45° 53' 00"	1942	2003	61	SIM
02345152	AGUA SOCA	SAO JOSE DOS CAMPOS	23° 03' 00"	45° 54' 00"	1943	2000	57	SIM
02345156	CAPUAVA	SAO JOSE DOS CAMPOS	23° 16' 00"	45° 50' 00"	1960	2000	40	SIM
02345164	PARARANGABA	SAO JOSE DOS CAMPOS	23° 11' 00"	45° 48' 00"	1960	2014	54	SIM
02345165	BAIRRO PUTINS	DOS SAO JOSE DOS CAMPOS	23° 14' 00"	45° 51' 00"	1960	1971	11	SIM
02345020	BAIRRO CAJURU	SAO JOSE DOS CAMPOS	23° 13' 00"	45° 47' 00"	1960	2005	45	SIM
02346006	REPRESA	SAO JOSE DOS CAMPOS	23° 06' 00"	46° 02' 00"	1969	2000	31	SIM

A fim de gerar o mapa de isoietas, as séries históricas de cada posto foram analisadas para que fossem verificadas a qualidade e a consistência de seus dados. Assim, dos 36 postos

pluviométricos ativos, 21 foram selecionados para utilização. O Quadro 6 apresenta os dados de precipitação médias mensais e anuais dos postos em análise.

Quadro 6 - Precipitações médias mensais e anuais dos postos, em milímetros

Cód. Posto	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Total Anual
02245104	281,00	144,00	140,00	86,00	46,5	23,5	26,57	12,71	48,75	153,83	162,75	241,67	1800
02345013	225,20	180,37	163,09	83,19	57,72	41,70	31,28	32,21	80,21	119,13	147,89	215,04	1776
02345018	209,66	165,89	145,31	75,32	56,80	42,82	28,69	30,74	70,78	110,88	129,61	191,89	2089
02345147	201,04	175,26	169,01	58,34	46,49	32,50	22,36	34,09	54,60	108,13	134,50	217,93	1675
02345004	278,80	220,93	200,74	90,59	66,23	40,00	42,47	35,63	81,62	129,84	164,65	214,48	2257
02346344	254,85	185,25	175,18	87,57	68,20	50,89	45,94	32,15	81,18	117,72	141,22	200,00	1950
02345024	216,43	180,64	142,10	69,74	56,16	36,07	27,98	33,98	60,36	103,69	114,70	175,59	1855
02345029	255,51	193,06	161,67	90,20	74,63	49,03	41,70	41,68	76,36	115,63	134,50	211,72	2009
02346016	224,08	177,75	144,83	57,02	45,86	38,67	29,79	45,82	64,53	150,13	146,28	184,28	1907
02345025	220,24	191,93	151,67	77,36	53,05	43,56	30,50	33,86	61,58	105,14	117,12	185,55	1822
02246099	303,31	256,13	250,51	117,38	85,44	50,90	45,17	54,41	89,29	164,26	183,83	274,63	2396
02245054	305,56	265,91	227,98	113,08	72,68	54,73	46,20	46,20	80,90	160,52	193,69	284,23	2513
02245050	308,49	265,44	259,65	115,48	71,07	50,96	36,19	42,57	83,54	155,18	184,99	266,96	2486
02246086	292,89	240,34	238,71	114,90	80,45	56,83	45,72	40,99	108,14	152,28	172,98	240,15	2515
02345019	219,95	191,12	156,94	74,75	57,53	42,72	31,78	33,97	71,92	113,76	124,18	173,60	2106
02345152	274,03	226,43	206,09	84,44	56,97	43,57	30,54	33,90	71,53	130,85	146,66	226,43	2169
02345156	198,36	177,95	135,48	77,52	56,93	44,71	31,97	31,76	65,26	97,46	116,99	178,55	1999
02345164	225,01	176,43	157,91	77,48	53,77	39,10	33,06	27,41	63,41	111,98	131,35	193,34	1810
02345165	172,17	187,71	153,40	49,28	38,78	39,69	23,13	43,16	55,66	141,80	136,45	200,97	1856
02345020	226,27	177,74	151,81	77,78	57,29	40,88	31,60	30,39	69,64	105,04	130,17	183,78	1915
02346006	250,85	220,25	190,00	110,70	76,55	61,29	44,64	37,31	94,19	141,39	148,53	220,46	2107

A precipitação anual média é de 1443,15 mm. Julho é o mês mais seco com precipitação média de 34,63 mm e janeiro, o mais chuvoso com 244,94 mm. No Quadro 7 e no Gráfico 1 são expostas as médias mensais da região em estudo.

Quadro 7 - Precipitações médias mensais e total anual

Jan	244,94 mm
Fev	200,03 mm
Mar	177,24 mm
Abr	85,15 mm

Mai	60,91 mm
Jun	44,01 mm
Jul	34,63 mm
Ago	35,95 mm
Set	73,02 mm
Out	128,03 mm
Nov	145,86 mm
Dez	213,39 mm
<b>Total Anual</b>	<b>1443,15 mm</b>

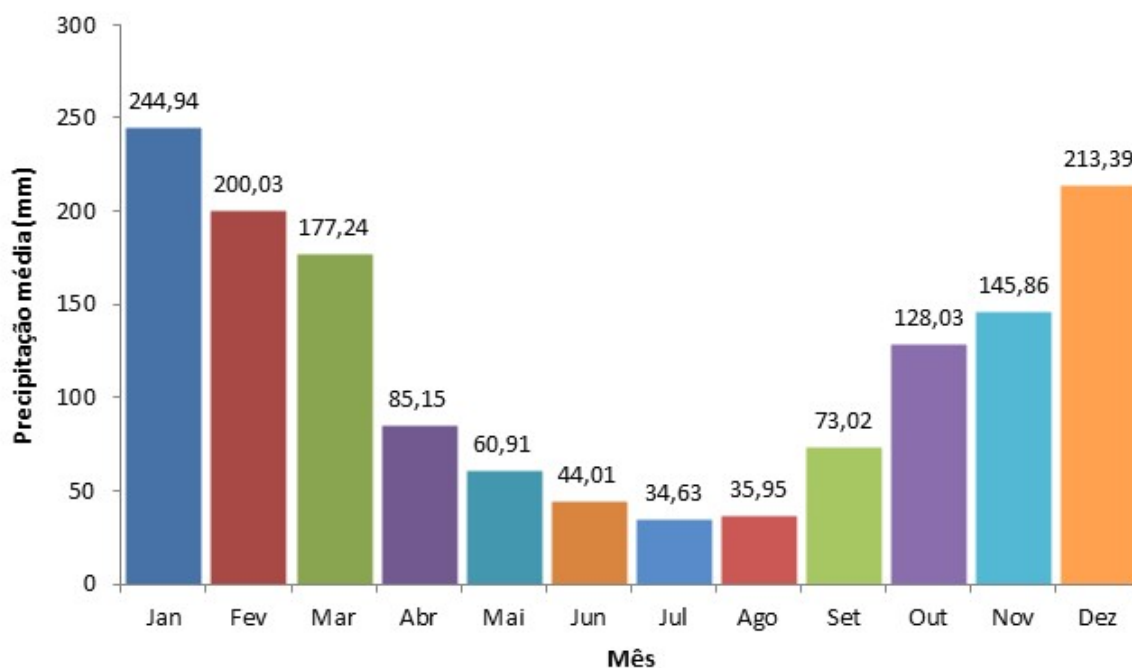


Gráfico 1 - Histograma de precipitações médias mensais

Fonte: VM Engenharia

Os estudos indicados permitiram a elaboração de um mapa para representar espacialmente a precipitação anual da região por meio de isoietas.

#### 1.4.2 EQUAÇÕES DE CHUVA ESTUDADAS

As equações de chuva do município de São José dos Campos (UEMURA, 2004) apud MARTINEZ; MAGNI, 2014, p. 176), de Caçapava (MARTINEZ; MAGNI, 2013 apud MARTINEZ; MAGNI, 2014, p. 46) e de Taubaté (MARTINEZ; MAGNI, 1999 apud MARTINEZ; MAGNI, 2014, p. 230) foram comparadas a fim de se definir a mais conveniente para a utilização no presente Plano.

As equações em questão são do tipo “ln ln”. Este tipo de equação foi desenvolvido entre 1979 e 1982 para o Estado de São Paulo. Inicialmente foram elaboradas para considerar séries anuais e parciais de intensidades de chuvas, porém posteriormente optou-se por trabalhar somente com séries anuais. Elas têm a seguinte forma:

$$i_{t,T} = A(t + B)^c + D(t + E)^F \cdot \left[ G + H \cdot \ln \ln \left[ \frac{T}{T - 1} \right] \right]$$

Sendo que:

i é a intensidade da chuva em mm/min;

t é a duração de chuva em minutos;

T período de retorno em anos;

A, B, C, D, E, F, G e H relativos a cada localidade.

#### 1.4.2.1 SÃO JOSÉ DOS CAMPOS

A equação desenvolvida para São José dos Campos contou com uma série de 20 anos de dados (1974 – 1984 e 1992 – 2000).

Os resultados obtidos para os parâmetros referentes ao município de São José dos Campos estão na tabela seguinte, enquanto as curvas estão no Gráfico 2.

A	B	C	D	E	F	G	H
31,3034	20	-0,8662	3,7081	10	-0,7598	-0,4801	-0,9171



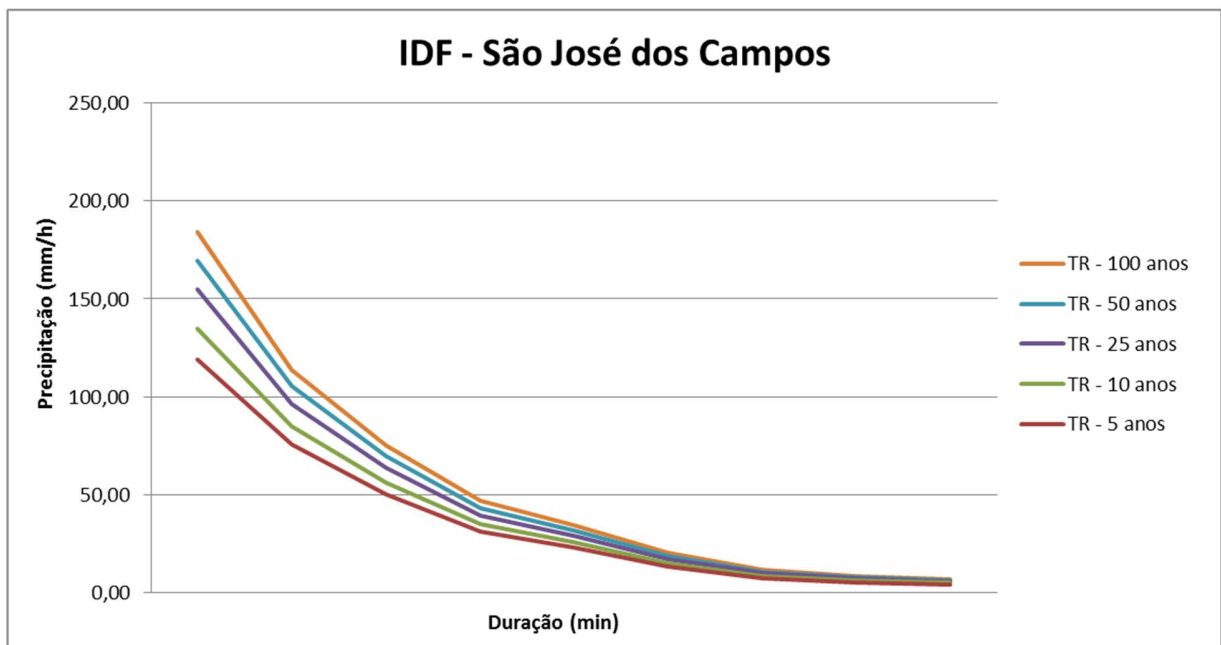


Gráfico 2 - Curvas de intensidade - Duração - Frequência de São José dos Campos

#### 1.4.2.2 TAUBATÉ

A equação desenvolvida para Taubaté contou com uma série de 30 anos de dados (1964 – 1965, 1969 – 1988 e 1990 – 1997).

Os resultados obtidos para os parâmetros referentes ao município de Taubaté estão na tabela seguinte, enquanto as curvas estão no Gráfico 3.

A	B	C	D	E	F	G	H
54,5294	30	-0,9637	11,0319	20	-0,9116	-0,4740	-0,8839

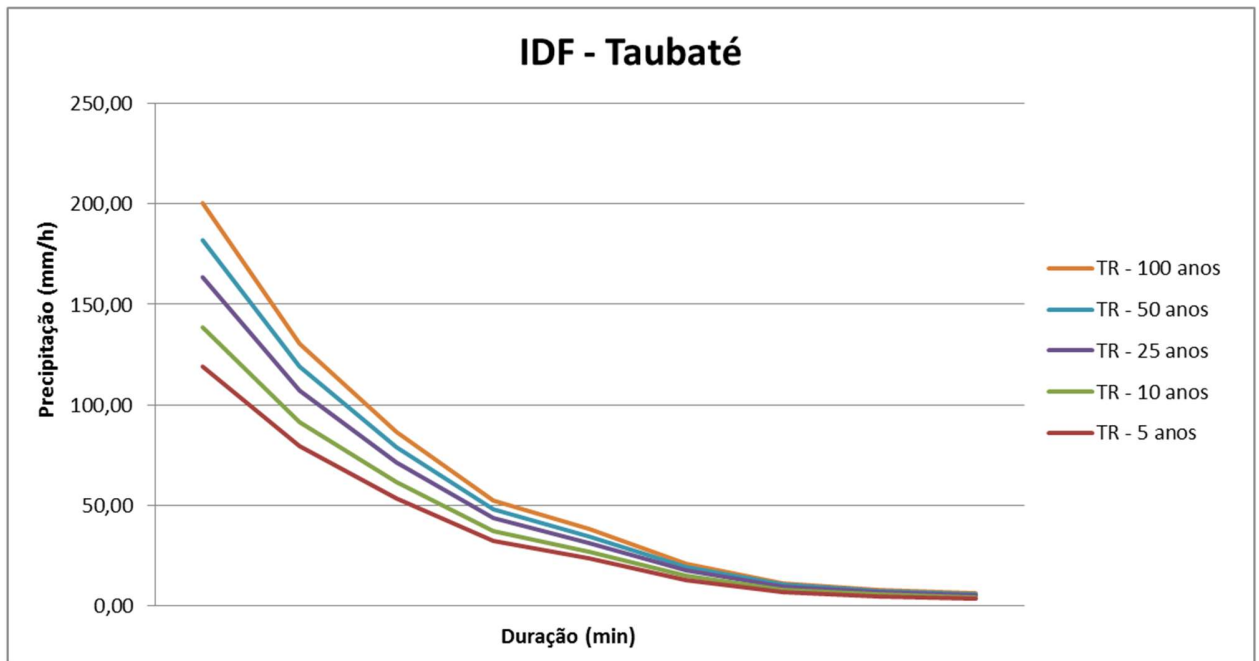


Gráfico 3 - Curvas de intensidade - Duração - Frequência de Taubaté

### 1.4.2.3 CAÇAPAVA

A equação desenvolvida para Caçapava contou com uma série de 21 anos de dados (1969 – 1984, 1992 – 1995, 1997 e 1999).

Os resultados obtidos para os parâmetros referentes ao município de Caçapava estão na tabela seguinte, enquanto as curvas estão no Gráfico 4.

A	B	C	D	E	F	G	H
43,3719	20	-0,94535	31,8078	50	-1,07604	-0,4923	-0,9357

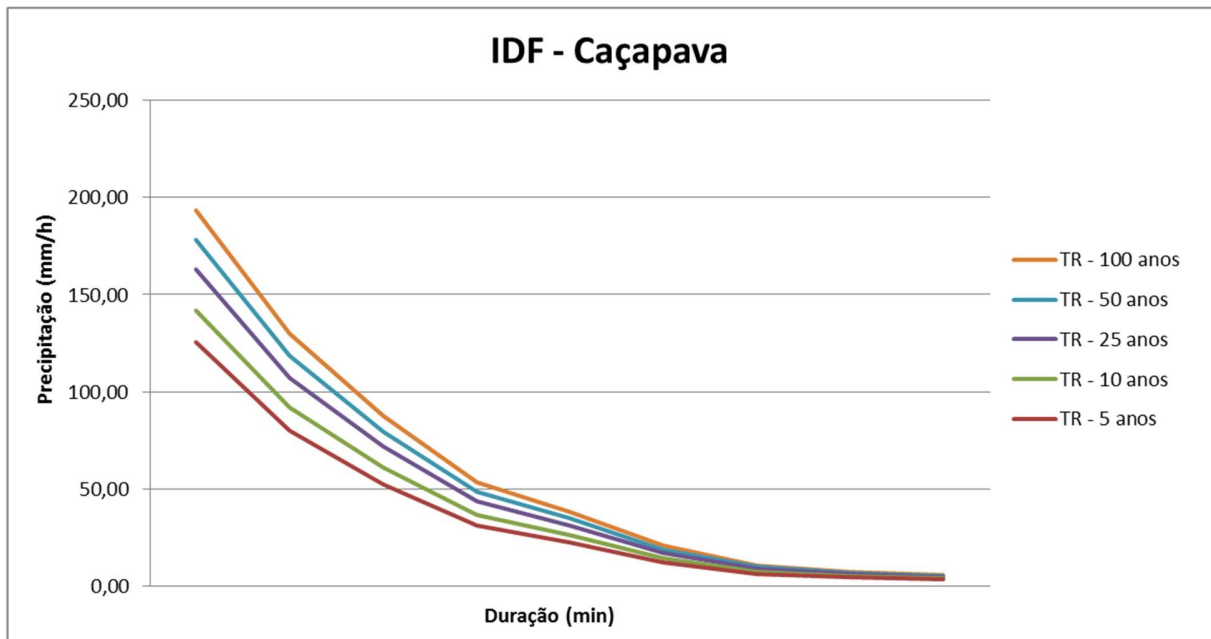


Gráfico 4 - Curvas de intensidade - Duração - Frequência de Caçapava

#### 1.4.2.4 EQUAÇÃO DE CHUVA ADOTADA

Considerando os valores calculados pelas IDF's de Caçapava e Taubaté, muito próximos e frequentemente superiores aos calculados para São José dos Campos (Figura 9), e a localização dos postos sobre os quais foram geradas as equações (Figura 10), escolheu-se a de Caçapava para utilização neste projeto.

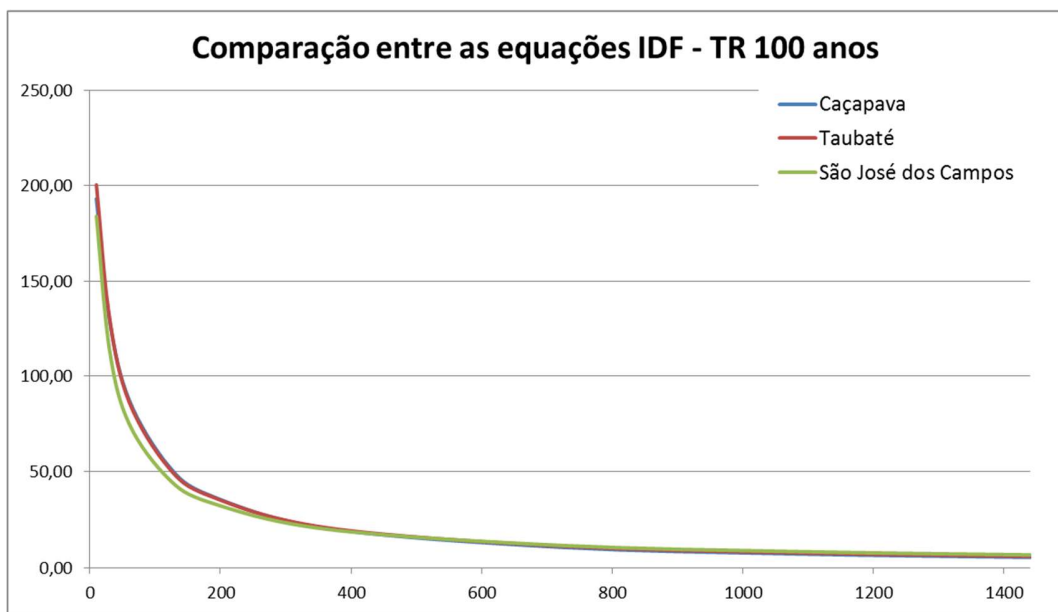
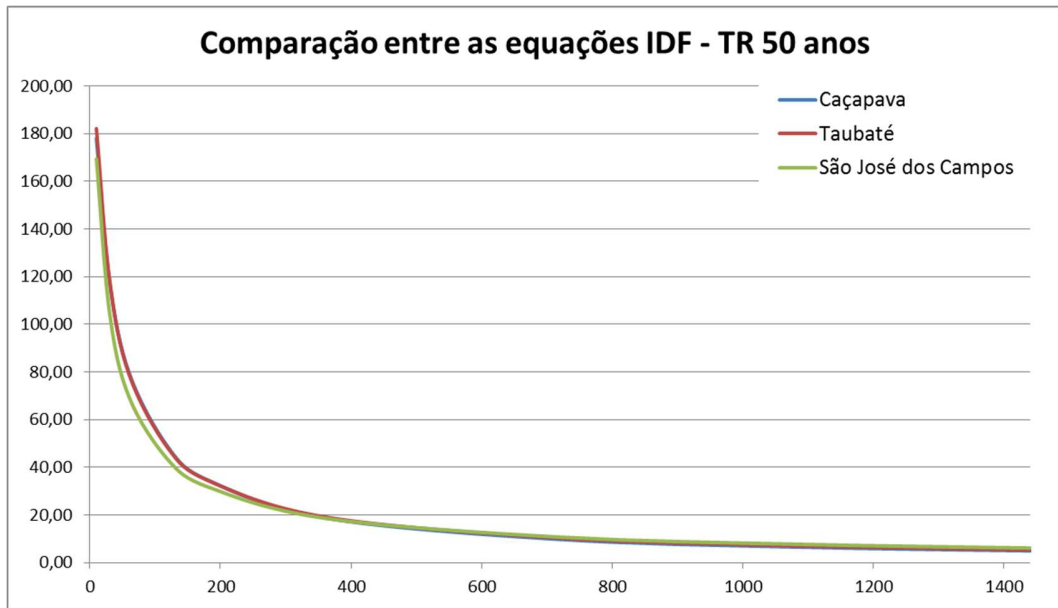


Figura 9 - Comparação entre as IDF's estudadas, para TR 50 e 100 anos. A tendência mostrada se manteve para outros TR

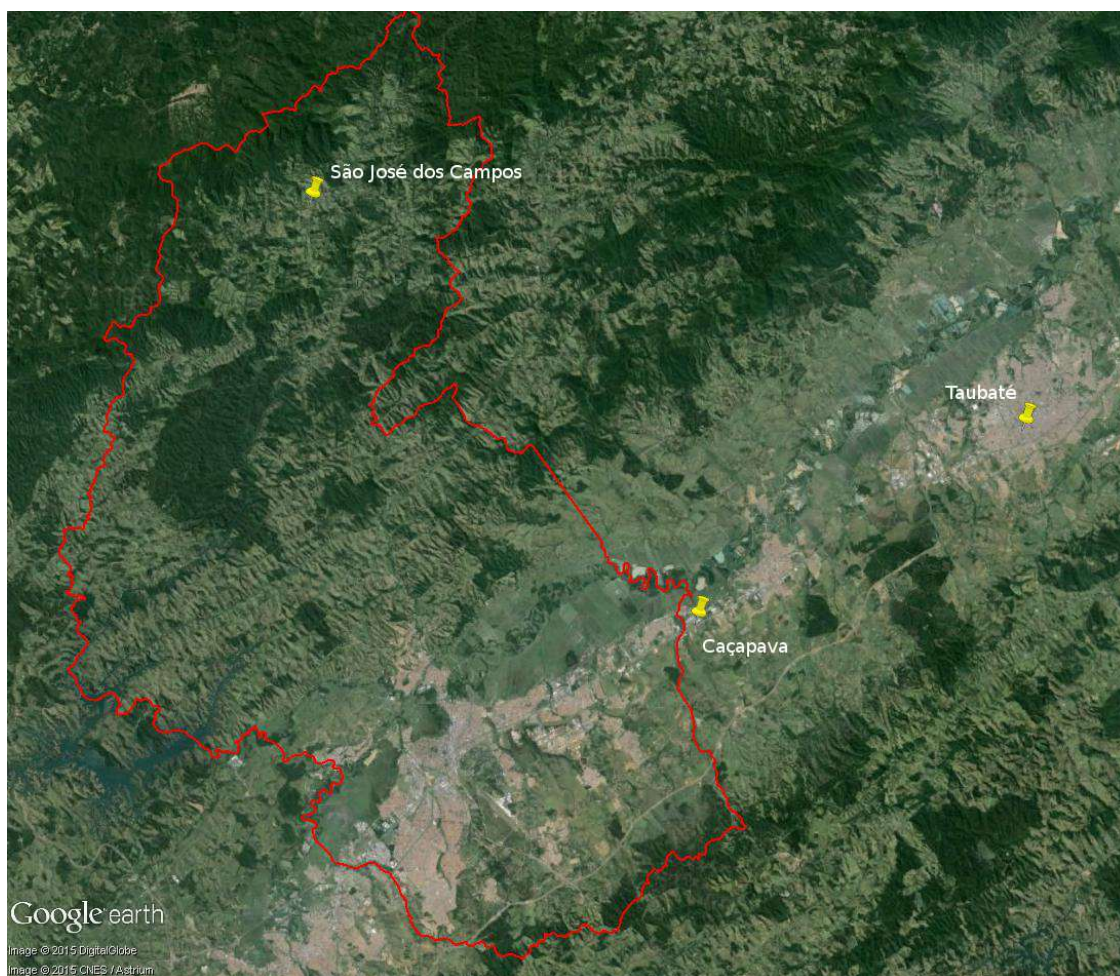


Figura 10 - Localização dos postos utilizados para a criação das IDFs (amarelo) em relação ao Município de São José dos Campos (vermelho)

### 1.4.3 CLIMATOLOGIA

De acordo com CEPAGRI, o Estado de São Paulo está cortado pelo trópico de Capricórnio e possui praticamente todo seu território entre os paralelos 20 e 25° sul. Pode, assim, ser considerado como de características tipicamente tropicais. Grande parte dele, porém, por se achar em áreas montanhosas de altitude, em que as temperaturas se mostram bastante amenas, pode ser classificada como tropical de altitude. As chuvas são em geral abundantes, sobretudo na estação estival, tornando o clima, tropical úmido, uma condição que favorece enormemente a agricultura e a pecuária em geral.

Segundo a classificação climática de Köppen, o Estado de São Paulo abrange seis tipos climáticos distintos, todos correspondentes a climas úmidos. O tipo que compreende a maior área é o "Cwa". Encerra toda a parte central do planalto, sendo caracterizado pelo clima tropical de altitude,

com inverno seco e verão quente. Algumas áreas serranas, com o verão ameno, nela encravadas, são classificadas no tipo "Cwb".

As regiões mais baixas, a noroeste, situadas nas proximidades dos rios Paraná e Grande, mais quentes, pertencem ao tipo "Aw", tropical chuvoso com inverno seco. Ao sul do planalto, margens do rio Paranapanema, e do vale do rio Ribeira de Iguape, aparecem faixas de clima tropical, com verão quente, sem estação seca de inverno, do tipo "Cfa". As áreas serranas, mais altas, das serras do Mar e da Mantiqueira, com verão ameno e chuvoso o ano todo, têm o clima classificado como "Cfb". Finalmente, a faixa litorânea recebe a classificação "Af", caracterizada pelo clima tropical chuvoso, sem estação seca.

O município de São José dos Campos localiza-se, conforme CEPAGRI e PEEL et al. (2007) em área de tipo climático "Cwa", conforme a classificação de Köppen-GeigeB0. A sigla de classificação segue a seguinte ordem de nomenclatura: a primeira letra é equivalente ao grupo, a segunda é indicador de tipo de clima e a terceira é um indicativo de subtipo de clima. Nessa ordem:

"C": Clima temperado ou temperado quente, cuja descrição é a seguinte:

Climas mesotérmicos;

Temperatura média do ar dos 3 meses mais frios compreendidas entre -3°C e 18°C;

Temperatura média do mês mais quente > 10°C; Estações de Verão e Inverno bem definidas;

"w": Chuvas de verão

"a": Temperatura média do ar no mês mais quente > 22°C.

O Quadro 8 apresenta alguns dados sobre o clima do município de São José dos Campos, cuja altitude média é de 594 metros:

Quadro 8 - Temperaturas mensais máximas, médias e mínimas e precipitação média mensal

Mês	TEMPERATURA DO AR (°C)			Chuva (mm)
	Mínima	média (°C)	Máxima média (°C)	
Janeiro	18.5	29.8	24.2	216.3
Fevereiro	18.8	29.9	24.3	191.2
Março	17.9	29.5	23.7	165.3
Abril	15.2	27.6	21.4	80.5
Maior	12.5	25.5	19.0	58.8
Junho	11.0	24.3	17.7	42.3
Julho	10.4	24.5	17.5	32.4
Agosto	11.7	26.5	19.1	35.1
Setembro	13.7	27.4	20.6	71.5

Outubro	15.4	28.1	21.7	113.3
Novembro	16.4	28.9	22.6	124.0
Dezembro	17.8	29.0	23.4	174.2

Fonte: CEPAGRI – UNICAMP

## 1.5 DADOS SOCIOECONÔMICOS

De acordo com dados da Fundação SEADE, o município de São José dos Campos registra em 2014 uma população estimada de 663.632 habitantes, com Taxa Geométrica de Crescimento Anual da População no período de 2010/2014 de 1,34% a.a.. O Quadro 9 mostra a evolução da população total entre os anos de 2010 a 2014, demonstrando o aumento progressivo da população no município.

Quadro 9 - Evolução da população total 2010 - 2014

Ano	População Total
2010	629.106
2011	637.565
2012	646.139
2013	654.827
2014	663.632

Fonte: Fundação SEADE

Como consequência da pavimentação e edificação necessárias para suportar este notável crescimento, sobretudo na área urbana, o município de São José dos Campos apresenta atualmente maiores índices de impermeabilidade, o que acarreta maiores vazões a serem drenadas.

Deste modo, tornam-se mais frequentes as enchentes e inundações no município, consequências da superação da capacidade do sistema de drenagem existente. Estes eventos acarretam prejuízos econômicos e ambientais, sobretudo à saúde dos habitantes devido às doenças de veiculação hídrica.

No cenário atual do município, tal situação pode ser percebida por meio do aumento tanto na frequência de enchentes no córrego Cambuí, que reflete na inundação dos bairros Residencial Cambuí, Jardim do Lago e Vila Corinthians, quanto na erosão das margens do córrego Senhorinha.

## 1.6 ESTUDOS DEMOGRÁFICOS

Os estudos populacionais referem-se à estimativa da população futura definida por projeção, de modo criterioso, com base no desenvolvimento demográfico do passado próximo, a fim de que a margem de erro seja pequena. A projeção deve efetivar-se mediante uma lei de crescimento que forneça o número de habitantes em qualquer época, dentro do período de  $n$  anos. Geralmente  $n$  varia de vinte a trinta anos, prazo necessário à amortização integral do capital investido nas obras. No caso deste Plano Diretor de Macrodrenagem da Área Urbana, o horizonte da projeção é de 20 (vinte) anos.

Os métodos de projeção são concordes com o fato de que a população  $P$  é função da população inicial  $P_0$ , acrescida do número de nascimentos e de imigrantes e diminuída do número de mortos e de emigrantes, registrados durante o período de tempo  $T$  em que a população passou de  $P_0$  a  $P$ .

Os principais métodos utilizados para as projeções populacionais são (VON SPERLING, 2005):

- Métodos gráficos;
- Métodos matemáticos:
- Método das componentes demográficas;
- Método da tendência de crescimento demográfico;
- Método do crescimento aritmético;
- Método do crescimento geométrico;
- Método da curva logística;
- Método da taxa de crescimento decrescente;
- Comparação gráfica entre cidades similares;
- Previsão com base nos empregos.

Ao se projetar populações deve-se atentar para os seguintes pontos:

Os estudos de projeção populacional são normalmente bastante complexos. Devem ser analisadas todas as variáveis que possam interagir na localidade específica em análise. Ainda assim, podem ocorrer eventos inesperados que mudem totalmente a trajetória prevista para o crescimento populacional. Isto ressalta a necessidade do estabelecimento de um valor realístico para o horizonte de projeto, assim como sua implantação em etapas;

As sofisticadas matemáticas, associadas às determinações dos parâmetros de algumas equações de projeção populacional, perdem o sentido se não forem embasadas por informações paralelas, na maioria das vezes imensuráveis, tais como aspectos sociais, econômicos, geográficos, históricos etc.;



O bom senso do analista é de grande importância na escolha do método de projeção a ser adotado e na interpretação dos resultados. Ainda que a escolha possa se dar com base no melhor ajuste aos dados censitários disponíveis, a extrapolação da curva exige percepção e cautela;

Os últimos dados censitários no Brasil têm indicado uma tendência geral (com exceções localizadas) de redução nas taxas anuais de crescimento populacional;

É interessante considerar a inclusão de uma margem de segurança na estimativa, no sentido de que as populações reais futuras não venham, facilmente, ultrapassar a população de projeto estimada, induzindo a precoces sobrecargas no sistema implantado.

Além da projeção populacional, é importante analisar como as futuras populações se distribuirão sobre a área em estudo.

As previsões de densidades demográficas são feitas mediante aplicação dos métodos gerais de previsão populacional, em cada uma das áreas que a cidade se divide. Estas áreas parciais são delimitadas em função dos fatores que governam a intensidade de ocupação da área urbana, tais como: condições topográficas, facilidades de expansão da área urbana, preço de terrenos, planos urbanísticos, zoneamento, facilidade de transportes e comunicações, hábitos e condições socioeconômicas de população, etc. Os resultados da projeção populacional devem ser coerentes com a densidade populacional da área em questão.

A seguir serão apresentados os métodos para cálculo da projeção populacional, mencionados anteriormente. Após aplicação destes, será determinado o que melhor se enquadra nas características de São José dos Campos.

### 1.6.1 MÉTODOS GRÁFICOS

Os métodos gráficos (SÁ MARQUES; SOUSA, 2007) são métodos simples para previsão do crescimento populacional; consiste em marcar o ano dos censos em abscissas e em ordenadas o respectivo número de habitantes. Desta forma, obtêm-se uma representação gráfica do conjunto de pontos correspondentes aos recenseamentos. Em seguida, ajusta-se uma reta aos pontos definidos anteriormente, utilizando técnicas gráficas. As previsões da população futura são efetuadas pelo prolongamento dessa reta (**Erro! Fonte de referência não encontrada.**).

No caso dos valores afastarem muito da representação de uma reta, tenta-se uma melhor aproximação utilizando papel semi-logarítmico; a representação dos dados é semelhante à **Erro! Fonte de referência não encontrada.**

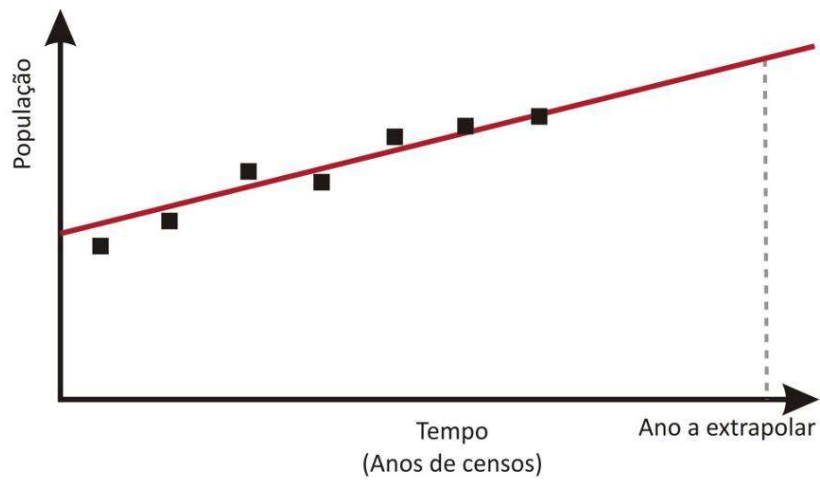


Figura 11 - Crescimento aritmético

Fonte: SÁ MARQUES; SOUSA (2007)

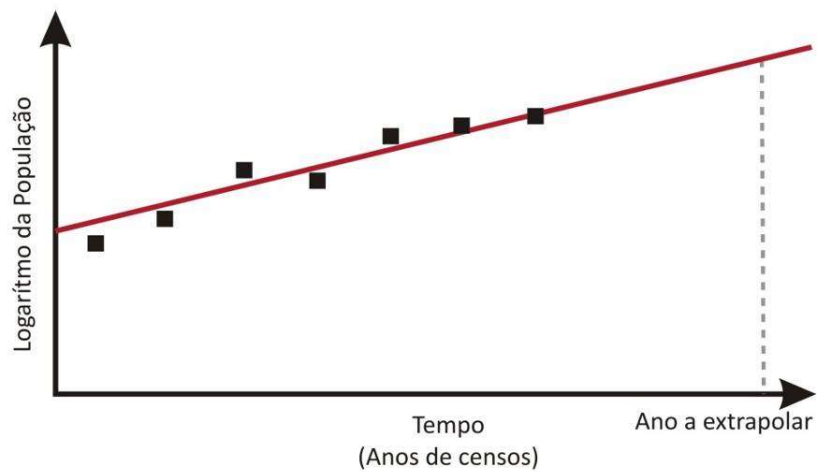


Figura 12 - Crescimento geométrico

Fonte: SÁ MARQUES; SOUSA (2007)

Um processo alternativo de efetuar a extrapolação consiste em aproveitar, como indicação útil, o crescimento já experimentado por outros aglomerados de características semelhantes, mas de maior dimensão (SÁ MARQUES; SOUSA, 2007). O método adotado pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) para projeções populacionais trata dessa técnica.

## 1.6.2 MÉTODOS MATEMÁTICOS

Designam-se neste relatório por métodos matemáticos aqueles que procuram traduzir a evolução populacional por expressões analíticas simples. Incluem-se nesse grupo os seguintes métodos:

- Método das componentes demográficas;
- Método da tendência de crescimento demográfico; Método do crescimento aritmético;
- Método do crescimento geométrico; Método da curva logística;
- Método da taxa de crescimento decrescente.

Mesmo utilizando métodos desse tipo, é conveniente iniciar com a representação gráfica do crescimento verificado até o momento presente, pois, com esse procedimento muito simples, pode-se visualizar eventuais comportamentos irregulares, e eventualmente, ter-se desde o início uma idéia da lei de crescimento a se adotar.

A seguir estão apresentados os métodos matemáticos.

### 1.6.2.1 MÉTODO DAS COMPONENTES DEMOGRÁFICAS

O método das componentes demográficas considera os elementos que efetivamente condicionam a evolução demográfica. A expressão geral que define o crescimento de uma população ao longo dos anos é:

$$P = P_0 + (N - M) + (I - E)$$

Em que:

P é a população após n anos;

$P_0$  é a população inicial;

N é o número de nascimentos no período n;

M é o número de mortes no período n;

I é o número de imigrantes no período n;

E é o número de emigrantes no período n.

Esta expressão, embora seja uma função dos números intervenientes no crescimento da população, não tem aplicação prática para efeito de previsão, devido à complexidade do fenômeno, o qual depende de fatores políticos, econômicos e sociais.

### 1.6.2.2 TENDÊNCIA DE CRESCIMENTO DEMOGRÁFICO

O modelo adotado para estimar os contingentes populacionais dos municípios brasileiros (aceito pelo IBGE) emprega metodologia desenvolvida por Madeira e Simões (1972). Essa

metodologia observa a tendência de crescimento populacional do município, entre dois censos demográficos consecutivos, em relação à mesma tendência de uma área geográfica hierarquicamente superior (área maior).

O método requer a existência de uma projeção populacional, que leve em consideração a evolução das componentes demográficas (fecundidade, mortalidade e migração), para uma área maior que o município, quer dizer, para a unidade da federação, grande região ou país. Desta forma, o modelo matemático desenvolvido estaria atrelado à dinâmica demográfica da área maior. O que a metodologia preconiza é que: se a tendência de crescimento populacional do município entre os censos for positiva, a estimativa populacional será maior que a verificada no último levantamento censitário; caso contrário, a estimativa apontará valor inferior ao último censo.

Em síntese, o método de tendência de crescimento demográfico, adotado pelo IBGE, tem como princípio fundamental a subdivisão de uma área maior, cuja estimativa já se conhece, em  $n$  áreas menores, de tal forma que seja assegurada ao final das estimativas das áreas menores a reprodução da estimativa pré-conhecida da área maior, mediante a soma das estimativas das áreas menores (MADEIRA; SIMÕES, 1972).

Considere-se, então, uma área maior cuja população estimada em um momento  $t$  é  $P(t)$ . Subdivida esta área maior em  $n$  áreas menores, cuja população de uma determinada área  $i$ , na época  $t$ , é:

$$P_i(t); i = 1, 2, 3, \dots, n$$

Desta forma, tem-se que:

$$P(t) = \sum_{i=1}^n P_i(t)$$

Decomponha, por hipótese, a população desta área  $i$ , em dois termos:  $a_i P(t)$ , que depende do crescimento da população da área maior, e  $b_i$ . O coeficiente  $a_i$  é denominado coeficiente de proporcionalidade do incremento da população da área menor  $i$  em relação ao incremento da população da área maior, e  $b_i$  é denominado coeficiente linear de correção.

Como consequência, tem-se que:

$$P_i(t) = a_i \cdot P(t) + b_i$$

Para a determinação desses coeficientes utiliza-se o período delimitado por dois censos demográficos. Sejam  $t_0$  e  $t_1$ , respectivamente, as datas dos dois censos. Ao substituir-se  $t_0$  e  $t_1$  na equação acima, tem-se que:

$$P_i(t_0) = a_i \cdot P(t_0) + b_i$$

$$P_i(t_1) = a_i \cdot P(t_1) + b_i$$

Por meio da resolução do sistema acima, tem-se que:

$$a_i = \frac{P_i(t_1) - P_i(t_0)}{P(t_1) - P(t_0)}$$

$$b_i = P_i(t_0) - a_i \cdot P(t_0)$$

Deve-se considerar nas expressões anteriores:

Época  $t_0$  é a data do primeiro censo demográfico, por exemplo: 01 de setembro de 1991;

Época  $t_1$ : é a data do segundo censo demográfico, por exemplo: 01 de agosto de 2000;

Época  $t$ : 01 de agosto do ano  $t$  (ano para o qual a população será estimada).

Para os municípios essas estimativas deverão ser obtidas pela aplicação do modelo, salientando-se que eles serão considerados como áreas menores em relação às unidades da federação correspondentes. Já para os setores censitários municipais, essas estimativas deverão ser obtidas pela aplicação do modelo considerando-os como áreas menores em relação aos municípios em que estão inseridos.

### 1.6.2.3 MÉTODO DO CRESCIMENTO ARITMÉTICO - FUNÇÃO LINEAR

No método do crescimento aritmético admite-se que o crescimento da população se processa segundo uma progressão aritmética, ou seja, que o aumento populacional  $dP$ , no intervalo de tempo  $dt$  é constante, independentemente do valor  $P$  da população no tempo  $t$ . Tem-se, desta forma, as seguintes equações:

$$\frac{dP}{dt} = T_a$$

Sendo  $T_a$  a taxa de crescimento aritmético da população.

A integração desta expressão no período compreendido entre os tempos  $t_0$  e  $t_f$ , conduz à determinação de  $T_a$ :

$$T_a = \frac{P_f - P_0}{t_f - t_0}$$

Em que:

$P_0$  e  $P_f$  são as populações no início e no final do período, respectivamente;

$t_0$  e  $t_f$  são os anos extremos do período;

$(t_f - t_0)$  é o número de anos do período considerado, o qual se representará por  $n$ .

A estimativa da população num ano futuro qualquer é determinado pela expressão:

$$P_f = P_0 + n \cdot T_a$$

A análise dos elementos estatísticos disponíveis permitirá determinar as taxas de crescimento  $T_a$  relativas a vários períodos inter-censos. A projeção demográfica será elaborada considerando-se o valor médio das  $T_a$  determinadas, ou, se alguma circunstância o justificar, admitindo-se um valor diverso.

Como existe um grande número de alternativas possíveis para escolher os valores que entram no cálculo da média anteriormente referida, volta-se ao inconveniente dos métodos gráficos, isto é, os resultados são afetados pela subjetividade. A fim de amenizar este inconveniente, utiliza-se o método dos mínimos quadrados ao cálculo da referida taxa.

Reescrevendo a equação ( $P_f = P_0 + n \cdot T_a$ ) na forma ( $P_f = P_0 + t \cdot T_a$ ), tem-se o seguinte problema: dados  $N$  pares de valores  $(t_i, P_i)$ , correspondentes aos censos disponíveis, em que  $t_i$  representa o ano do censo e  $P_i$  o valor da população correspondente, determinar os parâmetros  $P_0$  (ordenada na origem) e  $T_a$  (coeficiente angular) da reta que melhor se ajusta aos valores disponíveis.

As expressões que definem os parâmetros da reta pelo método dos mínimos quadrados são as seguintes:

$$T_a = \frac{\sum_{i=1}^N [(t_i - t_m) \cdot (P_i - P_m)]}{\sum_{i=1}^N (t_i - t_m)^2}$$

$$P_0 = P_m + t_m \cdot T_a$$

Em que:  $t_m$  e  $P_m$  representam as médias das séries de  $N$  valores  $t_i$  e  $P_i$ , e os símbolos restantes têm significados anteriormente referidos.

Com o objetivo de verificar qual o grau de ajuste da reta de regressão aos pontos considerados, deve-se quantificar o coeficiente de determinação  $R^2$ , definido por:

$$R^2 = T_a^2 \cdot \frac{\sum_{i=1}^N (t_i - t_m)^2}{\sum_{i=1}^N (P_i - P_m)^2}$$

O valor de  $R^2$  é uma medida de precisão da regressão. Um valor igual à unidade correspondente a um ajuste perfeito, ou seja, à situação em que a lei de crescimento aritmética é integralmente representativa da evolução populacional da área em estudo. Um valor próximo de 1 (um) indica um elevado ajuste (alta correlação), enquanto que um valor próximo de 0 (zero) indica um menor ajuste (baixa correlação).

#### 1.6.2.4 MÉTODO DO CRESCIMENTO GEOMÉTRICO - FUNÇÃO EXPONENCIAL

Se o aumento populacional  $dP$ , no intervalo  $dt$ , é proporcional ao valor de  $P$  da população, o crescimento acompanha uma progressão geométrica e tem-se:

$$\frac{dP}{dt} = T_g \cdot P$$

Em que:  $T_g$  é taxa de crescimento geométrico da população.

A integração da expressão indicada, no período compreendido entre os tempos  $t_0$  e  $t_f$ , conduz a:

$$T_g = \frac{\ln P_f - \ln P_0}{t_f - t_0}$$

A estimativa da população num ano futuro qualquer será obtida a partir de:

$$P_f = P_0 \cdot e^{(n \cdot T_g)}$$

Atentando-se para o fato que os valores de  $T_g$  são, em geral, pequenos tem-se que  $T_g \cong \ln(1 + T_g)$ . Essa expressão é equivalente à conhecida fórmula de juros compostos ou lei de Malthus:

$$P_f = P_0 \cdot (1 + T_g)^n$$

Considerando  $T'_g = 1 + T_g$ , reescreve-se a equação acima da seguinte forma:

$$P_f = P_0 \cdot (T'_g)^n$$

O modo mais simples para determinar os parâmetros  $P_0$  e  $T'_g$  consiste em logaritimar a expressão anterior:

$$\ln P = \ln P_0 + [n \cdot \ln(T'_g)]$$

Por esta equação e as demais apresentadas pode-se calcular, respectivamente, os valores de  $\ln(T'_g)$ ,  $\ln P_0$  e o coeficiente de determinação  $r^2$ . A partir desses valores finalmente calcula-se  $P_0$  e  $T_g$ .

A opção por uma lei de crescimento aritmético ou geométrico pode efetuar-se sem ambiguidade mediante os respectivos valores dos coeficientes de determinação.

Note que qualquer um dos métodos anteriormente referidos apresenta como principal inconveniente o pressuposto de que a população pode crescer até o infinito. No entanto, para os períodos de estudos usualmente considerados tal risco é baixo.

### 1.6.2.5 CURVA LOGÍSTICA E MÉTODO DA TAXA DE CRESCIMENTO DECRESCENTE

A abundância de dados estatísticos relativos à evolução demográfica e o desenvolvimento das técnicas matemáticas, que permitem analisar tais dados, encorajaram as tentativas que visavam dar uma forma matemática às leis de crescimento populacional.

Em 1835, Quetelet (apud SÁ MARQUES; SOUSA, 2007) apresentou uma tese segundo a qual “a resistência oposta ao desenvolvimento indefinido da população seria proporcional ao quadrado da velocidade de crescimento”, deixando, portanto, antever que a evolução da população seguiria uma lei de crescimento retardado. Fundamentado nessa tese, em 1838 Verhulst (apud SÁ MARQUES; SOUSA, 2007) concluiu que uma curva simétrica, à qual chamou de “curva logística”, permitiria representar convenientemente o crescimento da população. Contudo, foi necessário esperar quase um século para que, em 1920, Pearl e Reed (apud SÁ MARQUES; SOUSA, 2007) estabelecessem a fórmula matemática da curva logística utilizada na atualidade.

A teoria do crescimento, implicitamente descrito pela curva logística, baseia-se num determinado número de hipóteses:

O meio físico, que fornece à população em estudo os recursos necessários à sua existência, não sofre qualquer alteração;

Tendo em vista a **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, o ponto representativo do número de habitantes encontra-se entre um valor mínimo ( $P = 0$ ) e um valor máximo ( $P = P_{sat}$ ); sendo este último correspondente ao máximo número de habitantes compatível com as capacidades do meio;

A partir do ponto de inflexão a taxa de crescimento populacional diminui regularmente, por efeito da resistência que exerce o meio ambiente. O crescimento absoluto anual, ou referente a qualquer outra unidade de tempo, segue uma curva simétrica, semelhante à curva de GAUSS, e o seu valor máximo ocorre na curva de evolução da população para  $P = P_{sat} / 2$ .

A equação da curva logística é:

$$P = \frac{P_{sat}}{1 + e^{a+b.t}}$$

Em que  $P$  é a população  $t$  anos após o ano tomado como origem,  $P_{sat}$  representa o valor máximo da população e  $a$  e  $b$  são constantes.

Escolhendo três pontos, espaçados uniformemente ao longo do eixo dos tempos ( $P_0, 0$ ), ( $P_1, \Delta t$ ) e ( $P_2, 2\Delta t$ ), os valores de  $P_{sat}$  e das constantes da equação podem ser determinadas pelas seguintes equações:



$$P_{sat} = \frac{(2 \cdot P_0 \cdot P_1 \cdot P_2) - [P_1^2 \cdot (P_0 + P_2)]}{P_0 \cdot P_2 - P_1^2}$$

$$a = \ln\left(\frac{P_{sat} - P_0}{P_0}\right)$$

$$b = (1/\Delta t) \cdot \ln\left(\frac{P_0 \cdot (P_{sat} - P_1)}{P_1 \cdot (P_{sat} - P_0)}\right)$$

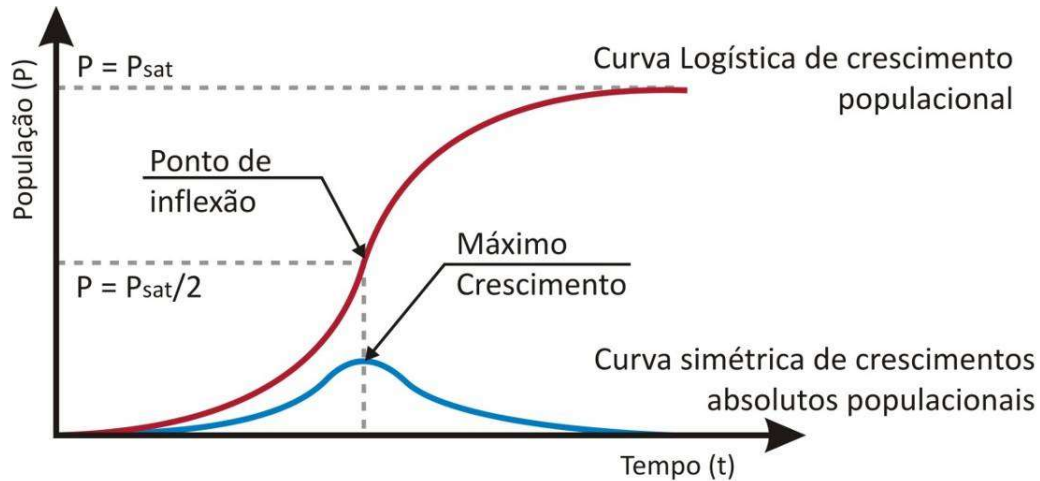


Figura 13 - Curva logística

Fonte: SÁ MARQUES; SOUSA (2007)

Na hipótese de disponibilidade de dados populacionais de vários censos (a aplicação da curva logística exige o conhecimento de três censos (SÁ MARQUES; SOUSA, 2007)) escolhe-se três valores de P, uniformemente espaçados, que conduzam à curva logística que melhor se adapte aos vários censos registrados. Este método de operar pressupõe, portanto, o cálculo por tentativas.

Por vezes, e para obter um melhor ajuste da curva logística, adiciona-se à expressão um valor P' constante, resultando na equação:

$$P = \frac{P_{sat}}{1 + e^{a+bt}} + P'$$

Vários autores criticam a aplicação da curva logística à evolução demográfica (SÁ MARQUES; SOUSA, 2007), afirmando que ela não é mais do que uma curva empírica que, por vezes, se adapta aos dados da evolução passada, e que em certas circunstâncias poderá dar resultados satisfatórios, à posteriori, da evolução futura.

As críticas apontam essencialmente os seguintes aspectos (SÁ MARQUES; SOUSA, 2007):

A curva logística nem sempre é aquela que melhor se ajusta aos dados populacionais disponíveis;

Mesmo que ela se adapte perfeitamente aos dados disponíveis nada obriga a crer que assim seja também para a evolução futura;

A curva logística não considera as modificações produzidas numa população, por efeitos de variação de natalidade, mortalidade ou movimentos migratórios;

Não considera as modificações de ordem cultural, que permitem a uma população explorar mais eficazmente os recursos de que dispõe, alterar a estrutura do aglomerado populacional, etc.

Contudo, qualquer uma dessas críticas é igualmente aplicável às hipóteses de evolução da população segundo métodos de extrapolação de tendências.

Outra metodologia que se enquadra neste tema é o método da taxa de crescimento decrescente. À semelhança do método da curva logística, esse método fundamenta-se nos pressupostos de que as condições do meio condicionam a dimensão da população a um valor máximo, designado por população de saturação ( $P_{sat}$ ), e que a taxa de crescimento é função do déficit de população, isto é:

$$\frac{dP}{dt} = K \cdot (P_{sat} - P)$$

Após estimar o valor de  $P_{sat}$ , com base nos recursos proporcionados pelo meio envolvente, determina-se o valor da taxa de crescimento decrescente ( $K$ ) a partir das populações referentes a dois censos ( $P_0$  e  $P_1$ ):

$$K = -(1/\Delta t) \cdot \ln\left(\frac{P_{sat} - P_1}{P_{sat} - P_0}\right)$$

Sendo,  $\Delta t$  o número de anos decorridos entre a realização dos dois censos. Por fim, a estimativa da população para qualquer ano futuro será:

$$P = P_0 + (P_{sat} - P_0) \cdot (1 - e^{-k \cdot t})$$

Em que  $t$  é o número entre o ano em que se realizou o primeiro censo e o ano ao qual a estimativa pretendida se refere.

#### **1.6.2.6 COMPARAÇÃO GRÁFICA ENTRE CIDADES SIMILARES E PREVISÃO COM BASE NOS EMPREGOS**

Diferentemente dos demais métodos apresentados, os métodos de comparação gráfica entre cidades similares e de previsão com base nos empregos são métodos de quantificação indireta. Esses métodos estão resumidamente apresentados no Quadro 10.

Quadro 10 – Projeções populacionais com base em métodos de quantificação indireta

Método	Descrição
Comparação gráfica	O método envolve a projeção gráfica dos dados passados da população em estudo. Os dados populacionais de outras cidades similares, porém maiores, são plotados de tal maneira que as curvas sejam coincidentes no valor atual da população da cidade em estudo. Estas curvas são utilizadas como referências na projeção futura.
Previsão de empregos e serviços de utilidades	A população é estimada utilizando-se a previsão de empregos (efetuada por algum outro órgão). Com base nos dados passados da população e pessoas empregadas calcula-se a relação "emprego/população", a qual é projetada para os anos futuros. A população da cidade é obtida a partir da projeção do número de empregos da cidade. Pode-se adotar a mesma metodologia a partir da previsão de serviços de utilidade, como eletricidade, água, telefone, etc. As companhias de serviços de utilidade normalmente efetuam estudos e projeções da expansão de seus serviços com relativa confiabilidade.

Fonte: QASIM, 1985 apud VON SPERLING, 2005.

### 1.6.3 APLICAÇÃO DOS MÉTODOS

Neste item do relatório serão aplicados alguns dos métodos anteriormente apresentados.

Salienta-se que as populações apresentadas nos anos de 2000 e 2010 constam nos respectivos censos demográficos. As populações de 1996 e 2007, no entanto, foram apresentadas pelo IBGE em contagem populacional (IBGE, s.d.). A contagem populacional de 1996 apresentou a população em cada setor, enquanto que a de 2007 possui apenas o dado de população total estimado.

A contagem populacional de 1996 tem como data de referência o dia 01 de agosto de 1996; a data de referência do censo demográfico de 2000 é 01 de agosto de 2000; a contagem da população do ano de 2007 tem com referência o dia 01 de abril de 2007; a data de referência do censo demográfico de 2010 é 01 de agosto de 2010. A projeção populacional para o horizonte de projeto (2035) foi realizada tomando como base a data referência de 01 de julho de cada ano.

As figuras representativas da população total, bem como suas respectivas projeções advindas da aplicação dos métodos, trazem nos eixos das abcissas as datas, por dia, mês e ano, respectivamente.

#### 1.6.3.1 MUNICÍPIO DE SÃO JOSÉ DOS CAMPOS

A Figura 14 apresenta a aplicação dos métodos descritos para a projeção da população total para o ano de 2035 do município de São José dos Campos. A metodologia utilizada consiste na

inserção das populações advindas dos censos e contagens populacionais em planilha eletrônica, e posterior aplicação dos métodos, que ajusta a projeção à população conhecida.

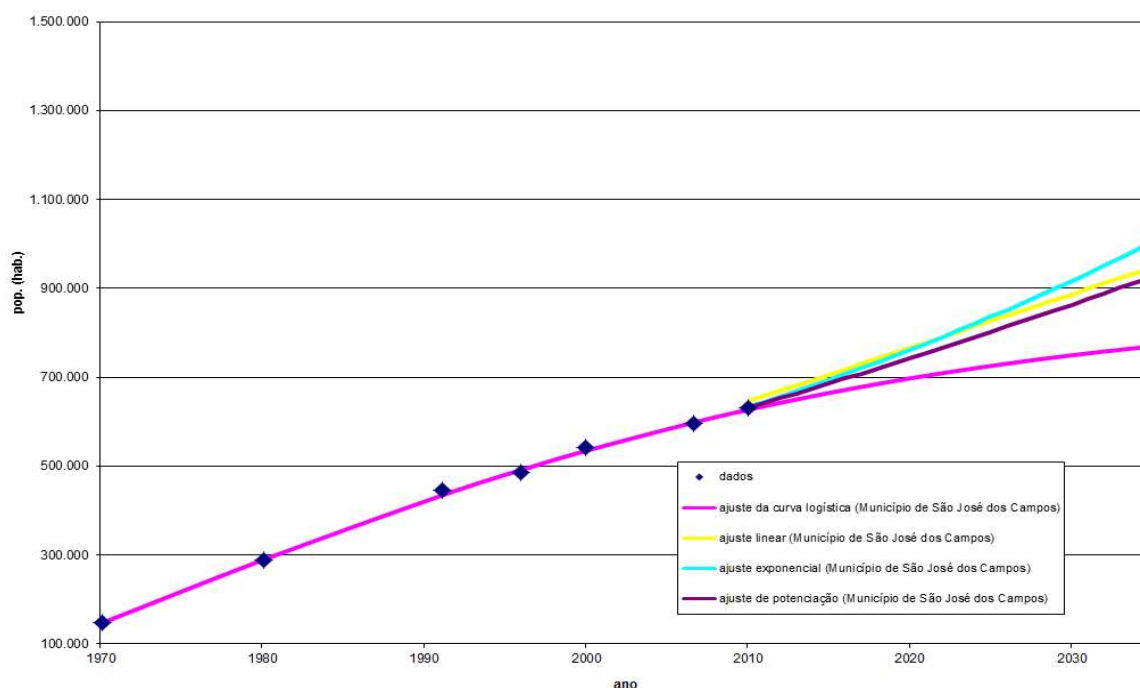


Figura 14 – Projeção populacional – Município de São José dos Campos

Não é usual, em relatórios técnicos e/ou acadêmicos, apresentar um mesmo resultado de duas formas diferentes (gráfico e quadro), porém a equipe técnica responsável considerou importante que esses dados fossem apresentados de maneira duplicada, como o que se segue em todo o relatório. Os resultados das projeções, assim como os respectivos valores do coeficiente de determinação podem ser vistos no Quadro 11.

Quadro 11 – Projeção Populacional – Município de São José dos Campos

Data de referência	População –IBGE	Projeção Linear	– Projeção Exponencial	– Projeção Potênciação	– Projeção – Curva logística
01/08/1996	483.659	477.720	488.750	489.650	492.153
01/08/2000	539.313	525.930	526.357	528.556	535.188
01/04/2007	594.948	606.246	595.546	596.462	598.985
01/08/2010	629.921	646.438	633.511	631.885	627.199
01/07/2011	-	657.459	644.339	641.766	634.512
01/07/2012	-	669.536	656.416	652.676	642.320

Data de referência	População –IBGE	Projeção Linear	– Projeção Exponencial	– Projeção Potenciação	– Projeção – Curva logística
01/07/2013	-	681.581	668.686	663.643	649.894
01/07/2014	-	693.625	681.185	674.695	657.259
01/07/2015	-	705.669	693.918	685.832	664.417
01/07/2016	-	717.746	706.925	697.086	671.391
01/07/2017	-	729.790	720.139	708.395	678.144
01/07/2018	-	741.835	733.600	719.790	684.701
01/07/2019	-	753.879	747.312	731.269	691.064
01/07/2020	-	765.956	761.320	742.866	697.253
01/07/2021	-	778.000	775.551	754.516	703.238
01/07/2022	-	790.044	790.047	766.251	709.040
01/07/2023	-	802.089	804.815	778.071	714.663
01/07/2024	-	814.166	819.900	790.008	720.126
01/07/2025	-	826.210	835.226	801.998	725.401
01/07/2026	-	838.254	850.838	814.073	730.509
01/07/2027	-	850.298	866.742	826.232	735.453
01/07/2028	-	862.376	882.988	838.510	740.250
01/07/2029	-	874.420	899.493	850.838	744.878
01/07/2030	-	886.464	916.307	863.251	749.354
01/07/2031	-	898.508	933.435	875.749	753.681
01/07/2032	-	910.585	950.931	888.365	757.876
01/07/2033	-	922.630	968.706	901.031	761.919
01/07/2034	-	934.674	986.813	913.781	765.824
01/07/2035	-	946.718	1.005.259	926.615	769.598
Coeficiente de determinação do método:		0,9959	0,9808	0,9894	0,9995

### 1.6.3.2 DISTRITO DE SÃO JOSÉ DOS CAMPOS (SEDE)

A Figura 15 e o Quadro 12 apresentam as projeções para o distrito de São José dos Campos (Sede), assim como os respectivos valores do coeficiente de determinação para cada método.

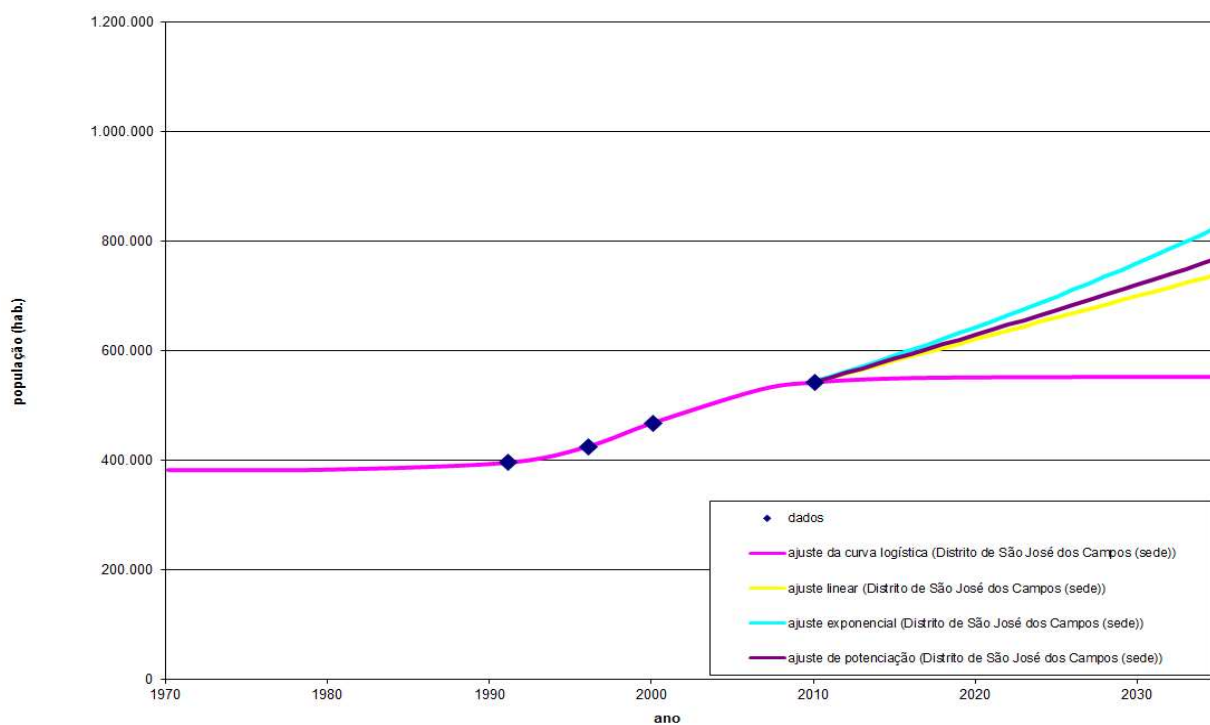


Figura 15 - Projeção Populacional - Distrito de São José dos Campos (Sede)

Quadro 12 – Projeção Populacional – Distrito de São José dos Campos (Sede)

Data de referência	População – IBGE	Projeção – Linear	Projeção – Exponencial	Projeção – Potenciação	Projeção – Curva logística
01/08/1996	425.302	432.127	430.570	431.415	425.302
01/08/2000	468.325	463.748	460.435	462.363	468.325
01/04/2007	-	516.427	514.861	515.877	529.522
01/08/2010	542.404	542.788	544.466	543.562	542.404
01/07/2011	-	550.016	552.878	551.259	544.495
01/07/2012	-	557.938	562.245	559.744	546.297
01/07/2013	-	565.837	571.744	568.259	547.685
01/07/2014	-	573.737	581.404	576.828	548.754
01/07/2015	-	581.637	591.227	585.449	549.573
01/07/2016	-	589.558	601.244	594.147	550.202
01/07/2017	-	597.458	611.402	602.875	550.680
01/07/2018	-	605.357	621.732	611.655	551.044
01/07/2019	-	613.257	632.236	620.487	551.321
01/07/2020	-	6SJC-2188	642.948	629.397	551.532
01/07/2021	-	629.078	653.810	638.334	551.693
01/07/2022	-	636.978	664.857	647.324	551.814
01/07/2023	-	644.877	676.090	656.365	551.906

Data de referência	População – IBGE	Projeção – Linear	Projeção – Exponencial	Projeção – Potenciação	Projeção – Curva logística
01/07/2024	-	652.799	687.544	665.484	551.977
01/07/2025	-	660.698	699.160	674.629	552.030
01/07/2026	-	668.598	710.973	683.826	552.070
01/07/2027	-	676.498	722.985	693.074	552.101
01/07/2028	-	684.419	735.234	702.400	552.124
01/07/2029	-	692.319	747.656	711.751	552.142
01/07/2030	-	700.218	760.288	7SJC-2164	552.155
01/07/2031	-	708.118	773.133	730.608	552.165
01/07/2032	-	716.039	786.232	740.138	552.173
01/07/2033	-	723.939	799.515	749.694	552.178
01/07/2034	-	731.839	813.023	759.300	552.183
01/07/2035	-	739.738	826.760	768.957	552.186
Coeficiente de determinação do método:		0,9969	0,9961	0,9969	1

### 1.6.3.3 DISTRITO DE EUGÊNIO DE MELO

A Figura 15 e o

Quadro 13 apresentam as projeções para o distrito de Eugênio de Melo, assim como os respectivos valores do coeficiente de determinação para cada método.

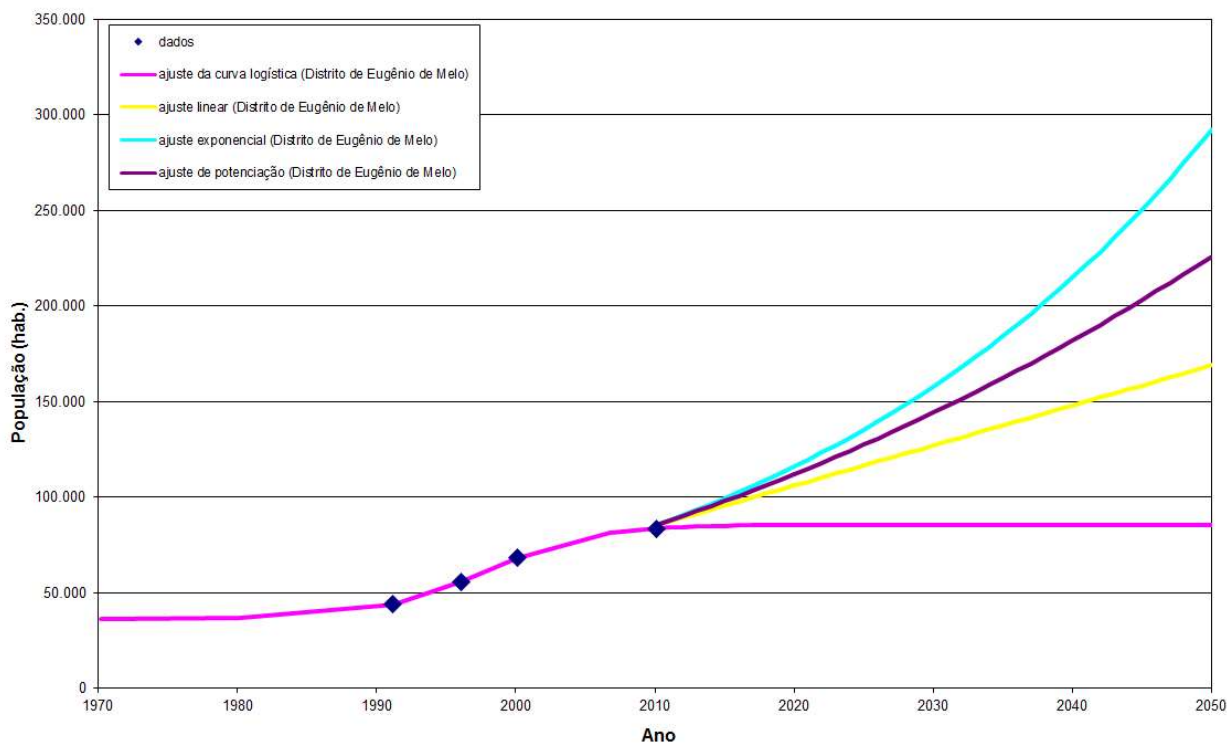


Figura 16 - Projeção Populacional - Distrito de Eugênio de Melo

Quadro 13 - Projeção Populacional - Distrito de Eugênio de Melo

Data de referência	População – IBGE	Projeção – Linear	Projeção – Exponencial	Projeção – Potenciação	Projeção – Curva logística
01/08/1996	55.705	56.017	55.568	55.704	55.705
01/08/2000	68.121	64.396	62.852	63.323	68.121
01/04/2007	-	78.355	77.168	77.549	81.212
01/08/2010	83.665	85.340	85.514	85.425	83.665
01/07/2011	-	87.256	87.956	87.677	84.067
01/07/2012	-	89.355	90.712	90.190	84.416
01/07/2013	-	91.448	93.547	92.745	84.688
01/07/2014	-	93.541	96.470	95.350	84.901
01/07/2015	-	95.635	99.485	98.003	85.066
01/07/2016	-	97.734	102.603	100.715	85.195
01/07/2017	-	99.827	105.809	103.469	85.295
01/07/2018	-	101.920	109.115	106.275	85.372
01/07/2019	-	104.014	112.525	109.132	85.432
01/07/2020	-	106.113	116.052	112.049	85.478
01/07/2021	-	108.206	119.678	115.011	85.514
01/07/2022	-	110.299	123.418	118.026	85.542



Data de referência	População – IBGE	Projeção – Linear	Projeção – Exponencial	Projeção – Potenciação	Projeção – Curva logística
01/07/2023	-	112.393	127.275	1SJC-2115	85.563
01/07/2024	-	114.492	131.263	124.226	85.580
01/07/2025	-	116.585	135.366	127.403	85.593
01/07/2026	-	118.678	139.596	130.636	85.602
01/07/2027	-	120.771	143.958	133.924	85.610
01/07/2028	-	122.871	148.469	137.277	85.616
01/07/2029	-	124.964	153.109	140.678	85.621
01/07/2030	-	127.057	157.894	144.136	85.624
01/07/2031	-	129.150	162.828	147.652	85.627
01/07/2032	-	131.249	167.931	151.236	85.629
01/07/2033	-	133.343	173.179	154.869	85.631
01/07/2034	-	135.436	178.590	158.561	85.632
01/07/2035	-	137.529	184.171	162.312	85.633
Coeficiente de determinação do método:		0,9885	0,9736	0,9788	1

#### 1.6.3.4 DISTRITO DE SÃO FRANCISCO XAVIER

A Figura 17 e o Quadro 14 apresentam as projeções para o distrito de São Francisco Xavier, assim como os respectivos valores do coeficiente de determinação para cada método.

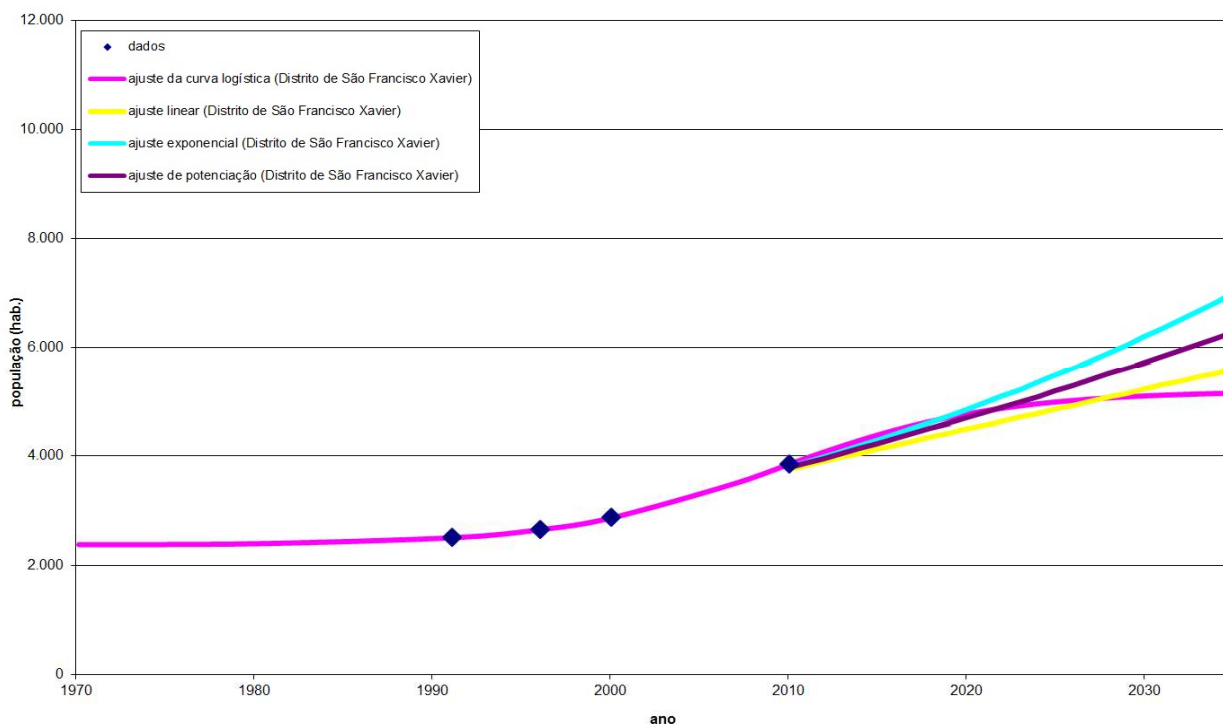


Figura 17 - Projeção Populacional - Distrito de São Francisco Xavier

Quadro 14 - Projeção Populacional - Distrito de São Francisco Xavier

Data de referência	População – IBGE	Projeção – Linear	Projeção – Exponencial	Projeção – Potenciação	Projeção – Curva logística
01/08/1996	2.652	2.728	2.699	2.707	2.652
01/08/2000	2.867	3.022	2.977	2.995	2.867
01/04/2007	-	3.513	3.505	3.513	3.470
01/08/2010	3.852	3.759	3.803	3.791	3.852
01/07/2011	-	3.826	3.889	3.870	3.957
01/07/2012	-	3.900	3.986	3.957	4.071
01/07/2013	-	3.974	4.084	4.045	4.180
01/07/2014	-	4.047	4.186	4.134	4.284
01/07/2015	-	4.121	4.289	4.224	4.382
01/07/2016	-	4.195	4.396	4.316	4.474
01/07/2017	-	4.268	4.505	4.409	4.559
01/07/2018	-	4.342	4.616	4.502	4.636
01/07/2019	-	4.416	4.731	4.597	4.706
01/07/2020	-	4.489	4.848	4.694	4.769
01/07/2021	-	4.563	4.969	4.791	4.825
01/07/2022	-	4.637	5.092	4.890	4.875
01/07/2023	-	4.710	5.218	4.990	4.918

Data de referência	População – IBGE	Projeção – Linear	Projeção – Exponencial	Projeção – Potenciação	Projeção – Curva logística
01/07/2024	-	4.784	5.348	5.091	4.957
01/07/2025	-	4.858	5.480	5.194	4.990
01/07/2026	-	4.931	5.616	5.297	5.019
01/07/2027	-	5.005	5.755	5.402	5.044
01/07/2028	-	5.079	5.898	5.508	5.066
01/07/2029	-	5.152	6.044	5.615	5.085
01/07/2030	-	5.226	6.194	5.724	5.101
01/07/2031	-	5.300	6.347	5.833	5.114
01/07/2032	-	5.373	6.505	5.944	5.126
01/07/2033	-	5.447	6.666	6.057	5.136
01/07/2034	-	5.521	6.832	6.170	5.145
01/07/2035	-	5.594	7.001	6.285	5.152
Coeficiente de determinação do método:		0,9736	0,9868	0,9822	1

A taxa geométrica de crescimento anual intercensitária do município de São José dos Campos, bem como de seus distritos, pode ser vista no Quadro 15:

Quadro 15 - Taxa geométrica de crescimento anual intercensitária

Data de referência	Local	Município de São José dos Campos	Distrito de São José dos Campos	Distrito de Eugênio de Melo	Distrito de São Francisco Xavier
1970 ~ 1980	Total	6,84%	-	-	-
	Urbana	7,65%	-	-	-
	Rural	-3,92%	-	-	-
1980 ~ 1991	Total	3,99%	-	-	-
	Urbana	3,98%	-	-	-
	Rural	4,27%	-	-	-
1991 ~ 2000	Total	2,25%	1,90%	5,03%	1,53%
	Urbana	2,55%	2,07%	6,58%	4,09%
	Rural	-9,99%	-7,69%	-45,05%	0,32%
2000 ~ 2010	Total	1,57%	1,48%	2,08%	3,00%
	Urbana	1,48%	1,38%	2,08%	4,86%
	Rural	6,87%	8,40%	-6,70%	1,79%

O baixo valor da taxa geométrica de crescimento anual intercensitária da área rural no Município de São José dos Campos, bem como dos distritos de São José dos Campos (Sede) e Eugênio de Melo, é provavelmente efeito de uma expansão do limite urbano pelo município. Desta

maneira, os dados não apresentam consistência suficiente para o cálculo da taxa de urbanização dos municípios a partir dos mesmos.

Separadamente, foram analisadas as projeções para 2035 pelo método da Tendência de Crescimento Demográfico. Os resultados podem ser vistos na Figura 18 e no

Quadro 16.

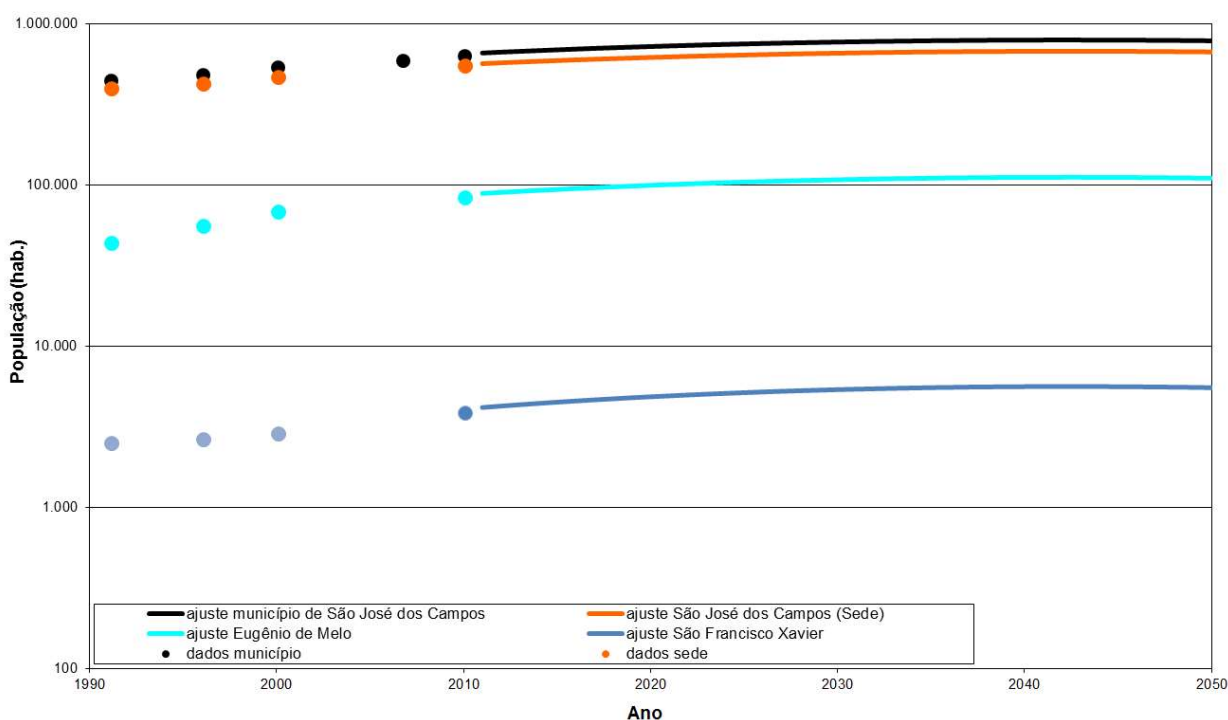


Figura 18 – Tendência de Crescimento Demográfico – Município de São José dos Campos e Distritos

Quadro 16 - Tendência de Crescimento Demográfico - Município de São José dos Campos e Distritos

Data de referência	Projeção – Município de São José dos Campos	Projeção – Distrito de São José dos Campos (Sede)	Projeção – Distrito de Eugênio de Melo	Projeção – Distrito de São Francisco Xavier
01/08/1996	-	-	-	-
01/08/2000	-	-	-	-
01/04/2007	-	-	-	-
01/08/2010	650.423	559.166	87.182	4.075
01/07/2011	658.635	565.880	88.591	4.164
01/07/2012	666.614	572.403	89.960	4.251

Data de referência	Projeção – Município de São José dos Campos	Projeção – Distrito de São José dos Campos (Sede)	Projeção – Distrito de Eugênio de Melo	Projeção – Distrito de São Francisco Xavier
01/07/2013	674.354	578.732	91.288	4.335
01/07/2014	681.859	584.868	92.575	4.417
01/07/2015	689.132	590.814	93.823	4.496
01/07/2016	696.183	596.578	95.032	4.572
01/07/2017	703.012	602.161	96.204	4.647
01/07/2018	709.609	607.555	97.336	4.718
01/07/2019	715.974	612.759	98.428	4.787
01/07/2020	722.107	617.773	99.480	4.854
01/07/2021	728.000	622.591	100.491	4.918
01/07/2022	733.651	627.212	101.460	4.980
01/07/2023	739.061	631.635	102.388	5.038
01/07/2024	744.225	635.856	103.274	5.095
01/07/2025	749.141	639.875	104.117	5.148
01/07/2026	753.804	643.688	104.917	5.199
01/07/2027	758.212	647.292	105.674	5.247
01/07/2028	762.363	650.686	106.386	5.292
01/07/2029	766.254	653.867	1SJC-2543	5.334
01/07/2030	769.881	656.832	107.675	5.374
01/07/2031	773.242	659.580	108.252	5.410
01/07/2032	776.365	662.133	108.788	5.444
01/07/2033	779.239	664.483	109.281	5.475
01/07/2034	781.854	666.621	109.729	5.504
01/07/2035	784.200	668.539	1SJC-2482	5.529

#### 1.6.4 ESCOLHA DA PROJEÇÃO ADOTADA – MÉTODO DA TENDÊNCIA DE CRESCIMENTO DEMOGRÁFICO

Por meio das tabelas e das figuras, é possível perceber as deficiências de cada método, que tendem a superestimar a população do município, como os métodos exponencial, linear e potenciação, ou subestimá-la, como no caso da curva logística.

Desta maneira, tendo em vista a precisão existente nas projeções realizadas pelo IBGE, adotam-se para o horizonte de projeto as populações obtidas por meio da aplicação do método da Tendência de Crescimento Demográfico.

#### 1.6.4.1 PROJEÇÃO POPULACIONAL NOS SETORES CENSITÁRIOS

A partir dos dados de população total do município São José dos Campos para os anos de 2010 (censo demográfico) e 2035 (projeção), foram projetadas as populações dos setores censitários do município.

Para efetuar tal projeção foi aplicado o método da tendência de crescimento demográfico (IBGE, 2008) considerando que a tendência de crescimento populacional dos setores censitários de cada distrito foi semelhante à tendência do mesmo.

Os coeficientes que descrevem a tendência de crescimento foram obtidos utilizando os dados do censo demográfico de 2010 e do censo de 2000.

Cabe observar que os setores censitários sofreram alterações, com relação à abrangência geográfica, entre o censo de 2000 e o censo de 2010 e, por esse motivo, foi necessário compatibilizá-los.

O processo de compatibilização consistiu em aglutinar os setores que foram fragmentados no ano de 2010. Sendo assim, os setores censitários a serem utilizados na projeção serão semelhantes aos setores do censo do ano de 2000, exceto pela exclusão de alguns setores que eventualmente apresentavam dados do IBGE inconsistentes. A compatibilização foi necessária para os distritos de São José dos Campos (sede) e Eugênio de Melo. O distrito de São Francisco Xavier não necessitou de tal recurso, visto que seus setores censitários não sofreram alterações de um censo para o outro.

O Quadro 17 apresenta o resultado da aplicação da metodologia de tendência de crescimento para os setores censitários no distrito de São Francisco Xavier. Os resultados de São José dos Campos (sede) e Eugênio de Melo foram obtidos devido ao alto número de setores que apresentam: 657 e 94, respectivamente. As projeções populacionais utilizadas para cada distrito são provenientes da projeção pela tendência de crescimento, conforme descrito no item anterior.

Quadro 17 - Resultados da projeção nos setores censitários – São Francisco Xavier

SETOR	POPULAÇÃO (IBGE)		PROJEÇÃO TENDÊNCIA DE CRESCIMENTO DEMOGRÁFICO (IBGE, 2013)						
	2000	2010	ai	bi	2015	2020	2025	2030	2035
1	497	782	0,28934	-332,538	968	1.072	1.157	1.222	1.267
2	539	883	0,34924	-462,267	1.108	1.233	1.336	1.414	1.469
3	117	194	0,07817	-107,120	244	272	295	313	325
4	435	558	0,12487	76,988	638	683	720	748	767
5	232	275	0,04365	106,841	303	319	332	341	348
6	447	432	-0,01523	490,659	422	417	412	409	406

SETOR	POPULAÇÃO (IBGE)		PROJEÇÃO TENDÊNCIA DE CRESCIMENTO DEMOGRÁFICO (IBGE, 2013)						
	2000	2010	ai	bi	2015	2020	2025	2030	2035
7	118	202	0,08528	-126,495	257	287	313	332	345
8	482	526	0,04467	353,930	555	571	584	594	601

Os resultados da projeção e o “shape” dos setores censitários, que também foi compatibilizado, possibilitaram a criação de mapas de deslocamento da população na área urbana, por distritos, de 2010 a 2035. Tais mapas podem ser vistos na Figura 19 e Figura 20.

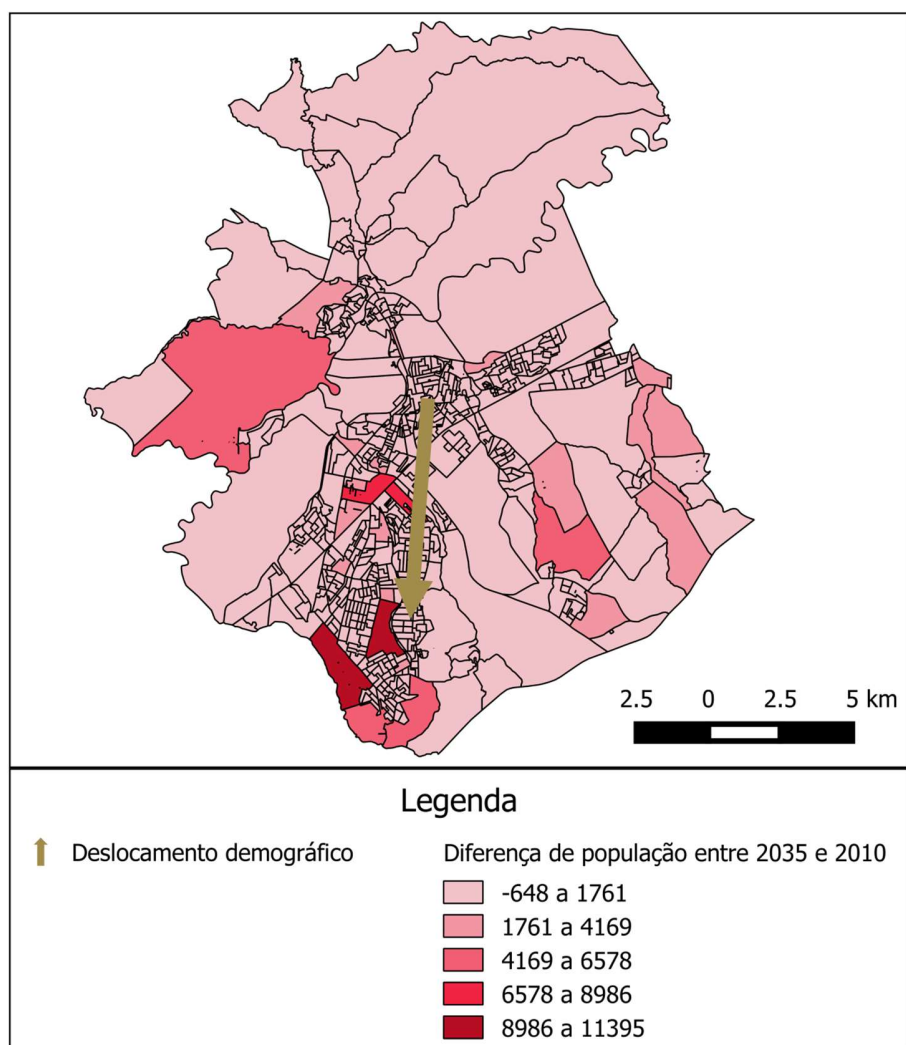


Figura 19 - Deslocamento Demográfico - Distrito de São José dos Campos (Sede)

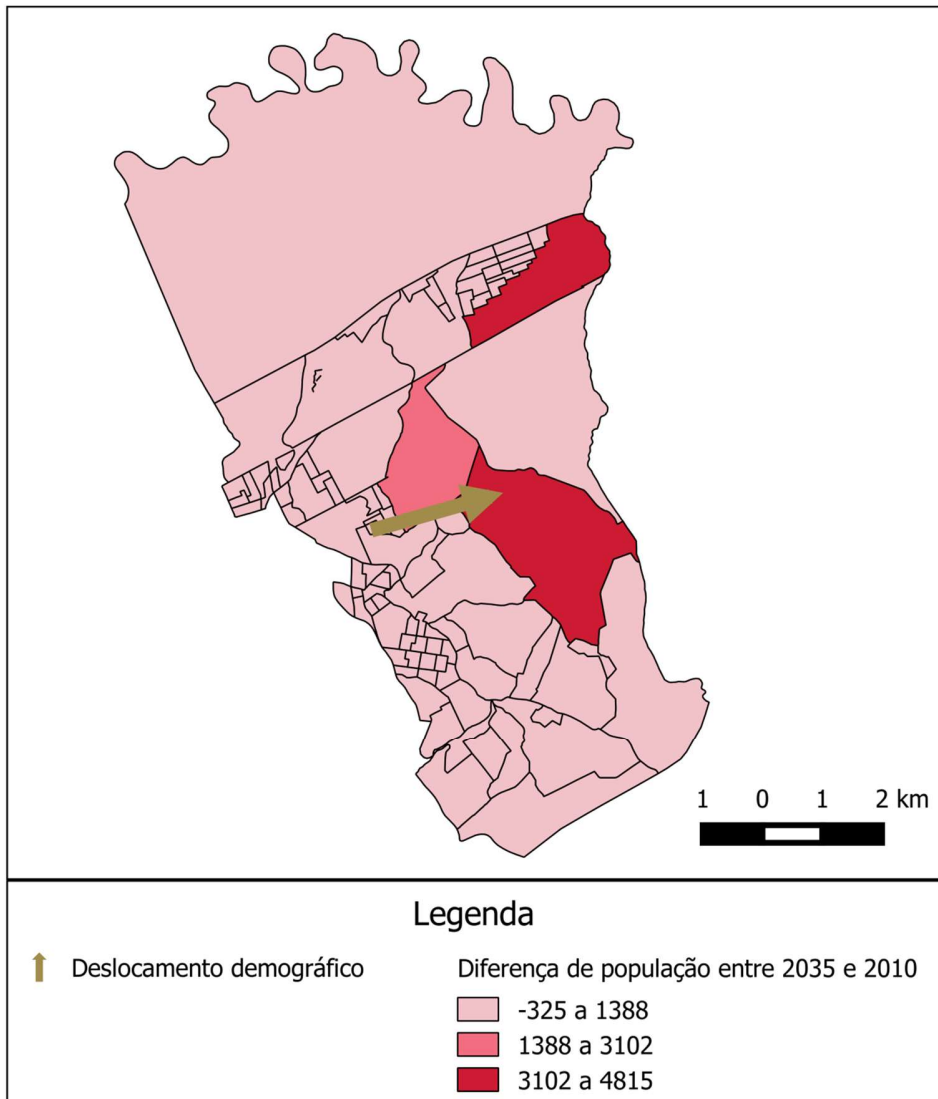


Figura 20 - Deslocamento Demográfico - Distrito de Eugênio de Melo



## **2 METODOLOGIA DOS ESTUDOS HIDROLÓGICOS**

### **2.1 ASPECTOS GERAIS**

Os modelos de simulação são ferramentas essenciais ao gerenciamento dos recursos hídricos, dada as constantes alterações ocorridas no ciclo hidrológico devido às ações antrópicas ou mesmo naturais.

As alterações supracitadas, principalmente sobre o uso do solo são de difícil quantificação, sendo necessário por vezes recorrer às técnicas de sensoriamento remoto, fotografias aéreas e imagens de satélite, que fornecem informações espaciais.

Outro desafio na representação dos fenômenos hidrológicos refere-se à modelagem do sistema de drenagem em uma dada bacia hidrográfica, com caracterização o mais próximo da realidade quanto possível da calha fluvial, das declividades do terreno, da composição da superfície em que se processa o escoamento, entre outros elementos.

Dentre os elementos que dificultam a representação do sistema de drenagem destacam-se, conforme Alcoforado (2006), os diferentes tipos de solo, vegetação, clima, dentre outras características naturais; bem como ações antrópicas, tais como desmatamento ou aumento das áreas impermeáveis.

Neste sentido surgem os modelos de simulação que buscam auxiliar os técnicos e tomadores de decisão no diagnóstico e prognóstico do sistema de drenagem. De acordo com Alcoforado (2006), os modelos de simulação do processo “chuva x vazão”, ou modelos hidrológicos, por exemplo, permitem reconstituir séries de vazões, realizar previsões e simular situações especiais, procurando representar o comportamento da bacia hidrográfica. A autora cita ainda que em complementação à simulação hidrológica, é preciso compreender como se processa o escoamento na rede de drenagem: canais e rios, indicando para tanto os modelos hidrodinâmicos.

### **2.2 MODELOS HIDRÁULICO-HIDROLÓGICOS**

De acordo com Souza (2008), modelos são representações de algum objeto ou de algum sistema real, podendo colaborar, no caso da hidrologia com o melhor entendimento dos fenômenos físicos que ocorrem em uma bacia hidrográfica, representando-os teoricamente e possibilitando ainda a previsão das condições futuras.

Segundo Barth et al. (1987) apud Souza (2008), os modelos são capazes de reconstituir séries hidrológicas, simular condições críticas e estudar o comportamento dos sistemas hidrológicos, sendo, portanto, fundamentais no gerenciamento dos recursos hídricos.

Conforme citado pela mesma autora, há uma vasta diversidade de modelos utilizados no gerenciamento dos recursos hídricos, cujo objetivo pode ser a simulação das operações em reservatórios, redes de canais e condutos, qualidade das águas em rios e reservatórios, gestão de sistemas múltiplos (canais, estações de tratamento, reservatórios), geração estocástica de vazões, processo precipitação-vazão, entre outros.

Os modelos usuais observados na literatura foram classificados por Righetto (1998) e Tucci (1998) da seguinte maneira (Souza, 2008):

- Contínuo ou discreto;
- Concentrado ou distribuído;
- Conceitual ou empírico;
- Estocástico (probabilístico) ou determinístico;
- Geomorfológicos ou baseados na topografia.

Dentre os modelos citados pela autora, destacam-se:

- DRENG-P21A (Machado, 1981);
- HIDRO-SHS (Silva, 2003);
- Método Muskingum clássico e suas variações para escoamento em rios;
- Método de Puls para escoamento/operação em reservatórios.

Os Modelos hidráulico-hidrológicos podem ser classificados ainda por sua finalidade, como sendo:

- Quantidade;
- Modelos chuva-vazão;
- Balanço hídrico de açudes (um ou mais açudes);
- Propagação de ondas enchentes;
- Águas subterrâneas;
- Qualidade;
- Dispersão de poluentes em rios e lagos;
- Dispersão de poluentes em aquíferos;
- Equacionamento;
- Equação da continuidade;
- Equação da quantidade de movimento.

Vale lembrar que a implantação computacional dos modelos tem sido desenvolvida principalmente em Fortran para sistema operacional DOS, e as interfaces gráficas (Windows) Delphi, Visual Basic, entre outros. Atualmente, alguns modelos estão sendo reescritos em Java, C++ (Programação Orientada a Objetos), entre outros.

## 2.3 MODELOS HIDRODINÂMICOS

Os modelos hidrodinâmicos têm por objetivo complementar e agir paralelamente aos modelos hidráulico-hidrológicos na compreensão do processo de escoamento na rede de drenagem: canais e rios, podendo estes estar ou não sujeitos à influência das marés.

Estes modelos de simulação buscam através de equações matemáticas representarem fenômenos de variação de vazão ou velocidade, profundidade do escoamento e características físicas da calha fluvial, por meio de formulações matemáticas.

De acordo com Alcoforado (2006), as equações de Saint-Venant completas são indicadas por Cirilo (1991) e Baptista et al. (2003) como a formulação mais adequada para canais naturais, uma vez que por meio delas se obtém precisão nas simulações de vazões e níveis em um rio, considerando o escoamento não-permanente.

Nos modelos hidrodinâmicos, os afluentes e o escoamento superficial difuso são usualmente considerados como contribuições laterais, dado que o uso das equações de Saint-Venant não possibilitam a incorporação da chuva e de características da bacia. No caso de não haver dados confiáveis do escoamento na calha de cursos d'água para a utilização das equações completas de Saint-Venant (modelo hidrodinâmico), ou seja, um levantamento topográfico detalhado de toda a calha do curso d'água na escala apropriada, é indicado o uso de modelos hidrológicos de escoamentos simplificados. Exemplos dos modelos mais utilizados em drenagem urbana: onda simplificada de cheia, onda cinemática, método de Muskingun, método de Muskingun-Cunge e Step-Method (para casos de escoamento estáticos).

De acordo com Meller (2004), os modelos hidrodinâmicos podem ser classificados em simplificados ou completos, sendo a classificação dependente da consideração ou não dos termos da equação do momento. Se forem desprezados os termos de inércia e pressão, tem-se o modelo da onda cinemática, contudo impossibilitam-se a simulação de fenômenos tais como efeitos de jusante sobre o escoamento.

Nestas situações pode ser utilizado um modelo de difusão, negligenciando somente os termos de inércia na equação da continuidade. Segundo Tucci (2001) apud Meller (2004), este modelo não deve ser utilizado quando há grande variação espacial e temporal da velocidade no sistema. Os modelos anteriores também são chamados de hidrodinâmicos simplificados.

Segundo o mesmo autor, os modelos que resolvem as equações em sua forma completa são chamados de hidrodinâmicos completos, podendo representar com precisão os fenômenos mais importantes do escoamento em canais. A comparação entre os modelos simplificados e completos é importante no processo de escolha e envolve propriedades como precisão, facilidade de aplicação, uso e objetivo dos resultados, base de dados existentes, economia e outros fatores.

## 2.4 MÉTODOS PARA O DIAGNÓSTICO DE MODELOS HIDRÁULICO-HIDROLÓGICOS

O estudo da Macrodrenagem de uma ou mais bacias hidrográficas tem como objetivo calcular as vazões de pico, e promover o dimensionamento adequado de estruturas que deverão suportar o volume excedente de chuvas provocado pela impermeabilização e ocupação inadequada do solo, decorrendo do crescimento acelerado e por vezes sem planejamento das áreas urbanas.

As alterações no escoamento superficial que podem provocar os conhecidos transtornos evidenciados em precipitações de maiores proporções devem-se aos seguintes fatores: topografia do terreno seja ela natural ou alterada; regime, distribuição e intensidade de chuvas na região; e tipo e cobertura do solo; sendo que este último sofre maiores modificações ao longo da ocupação do espaço e introdução das atividades antrópicas ao meio.

Conforme esclarece Sartori (2004), no estudo de enxurradas e/ou enchentes máximas, uma falha na estimativa desses volumes pode acarretar grandes prejuízos. Uma vez superdimensionado tem-se o desperdício de capital e se subdimensionado leva a grandes prejuízos com a falha da estrutura e em muitos casos coloca em risco a saúde ou até vidas humanas.

Desta forma, indicam-se, conforme descrito anteriormente, os modelos de simulação para prover de informações importantes técnicos e tomadores de decisão no âmbito do planejamento em drenagem urbana. Estes modelos de simulação buscam por meio de modelagem computacional reproduzir as características do sistema de drenagem para que o mesmo possa ser avaliado sob diferentes perspectivas. Por meio de modelos hidráulico-hidrológicos, por exemplo, é possível representar o comportamento de uma dada bacia hidrográfica quando a mesma é submetida a uma determinada chuva, normalmente selecionando-se uma precipitação máxima considerando o período de retorno mínimo aceito pela literatura e por normas pré-estabelecidas.

O modelo hidráulico-hidrológico transforma a chuva em vazão, utilizando-se de metodologias estabelecidas no meio científico, como apresentado no presente capítulo, e o sistema de drenagem previamente modelado é submetido a essa vazão, permitindo observar a ocorrência de extravasamentos em canais e simular a eficiência de dispositivos de controle de cheia previamente modelados como alternativas locais e proporcionar sua otimização.

Os modelos hidrodinâmicos, por sua vez, são uma complementação que tem por objetivo simular o comportamento do escoamento na rede de drenagem: canais e rios, impossibilitando, portanto, a simulação da eficiência de dispositivos de controle potenciais.

Desta forma, para modelagem e simulação do sistema de drenagem adotar-se-á um modelo de simulação hidráulico-hidrológico desenvolvido pela VM engenharia, nomeada "DrenÁgua2009", que permite tanto a verificação de dispositivos existentes, como a simulação e otimização de novos dispositivos de controle previamente alocados na rede de drenagem; e possibilitam ainda a

verificação do escoamento em canais por meio da implementação de algumas funções de modelos hidrodinâmicos, em que é possível observar a ocorrência de extravasamentos em determinadas seções e travessias dada a altura d'água proporcionada pela chuva ultrapassar o limite previamente modelado para aquele trecho.

A seguir são apresentadas as metodologias de cálculo e obtenção dos elementos necessários para modelagem de sistemas de drenagem utilizando o “Modelo Computacional DrenÁgua2009”.

A Figura 21 a seguir mostra a distribuição dos eventos chuvosos registros do posto pluviográfico de Caçapava, SP: precipitação total (mm) x duração (min).

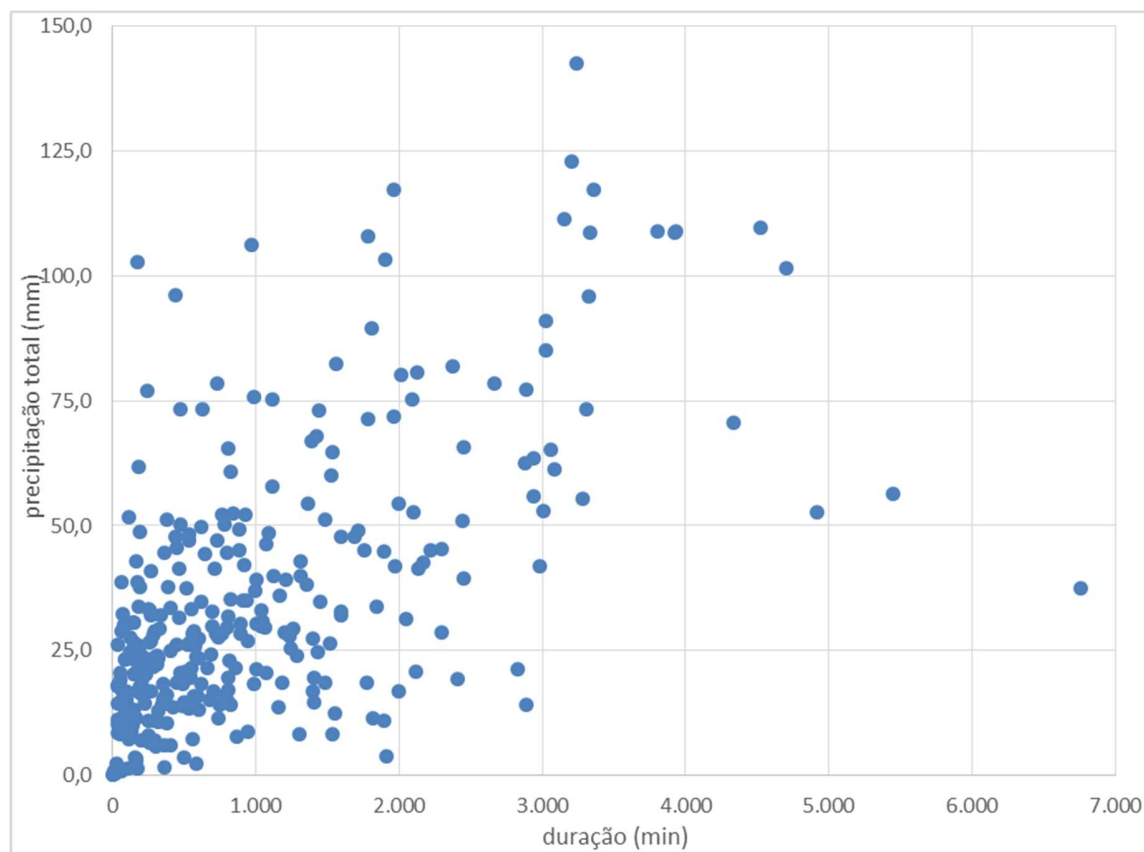


Figura 21 – Distribuição precipitação total (mm) x duração total do evento (min)

Fonte: VM Engenharia, 2015.

A Tabela 1 mostra a distribuição das alturas precipitadas acumuladas por quartis

Tabela 1 – Distribuição por quartis da altura precipitação acumulada

quartil	quant. eventos	ocorrência	altura da precipitada média ponderada (mm)
1º	255	77,7%	33,8
2º	66	20,1%	38,4
3º	5	1,5%	11,3
4º	2	0,6%	0,1
total	328	100%	30,4

Fonte: VM Engenharia, 2015.

## 2.5 CHUVAS INTENSAS

A quantificação das chuvas intensas é de grande importância em Engenharia de Recursos Hídricos, sendo importante nos cálculos relativos ao dimensionamento, segurança e funcionamento das obras de macro e micro drenagem.

Considera-se uma chuva intensa aquela que provoca cheias nos sistemas de drenagem, capazes de gerar escoamentos pluviais próximos ou superiores à capacidade das calhas dos rios.

O frequente e inadequado funcionamento de um sistema de drenagem é incompatível com as exigências atuais da sociedade, devendo, portanto, ser corrigido a fim de se garantir seu bom funcionamento para os eventos críticos de precipitação.

Estas chuvas podem ser quantificadas por meio da equação de Intensidade-Duração-Frequência (desenvolvida pelo DAEE) ou por dados reais. Segundo Canholi (2005), *“à medida que o projeto se torna mais complexo, cresce a necessidade de utilizar registros históricos (cronológicos) de precipitação que muitas vezes não são disponíveis. Nesse caso, dados de locais próximos poderão ser utilizados, porém comprometendo a confiabilidade dos resultados”*.

A seguir serão apontados alguns métodos para a quantificação da chuva de projeto e o método adotado pela contratada para a determinação da quantificação da chuva neste Plano.

### 2.5.1 EQUAÇÃO DE INTENSIDADE – DURAÇÃO - FREQUÊNCIA – DESENVOLVIDA PELO DAEE

Para este trabalho optou-se pela utilização da equação de chuvas intensas apresentada pelo Departamento de Águas e Energia Elétrica do Estado de São Paulo, na forma a seguir (Equação 1).

$$i(t, T) = A \cdot (t + B)^C + D \cdot (t + E)^F \cdot \left[ G + H \cdot \ln \left( \ln \left( \frac{T}{T-1} \right) \right) \right]$$

Equação 1 – IDF típica de Martinez e Magni (1999).

Em que:

i: intensidade de chuva, em mm/h;

t: duração da chuva, em minutos ( $10 \leq t \leq 1440$  minutos);

T: período de retorno, em anos ( $2 \leq T \leq 200$  anos).

Quanto à quantificação da precipitação, foram selecionadas pelo DAEE 77 localidades para estudo da equação de intensidade-duração-frequência, em diferentes municípios. Dentre estas localidades, encontra-se o município de Caçapava e sua equação I-D-F desenvolvida por Martinez e Magni em 2013. A justificativa da utilização desta equação consta no Tomo I do Relatório I do presente Plano.

## **2.5.2 HIETOGRAMA DE PROJETO**

O hietograma é representação gráfica da distribuição da intensidade da chuva no tempo ou, quando discretizado em blocos de chuva, é a altura precipitada em cada intervalo de tempo.

Um hietograma de projeto pode ser utilizado para a verificação dos efeitos da distribuição da chuva no tempo em uma bacia hidrográfica.

Estudos hidrológicos de bacias complexas, algumas vezes, fazem uso de hietogramas de projeto não sintéticos, baseados em estudos das chuvas intensas de um posto pluviográfico disponível, por representarem melhor os eventos de chuva intensa esperados em termos probabilísticos. A utilização desses hietogramas, portanto, confere ao estudo maior confiabilidade e permite ao projetista a não adoção de coeficientes de segurança demasiadamente altos que, por sua vez, acarretam em intervenções mais custosas.

Diversos são os métodos de elaboração dos hietogramas de projeto encontrados na literatura técnica. Os itens a seguir resumem esses métodos.

## **2.5.3 MÉTODO DO BLOCO DE TORMENTA**

Um bloco de tormenta tem uma intensidade constante durante todo o evento, obtida a partir da curva do IDF. Sua utilização é discutível para o dimensionamento de bacias de retenção, já que considera apenas o evento da chuva mais intensa.

#### 2.5.4 MÉTODO DE SIFALDA

Sifalda (1973) modificou o Método do Bloco de Tormenta. Foi incluída um padrão de hietograma em formato trapezoidal antes e depois do bloco que representa o período de chuva de maior intensidade.

Contudo, Arnell (1984) comparou estatísticas de volume x duração e chegou a conclusão que o método proposto por Sifalda superestima os resultados de volumes de escoamento.

#### 2.5.5 MÉTODO DE CHICAGO

Descrito por Keifer e Chu (1957), tem sido bastante utilizado por derivar a sua configuração das relações IDF. Consiste na construção de um hietograma a partir de uma relação entre a intensidade de precipitação e o tempo de duração da chuva.

São utilizadas três equações para a construção do hietograma:

A intensidade da chuva para um determinado local, dada pela Equação 2:

$$i = \frac{A}{t_d^B + C}$$

Equação 2 – Intensidade de chuva (KEIFER; CHU, 1957).

Sendo:

i: a intensidade da precipitação (mm/min)

A, B, C: constantes para calibração;

t<sub>d</sub>: a duração da chuva de intensidade média (min)

A intensidade da chuva antes do instante da intensidade máxima, dada pela Equação 3:

$$i = \frac{A \left[ (1 - B) \times \left( \frac{t_b}{r} \right)^B + C \right]}{\left[ \left( \frac{t}{r} \right)^B + C \right]^2}$$

Equação 3 – Perfil da intensidade de chuva antes do pico do evento (KEIFER; CHU, 1957).

E a intensidade da chuva após o instante da intensidade máxima, dada pela Equação 4:



$$i = \frac{A \left[ (1-B) \times \left( \frac{t_a}{1-r} \right)^B + C \right]}{\left[ \left( \frac{t_a}{1-r} \right)^B + C \right]^2}$$

Equação 4 - Perfil da intensidade de chuva antes do pico do evento (KEIFER; CHU, 1957).

Sendo:

$$r = \frac{t_p}{t_d} \quad (\text{coeficiente de avanço da tormenta})$$

$t_p$  - instante de pico

$$t_b = t_p - t$$

$$t_a = t - t_p$$

Assim, por uma série histórica local pode-se estimar o coeficiente de avanço de tormenta. Ou, na falta destes dados, utilizar  $0,375t_d$ , relação calculada por Yen e Chow (1983) na região dos Estados Unidos. Na prática pode-se discretizar a função contínua, configurando o hietograma.

## 2.5.6 MÉTODO DE BLOCOS ALTERNADOS

É uma aproximação do método de Chicago. Uma chuva pode ser construída a partir das curvas de Intensidade Duração e Frequência, partindo da hipótese de que a soma global dos volumes de precipitação, conforme são acrescentados blocos, coincide com o valor definido pelas curvas IDF, para cada duração parcial.

A colocação dos blocos no hietograma é arbitrária, mas existem algumas regras empíricas como: a parcela mais intensa da precipitação seja colocada entre  $1/3$  e  $1/2$  da duração da chuva e os demais blocos podem ser colocados alternadamente, à esquerda e à direita do pico.

Quanto menor o passo ( $\Delta t$ ), maiores as intensidades de pico, entretanto o  $\Delta t$  não pode ser maior que o tempo de concentração da bacia.

### 2.5.7 MÉTODO DE YEN E CHOW

Neste método foi proposto um hietograma triangular, em que a intensidade de pico fica definida pela fórmula dada na Equação 5:

$$i_p = \frac{2p}{t_d}$$

Equação 5 – Hietograma de chuva. (YEN; CHOW, 1983).

Sendo que:

$i_p$  – é a intensidade de pico (mm/min)

$2p$  – a precipitação total (mm)

$t_d$  – o tempo de duração da precipitação (min)

E o instante de pico foi definido como  $t_p = 0,375 t$ .

### 2.5.8 HUFF

De acordo com Canholi (2005), Huff desenvolveu quatro distribuições temporais para precipitações intensas com duração superior a três horas, para região Centro-oeste do Estado de Illinois, nos Estados Unidos. O autor analisou 11 anos de registros de chuvas de uma rede de 49 postos pluviográficos distribuídos em uma área de 1.000 km<sup>2</sup>.

Estes registros foram divididos em quatro quartis, considerando  $\frac{1}{4}$  da duração da chuva de acordo com o pico de intensidade da precipitação. O autor desenvolveu os padrões médios de distribuição temporal para cada um desses grupos. As precipitações intensas de curta duração foram classificadas no primeiro quartil.

Assim, procedeu-se à correlação entre a duração da chuva e o quartil que melhor representa o fenômeno:

1° e 2° quartis:  $t_d < 12h$

3° quartil:  $12h < t_d < 24h$

4° quartil:  $t_d > 24h$

Conforme sua análise, mais de 50% dos eventos atenderam estas condições.

## 2.5.9 MÉTODO UTILIZADO NESTE ESTUDO

O método utilizado para a elaboração do hietograma de projeto neste estudo é similar ao proposto por Huff. Com base em dados locais de precipitação, estuda-se a distribuição das chuvas mais intensas de sua série histórica com duração próximas à 360 minutos.

A escolha por essa duração se deu após a modelagem e simulação da rede hidrológica. Foi notável que a modelagem da rede de drenagem de São José dos Campos para o cenário futuro respondia com picos de vazão mais fortes quando simulada com eventos chuvosos próximos a 360 minutos.

## 2.6 MÉTODOS DE TRANSFORMAÇÃO CHUVA-DEFLÚVIO

Uma tarefa essencial para quantificação das vazões de cheias resultantes das chuvas intensas é a definição do processo de transformação da chuva em deflúvio superficial. A complexidade desse processo pode ser simplificada através de modelos matemáticos que representam de forma bastante razoável a realidade do escoamento de águas pluviais.

Em tese, o fenômeno hidrológico pode ser descrito de maneira bastante simples; o excesso d'água da chuva que não é infiltrado no solo acumula-se inicialmente nas pequenas depressões do terreno para, em seguida, formar uma pequena lâmina d'água e, conseqüentemente, escoar superficialmente.

Existem muitos modelos matemáticos para transformar as precipitações que ocorrem nas sub-bacias hidrográficas em vazões.

A partir da distribuição da intensidade de chuva,  $i(t)$ , é possível construir um Hidrograma de Vazões,  $Q(t)$ . A distribuição da vazão em função do tempo é usualmente chamada de hidrograma e reflete vários aspectos da bacia, tais como:

- Área de drenagem;
- Permeabilidade;
- Uso e ocupação do solo;
- Tipo de precipitação que ocorreu sobre a bacia.

A seguir serão abordados alguns métodos que determinam a chuva excedente.

### 2.6.1 FÓRMULA DE HORTON

Uma expressão muito conhecida para representar o processo de infiltração é a fórmula de Horton (HORTON, 1940) (Equação 6):

$$f = f_c + (f_0 - f_c) \times e^{-t/k}$$

Equação 6 – Taxa de infiltração (HORTON, 1940)

Esta fórmula só representa a lâmina efetivamente infiltrada, isto significa que a fórmula é válida apenas quando  $i \geq f$ .

Para a infiltração ao longo do tempo utiliza-se a Equação 7:

$$f = f_c \times t + k(f_0 - f_c) - (f_0 - f_c) \times e^{-t/k}$$

Equação 7 – Taxa de infiltração discretizada no tempo (HORTON, 1940).

Entretanto, a definição dos parâmetros  $f_0$ ,  $f_c$  e  $k$  para a Fórmula de Horton está sujeita a diversas inconsistências.

## 2.6.2 FÓRMULA DE GREEN E AMPT

A fórmula de Green e Ampt (Equação 8) foi determinada em 1911 pelos autores e ainda é utilizada até hoje.

$$f = f_c \times \left( 1 + \frac{S_f}{W} \right)$$

Equação 8 – Taxa de infiltração (GREEN; AMPT, 1911).

Sendo:

$S_f$  – um parâmetro que representa a sucção exercida pela camada superior do solo (mm)

$W$  – quantidade de água acumulada no solo (mm)

## 2.6.3 MODELO CONCEITUAL DE NASH

O modelo conceitual de Nash (NASH, 1957) admite que a bacia possa ser representada por  $n$  reservatórios lineares em série, de forma que o modelo conceitual passa a ter dois parâmetros:  $k$  e  $n$ .

Para cada um dos reservatórios relaciona-se linearmente o volume d'água armazenado à vazão (Equação 9):

$$V = k \times Q$$

Equação 9 – Relação do volume armazenado com a vazão afluente no Modelo conceitual de Nash

Para determinar em n reservatórios, tem-se a Equação 10:

$$Q_n(t) = \frac{t^{n-1}}{(n-1)!k^n} \times e^{-t/k}$$

Equação 10 – Vazão de Nash para n reservatórios conceituais

Sendo que, para determinar valores n e k necessita-se de dados observados, ou então utilizar equações empíricas que relacionam estes parâmetros com algumas características físicas da bacia.

#### MODELO GEOMORFOLÓGICO

São modelos de transformação chuva-vazão que consideram a geomorfologia da bacia. O método consiste em determinar um hidrograma unitário instantâneo a partir de conceitos probabilísticos e da caracterização geomorfológica das áreas de drenagem e da rede fluvial. Supõe-se conhecida a precipitação ou a intensidade de chuva excedente sobre a bacia, de modo que se desconsideram os problemas de estimativas da infiltração e detenção superficial, além da evaporação, considerada desprezível durante os eventos chuvosos.

A aplicação o método tem por objetivo a obtenção do escoamento superficial direto, entendendo-se que o volume precipitado efetivo será igual ao volume escoado.

Este método leva em consideração 3 fatores: as características geomorfológicas, aspectos probabilísticos e determinação da distribuição. Sendo que nas características geomorfológicas são identificadas as ordens dos canais. Nos aspectos probabilísticos para a determinação do percurso das partículas. Na determinação da distribuição considera-se a função da probabilidade acumulada.

#### 2.6.4 MÉTODO RACIONAL

A fórmula do método racional é comumente utilizada para cálculo da vazão de pico em pequenas bacias urbanas (menores que 1 km<sup>2</sup>), usualmente com tempo de concentração menor que 20 minutos, uma vez que a precipitação é considerada constante em toda a aplicação do método.

Neste método, em geral adota-se um hidrograma em forma de triângulo isósceles, com a base igual ao dobro do tempo de concentração, sendo a duração da precipitação adotada igual ao tempo de concentração.

A vazão de pico  $Q_p$  para uma duração de chuva excedente, igual ao tempo de concentração, é calculada de acordo com a Equação 11:

$$Q_p = \frac{C \times I \times A_d}{3,6}$$

Equação 11 – Método racional para o cálculo da vazão de pico

Em que:

Qp – é a vazão de pico (m³/s)

C – o coeficiente de escoamento superficial

I – a precipitação média (mm/h)

Ad – a área de drenagem superficial (km²)

A Tabela 2 seguir indica o coeficiente de escoamento superficial para o método racional em função do uso do solo e o período de retorno:

Tabela 2 - Coeficiente de escoamento superficial (C) – Método Racional

Uso do solo	Período de retorno			
	2-10	25	50	100
Sistema viário				
Vias pavimentadas	0,75-0,85	0,83-0,94	0,90-0,95	0,94-0,95
Vias não pavimentadas	0,60-0,70	0,66-0,77	0,72-0,84	0,75-0,88
Áreas industriais				
Pesadas	0,70-0,80	0,77-0,88	0,84-0,95	0,88-0,95
Leves	0,60-0,70	0,66-0,77	0,72-0,84	0,75-0,88
Áreas comerciais				
Centrais	0,75-0,85	0,83-0,94	0,90-0,95	0,94-0,95
Periféricas	0,55-0,65	0,61-0,72	0,66-0,78	0,69-0,81
Áreas residenciais				
Gramados planos	0,10-0,25	0,11-0,28	0,12-0,30	0,13-0,31
Gramados íngremes	0,25-0,40	0,28-0,44	0,30-0,48	0,31-0,50
Condomínios c/ lotes > 300 m²	0,30-0,04	0,33-0,44	0,36-0,48	0,31-0,50
Residências unifamiliares	0,45-0,55	0,50-0,61	0,54-0,66	0,56-0,69
Uso misto - denso	0,50-0,60	0,55-0,66	0,60-0,72	0,63-0,75
Prédios/conjunto de apartamentos	0,60-0,70	0,66-0,77	0,72-0,84	0,75-0,88
Playground/Praças	0,40-0,50	0,44-0,50	0,48-0,60	0,50-0,63

Uso do solo	Período de retorno			
	2-10	25	50	100
Áreas rurais				
Áreas agrícolas	0,10-0,20	0,11-0,22	0,12-0,24	0,13-0,25
Solo exposto	0,20-0,30	0,22-0,33	0,24-0,36	0,25-0,38
Terrenos montanhosos	0,60-0,80	0,66-0,88	0,72-0,95	0,75-0,95
Telhados	0,80-0,90	0,90	0,90	0,90

Fonte: Canholi, 2005.

## 2.6.5 MÉTODO NRCS (ANTIGO SCS)

O Departamento Nacional de Serviços de Conservação norte-americano, antigo SCS ("Soil Conservation Service"), fez diversas pesquisas com o objetivo de relacionar precipitação, deflúvio superficial, vegetação, tipo e ocupação do solo. Apesar de, originalmente ter sido desenvolvido para pequenas bacias rurais e eventos chuvosos diários, tem sido adaptado para as condições urbanas. O método propõe um simples equacionamento relacionando a altura precipitada,  $h_p$ , à altura da lâmina escoada,  $h_q$ , e o índice de armazenamento d'água na bacia, S, como apresentado pela Equação 12:

$$\frac{h_q}{S} = \frac{\left(\frac{h_p}{S} - 0,2\right)^2}{\frac{h_p}{S} + 0,8}$$

Equação 12 – Relação das alturas de precipitação infiltradas e escoadas do NRCS

Em que:

$h_q$ : altura da lâmina d'água escoada (mm);

$h_p$ : altura precipitada (mm);

S: índice de armazenamento d'água na bacia (mm);

Válida quando  $h_p > 0,2 \cdot S$ . Para  $h_p \leq 0,2 \cdot S$  o modelo admite que não ocorra deflúvio superficial, ou seja,  $h_q = 0$ .

O índice de armazenamento de água na bacia é expresso conforme a Equação 13:

$$S = \frac{254 \cdot (100 - CN)}{CN}$$

Equação 13 – Cálculo do índice de armazenamento do solo do NRCS

Em que:

CN: “curve number” ou número de deflúvio.

Sabe-se que a quantidade de chuvas anteriores e consequentes umidades anteriores do solo são bastante significativas para o cálculo das vazões extremas. Dessa maneira, o Método NRCS distingue três condições de umidade do solo:

Condição I: solos secos - chuvas recentes não ultrapassam 1 mm;

Condição II: solos umedecidos - chuvas nos últimos cinco dias atingindo um total de até 40 mm. Esta condição é normalmente assumida em projetos de drenagem urbana;

Condição III: solos úmidos (próximos da saturação) - chuvas nos últimos dias superiores a 40 mm.

Hawkins et al. (1985) desenvolveram correlações entre a retenção potencial máxima para as condições I e III ( $S_I$  e  $S_{III}$ ) em reação à condição de retenção potencial máxima da condição II ( $S_{II}$ ) (Equação 14 e Equação 15):

$$S_I = 2,281 \cdot S_{II}$$

Equação 14 – Cálculo da condição de solo seco a partir da condição normal, NRCS

$$S_{III} = 0,427 \cdot S_{II}$$

Equação 15 - Cálculo da condição de solo úmido a partir da condição normal, NRCS

Em que:

$S_I$  : índice de armazenamento para a condição I

$S_{II}$  : índice de armazenamento para a condição II

$S_{III}$  : índice de armazenamento para a condição III

Hawkins et al. (1985) ainda determinaram equações que correlacionam o CN da condição II com as demais condições, as quais são válidas para o intervalo  $50 \leq CN \leq 95$  (Equação 16 e Equação 17):



$$CN_I = \frac{CN_{II}}{2,281 - 0,01281 \times CN_{II}}$$

Equação 16 – Cálculo do CN para a condição de armazenamento I

$$CN_{III} = \frac{CN_{II}}{0,427 - 0,00573 \times CN_{II}}$$

Equação 17 – Cálculo do CN para a condição de armazenamento III

O Método NRCSS também distingue quatro tipos de solos, a saber:

Grupo A: solos arenosos com baixo teor de argila; total inferior a 8%; não há rocha nem camadas argilosas, até profundidade de 1 m;

Grupo B: solos arenosos, menos profundos que os solos do Grupo A e com maior teor de argila total, porém ainda inferior a 15%;

Grupo C: solos barrentos com teor de argila entre 20 e 30%, mas sem camadas argilosas impermeáveis ou contendo pedras até a profundidade de 1,2 m;

Grupo D: solos barrentos com teor de argila acima de 30%.

As tabelas referentes ao Número da Curva (CN) a serem adotadas para as áreas urbanas e rurais no presente estudo serão apresentadas em item específico a seguir em que se procede a explicação acerca do Método de determinação do CN.

O Método NRCS prevê ainda determinação do volume escoado nas bacias de cabeceira utilizando a técnica do hidrograma unitário, tendo em vista a ausência de medidas hidráulicas nas bacias em questão.

O método do hidrograma unitário adimensional do NRCS foi obtido após uma extensiva análise de dados observados em várias pequenas bacias hidrográficas dos Estados Unidos. O hidrograma unitário adimensional é um hidrograma unitário médio que melhor representou os diversos hidrogramas unitários obtidos para as diversas bacias hidrográficas estudadas (SARTORI et al., 2005b). Encontra-se a recomendação deste método para bacias com áreas menores que 2.600 km<sup>2</sup>.

O hidrograma unitário adimensional do NRCS, também conhecido como hidrograma unitário curvilíneo (HUC-NRCS), possui o tempo de base igual a cinco unidades do tempo de pico (5tp) e cerca de 3/8 (37,5%) do volume total escoado superficialmente ocorre antes do tempo de pico. O ponto de inflexão ocorre aproximadamente a 1,7 tp. Na Tabela 3 encontram-se os valores da abscissa (t/tp) e da ordenada (q/qp) do HUC-SCS e o hidrograma é apresentado na Figura 22

Tabela 3 - Relações para o cálculo do hidrograma curvilíneo do SCS e de sua curva de massa

$t/t_p$	$q/q_p$	$Q_a/Q$	$t/t_p$	$q/q_p$	$Q_a/Q$	$t/t_p$	$q/q_p$	$Q_a/Q$
0,0	0,000	0,000	1,1	0,990	0,450	2,4	0,147	0,934
0,1	0,030	0,001	1,2	0,930	0,522	2,6	0,107	0,953
0,2	0,100	0,006	1,3	0,860	0,589	2,8	0,077	0,967
0,3	0,190	0,012	1,4	0,780	0,650	3,0	0,055	0,977
0,4	0,310	0,035	1,5	0,680	0,700	3,2	0,040	0,984
0,5	0,470	0,065	1,6	0,560	0,751	3,4	0,029	0,989
0,6	0,660	0,107	1,7	0,460	0,790	3,6	0,021	0,993
0,7	0,820	0,163	1,8	0,390	0,822	3,8	0,015	0,995
0,8	0,930	0,228	1,9	0,330	0,849	4,0	0,011	0,997
0,9	0,990	0,300	2,0	0,280	0,871	4,5	0,005	0,999
1,0	1,000	0,375	2,2	0,207	0,908	5,0	0,000	1,000

Legenda: q: vazão no tempo t; qp: vazão de pico; Qa: volume acumulado no tempo t; Q: volume total; tp: tempo de pico do hidrograma.

Fonte: McCuen, 2004.

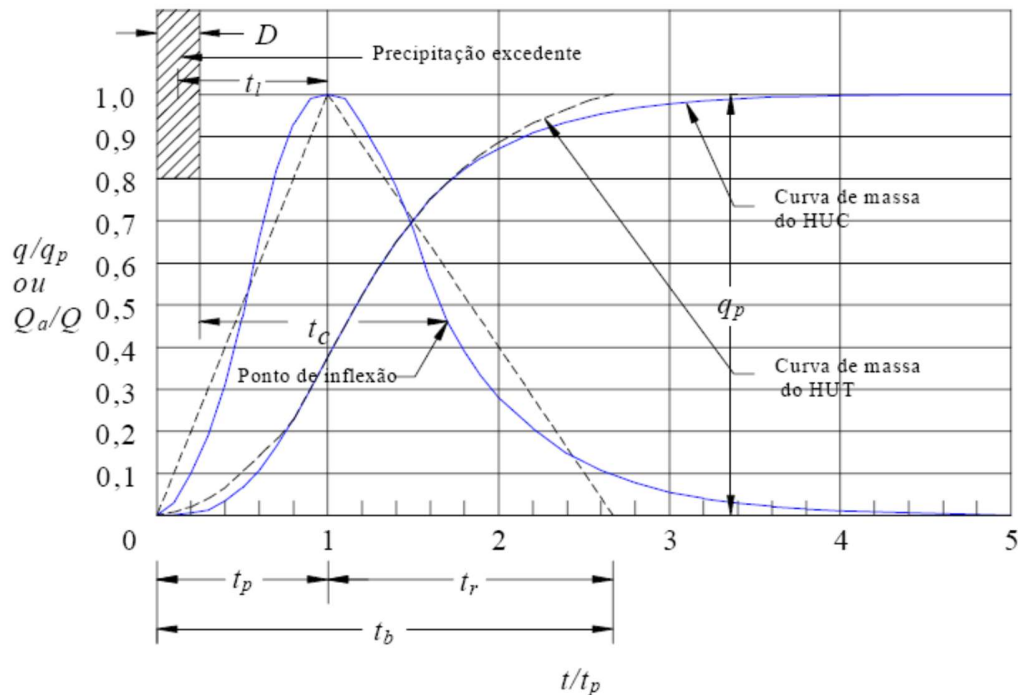


Figura 22 - Hidrograma Unitário Curvilíneo Adimensional e o Hidrograma Unitário Triangular Equivalente

Fonte: McCuen, 2004.

O HUC-NRCS foi aproximado por um hidrograma unitário adimensional triangular (HUT-NRCS), o qual possui características similares a do HUC- NRCS. Isso pode ser observado na Figura 22. O tempo de base o HUT-NRCS é menor que o do HUC- NRCS, sendo somente 8/3 do tempo de pico ( $2,67t_p$ ). A área antes do tempo de pico para os dois hidrogramas é a mesma, ou seja, o volume

escoado superficialmente que ocorre antes do pico nos dois hidrogramas são iguais a 3/8 (37,5%) do volume total escoado superficialmente.

Sendo que a área abaixo da linha que desenha o hidrograma unitário é igual ao volume do escoamento superficial, para o HUT- NRCS esse volume pode se determinado pelas características geométricas (McCuen, 2004) (Equação 18):

$$Q = \frac{1}{2} \times q_p \times (t_p + t_r)$$

Equação 18 – Cálculo da vazão de pico do NRCS

Em que,

$q_p$  - vazão de pico

$t_p$  - tempo de pico

$t_r$  - tempo de recessão

Isolando  $q_p$  temos a Equação 19:

$$q_p = \frac{K \times Q}{t_p}$$

Equação 19 – Cálculo da vazão de tipo específica do NRCS

Sendo que, pela Equação 20:

$$K = \frac{2}{1 + \frac{t_r}{t_p}}$$

Equação 20 – Cálculo do K do NRCS

O valor de  $t_r/t_p$  é uma constante que para uma dada cheia pode ser obtida através dos hidrogramas registrados. Da grande análise de dados, foi adotado o valor médio de 5/3 para  $t_r/t_p$ . Com este valor, obtêm-se  $K = 3/4$ .

Para se obter  $q_p$  em  $m^3/s$ , usando  $t_p$  em horas,  $Q$  em cm e introduzindo a área da bacia de drenagem  $A$  em  $km^2$ , no segundo membro da Equação 19, é necessário multiplicá-lo pela constante 25/9 (2,778). Introduzindo também o valor de  $K$ , chega-se a Equação 21:

$$q_p = 2,083 \times \frac{A \times Q}{t_p}$$

Equação 21 - Cálculo da vazão de tipo específica do NRCS

Em que:

$q_p$  - vazão de pico em  $m^3/s$

$A$  - área de drenagem em  $km^2$

$t_p$  - tempo de pico em horas

$Q$  - precipitação excedente em  $cm$ .

Segundo Sartori (2004), a constante 25/12 (2,083) reflete um hidrograma unitário triangular que tem 3/8 de sua área abaixo da curva de ascensão. Para bacias localizadas completamente ou parcialmente em regiões montanhosas, pode-se esperar um valor maior que 3/8 e, portanto, a constante da Equação 21 pode se aproximar de 625/242 (2,582). Para bacias planas, em áreas de brejo ou alagadas (banhados), pode ser da ordem de 625/484 (1,291).

O tempo de retardamento  $t_l$  e o tempo de recessão  $t_r$  foram associados empiricamente ao tempo de concentração, chegando à Equação 22 e à Equação 23 (Genovez, 2001):

$$t_l = 0,6 \times t_c$$

Equação 22 – Cálculo do tempo de LAG (retardo) do NRCS

$$t_r = 1,67 \times t_p$$

Equação 23 – Cálculo do tempo de recessão do NRCS

O termo  $0,6.t_c$  é um fator empírico adotado por hidrólogos do SCS como representativo do tempo de retardamento  $t_l$ . Este fator depende do tempo de concentração  $t_c$  (GENOVEZ, 2001).

Com base na Figura 22, o tempo de pico  $t_p$  pode ser expresso em função da duração unitária da precipitação excedente  $D$  e do tempo de concentração da bacia  $t_c$ , permitindo a Equação 24 e a Equação 25 (MCCUEN, 2004):

$$t_c + D = 1,7 \times t_p$$

Equação 24 – Relação do tempo de pico com o tempo de concentração, NRCS

$$\frac{D}{2} + 0,6 \times t_c = t_p$$

Equação 25 – Relação do tempo de pico com a duração do evento e o tempo de concentração

Resolvendo o sistema formado pelas equações acima para  $D$ , encontra-se a Equação 26 (MCCUEN, 2004):

$$D = 0,133 \times t_c$$

Equação 26 – Equações 24 e 25 relacionadas.

Portanto, o tempo de pico pode ser escrito em função do tempo de concentração:

$$t_p = \frac{2}{3} \times t_c$$

Equação 27 – Relação do tempo de pico com o tempo de concentração, NRCS.

Expressando a Equação 27 em função do tempo de concentração, resulta a Equação 28 (MCCUEN, 2004):

$$q_p = 3,125 \times \frac{A \times Q}{t_c}$$

Equação 28 – Outra fórmula da vazão de pico, NRCS.

Sendo:

$q_p$  - vazão de pico em  $m^3/s$

A - área de drenagem em  $km^2$

$t_p$  - tempo de pico em horas

Q - precipitação excedente em cm.

Com os valores de  $q_p$ , A,  $t_c$  e Q = 1 cm obtêm o hidrograma unitário adimensional triangular do NRCS. O hidrograma unitário adimensional curvilíneo pode ser construído com os valores de  $q_p$  e  $t_p$ , usando as relações da Tabela 3.

### 2.6.5.1 CLASSIFICAÇÃO DOS GRUPOS HIDROLÓGICOS DE SOLO

Os solos podem ser classificados de diversas formas, dentre elas, destaca-se a classificação dos grupos hidrológicos, em que é possível obter uma correlação entre as características do mesmo e sua capacidade de infiltração, bem como possibilita o uso de ferramentas pré-definidas, como abaixo apresentadas, para determinação do Número da Curva – CN (Curve Number).

Conforme Mendes Filho et al. (2007), os solos são classificados com base em suas características de suscetibilidade à erosão e produção de escoamento, e de acordo com a finalidade a que esta classificação se destina é possível determinar suas propriedades hidrológicas independentemente da cobertura e da declividade da bacia.

Esta classificação é bastante importante nos estudos hidrológicos de bacias, como, por exemplo, em Planos Diretores de Macrodrenagem, dimensionamento de reservatórios e barramentos, entre outras aplicações.

A classificação dos grupos hidrológicos dos solos considera que regiões com características semelhantes de espessura, textura, conteúdo de matéria orgânica, estrutura e grau de expansão,

poderão ter comportamento homogêneo também quando da ocorrência de precipitações significativas, ou seja, alta intensidade e longa duração.

Uma proposta de classificação dos solos em grupos hidrológicos adaptada à realidade brasileira foi apresentada em 1989, usando quatro classes de solos, uma nova abordagem para o enquadramento dos solos, no estudo sobre cálculo de espaçamento entre terraços.

De acordo com Sartori (2004), a classificação de Lombardi Neto et al. (1989) foi embasada em mapas pedológicos existentes para o Estado de São Paulo, os quais são utilizados para identificar e classificar uma área de drenagem segundo o grupo hidrológico do solo, tornando-a mais prática quando comparada com as outras duas, também propostas para o Estado de São Paulo. Essa classificação é muito semelhante no processo de desenvolvimento à elaborada pelo SCS, sendo também baseada nas informações das características dos perfis de solos registrados em mapas pedológicos, porém a classificação de Lombardi Neto et al. (1989) inclui alguns solos arenosos no grupo D (alto potencial de escoamento) e alguns solos argilosos no grupo A (baixo potencial de escoamento).

Sartori et al. (2005a), apresentaram na Revista Brasileira de Recursos Hídricos, nova classificação de Solos Brasileiros para estimativa da chuva excedente com o método do Soil Conservation Service (SCS), bem como metodologia de aplicação deste sistema.

As características dos quatro grupos hidrológicos de solos definidos por Lombardi Neto et al. (1989) apud Sartori (2004) são:

- **Grupo A:** Incluem solos com alta taxa de infiltração, mesmo quando completamente molhados e com alto grau de resistência e de tolerância a erosão. Eles normalmente são profundos ou muito profundos, porosos com baixo gradiente textural, menor que 1,20, de textura média, argilosa ou mesmo muito argilosa desde que a estrutura proporcione alta macroporosidade em todo o perfil, resultando em solos bem drenados ou excessivamente drenados. A permeabilidade das camadas superficial/subsuperficial, segundo Manual para Levantamento Utilitário do Meio Físico e Classificação de Terras no Sistema de Capacidade de Uso (Lepsch et al., 1991), deve ser rápida tanto na camada superficial como na subsuperficial (1/1) ou pelo menos moderada na camada superficial e rápida na subsuperficial (2/1) porém a textura da camada não deve ser arenosa.
- **Grupo B:** Compreendem os solos com moderada taxa de infiltração, mesmo quando completamente molhados ou com alta taxa de infiltração, mas com moderada resistência e tolerância a erosão. São normalmente profundos, com relação textural entre 1,20 a 1,50. A permeabilidade das camadas superficial/subsuperficial, segundo Manual para Levantamento Utilitário do Meio Físico e Classificação de Terras no Sistema de Capacidade de Uso (Lepsch et al., 1991), deve ser rápida/moderada (1/2) ou rápida/rápida (1/1), neste último caso só quando o horizonte A é arenoso. A drenagem do perfil é boa ou moderada.

- **Grupo C:** Enquadram-se os solos com baixa taxa de infiltração mesmo quando completamente molhados, com baixa resistência e tolerância a erosão. São normalmente profundos ou moderadamente profundos, com relação textural maior que 1,5, comumente apresentando relação textural abrupta. A permeabilidade das camadas superficial/subsuperficial, segundo Manual para Levantamento Utilitário do Meio Físico e Classificação de Terras no Sistema de Capacidade de Uso (Lepsch et al., 1991), deve ser lenta/moderada (3/2), lenta/rápida (3/1) ou rápida/moderada (1/2).
- **Grupo D:** Possuem solos com taxa de infiltração muito baixa, mesmo quando completamente molhados, e muito baixa resistência e tolerância à erosão. São normalmente rasos e/ou permeáveis ou então com mudança textural abrupta aliada à argila de alta atividade (Ta) ou ainda com camada de impedimento à infiltração de água (piçarra, fragipã, etc.). A permeabilidade das camadas superficial/subsuperficial, segundo Manual para Levantamento Utilitário do Meio Físico e Classificação de Terras no Sistema de Capacidade de Uso (Lepsch et al., 1991), são lenta/lenta (3/3), moderada/lenta (2/3), rápida/lenta (1/3).

O trabalho de Lombardi Neto (1989) introduziu a metodologia proposta pelo NRCS os seguintes aspectos:

- Propôs uma nova forma de classificação dos solos em grupos hidrológicos;
- Manteve os 4 grupos hidrológicos A, B, C e D do NRCS;
- Classificou todos os solos brasileiros (nova e a antiga nomenclatura) nos 4 grupos hidrológicos do NRCS;
- Simplificou consideravelmente a escolha do grupo hidrológico à apenas uma consulta às feições pedológicas da bacia em estudo;
- Expandiu a tabela de CNs para os diversos tipos de cultura agrícola;
- Não alterou os valores originais de CN para os diversos usos do solo.

De acordo com a metodologia proposta por Sartori (2004) a classificação dos grupos hidrológicos do solo para as condições brasileiras pode ser assim descrita:

- **Grupo Hidrológico A**
  - Solos muito profundos (prof. > 200 cm) ou profundos (100 a 200 cm);
  - Solos com alta taxa de infiltração e com alto grau de resistência e tolerância à erosão;
  - Solos porosos com baixo gradiente textural (< 1,20);
  - Solos de textura média;
  - Solos de textura argilosa ou muito argilosa desde que a estrutura proporcione alta macroporosidade em todo o perfil;
  - Solos bem drenados ou excessivamente drenados;
  - Solos com argila de atividade baixa (Tb), mineiras de argila 1:1;

- A textura dos horizontes superficial e subsuperficial pode ser: média/média, argilo/argilosa e muito argilosa/muito argilosa.
- Enquadram-se neste grupo: Latossolo Amarelo, Latossolo Vermelho Amarelo, Latossolo Vermelho, ambos de textura argilosa ou muito argilosa e com alta macroporosidade; Latossolo Amarelo e Latossolo Vermelho Amarelo, ambos de textura média, mas com horizonte superficial não arenoso.
- **Grupo Hidrológico B**
  - Solos profundos (100 a 200 cm);
  - Solos com moderada taxa de infiltração, mas com moderada resistência e tolerância a erosão;
  - Solos porosos com gradiente textural variando entre 1,20 a 1,50;
  - Solos de textura arenosa ao longo do perfil ou de textura média com horizonte superficial arenoso;
  - Solos de textura argilosa ou muito argilosa desde que a estrutura proporcione boa macroporosidade em todo o perfil;
  - Solos com argila de atividade baixa (Tb), minerais de argila 1:1;
  - A textura dos horizontes superficial e subsuperficial pode ser: arenosa/arenosa, arenosa/média, média/argilosa, argilosa/argilosa e argilosa/muito argilosa.
  - Enquadram-se neste grupo: Latossolo Amarelo e Latossolo Vermelho Amarelo, ambos de textura média, mas com horizonte superficial de textura arenosa; Latossolo Bruno; Nitossolo Vermelho; Neossolo Quartzarênico; Argissolo Vermelho ou Vermelho Amarelo de textura arenosa/média, média/argilosa, argilosa/argilosa ou argilosa/muito argilosa que não apresentam mudança textural abrupta.
- **Grupo Hidrológico C**
  - Solos profundos (100 a 200 cm) ou pouco profundos (50 a 100 cm);
  - Solos com baixa taxa de infiltração e baixa resistência e tolerância à erosão;
  - São solos com gradiente textural maior que 1,50 e comumente apresentam mudança textural abrupta;
  - Solos associados à argila de atividade baixa (Tb);
  - A textura nos horizontes superficial e subsuperficial pode ser: arenosa/média e média/argilosa apresentando mudança textural abrupta; arenosa/argilosa e arenosa/muito argilosa.
  - Enquadram-se neste grupo: Argissolo pouco profundo, mas não apresentando mudança textural abrupta ou Argissolo Vermelho, Argissolo Vermelho Amarelo e Argissolo Amarelo, ambos profundos e apresentando mudança textural abrupta; Cambissolo de textura média e Cambissolo Háplico ou Húmico, mas com características físicas semelhantes aos Latossolos (latossólico); Espodossolo Ferrocárbico; Neossolo Flúvico.



- **Grupo Hidrológico D**

- Solos com taxa de infiltração muito baixa oferecendo pouquíssima resistência e tolerância a erosão;
- Solos rasos (prof. < 50 cm);
- Solos pouco profundos associados à mudança textural abrupta ou solos profundos apresentando mudança textural abrupta aliada à argila de alta atividade (T), minerais de argila 2:1;
- Solos argilosos associados à argila de atividade alta (Ta);
- Solos orgânicos.
- Enquadram-se neste grupo: Neossolo Litólico; Organossolo; Gleissolo; Chernossolo; Planossolo; Vertissolo; Alissolo; Luvisso; Plintossolo; Solos de Mangue; Afloramentos de rocha; demais Cambissolos que não enquadram no Grupo C; Argissolo Vermelho Amarelo e Argissolo Amarelo, ambos pouco profundos e associados à mudança textural abrupta.

–

#### **2.6.5.2 DETERMINAÇÃO DO NÚMERO DA CURVA (NRCS)**

O “Curve Number”, ou Número da Curva, é o principal parâmetro para elaboração do estudo de vazões de pico de uma determinada região, desta forma, a aproximação dos valores leva em consideração as características do solo, conforme acima apresentado, segundo a Classificação dos grupos hidrológicos do mesmo, combinando estes aos tipos de uso e ocupação do solo evidenciado na referida região.

No Brasil a classificação dos solos existente diverge da classificação proposta pela metodologia SCS, tradicionalmente utilizada, pois existem tipos de solos e de uso do solo diversos daqueles calibrados para os Estados Unidos.

O CN definido pelo SCS foi amplamente estudado para as bacias hidrográficas de diversas partes dos Estados Unidos e possibilitou a definição de vários hidrogramas unitários que culminaram na elaboração de um hidrograma unitário adimensional para o modelo em questão.

Nas bibliografias brasileiras que discorrem sobre o assunto, observou-se que existem divergências tanto quanto à classificação dos tipos de uso do solo como os valores de CN atribuídos às tipologias.

Desta forma, a seguir são apresentados os resultados obtidos a partir da metodologia mais tradicional de classificação quanto ao CN observado na literatura existente, publicada pelo “Soil Conservation Service”.

A determinação do Número da Curva (CN) leva em consideração os tipos de solo identificados no item anterior, em conformidade com a classificação adotada pelo Método SCS

(1972), identificado os solos como sendo “A”, “B”, “C” ou “D”, e as características de uso e ocupação do mesmo, e sua condição hidrológica.

Após a identificação do Número da Curva, o “Método Soil Conservation Service” tem por objetivo fornecer os CN para uso nas expressões de determinação das vazões de enchente. Vale lembrar que, a chuva transforma-se em escoamento superficial, e a determinação da precipitação efetiva é um dos fatores mais importantes na determinação da vazão máxima a partir de dados de chuva. Devido ao grande número de variáveis no processo é difícil de ser calculada. Esta chuva máxima deverá ser determinada subtraindo-se da precipitação, as perdas devido à interceptação, armazenamento na superfície e a infiltração.

Vale lembrar que, o CN composto deverá ser determinado a partir de ábaco específico para esta composição, constante do método Soil Conservation Service.

De acordo com USDA (2004), o Curve Number, para áreas rurais e urbanas podem ser definidos, conforme mostram os quadros a seguir (Quadro 18 e Quadro 19).

Quadro 18 - Curve Number para Áreas Rurais (Agricultura)<sup>2</sup>

Uso do solo	Descrição do uso e ocupação do solo <sup>3</sup>	Condição Hidrológica <sup>4</sup>	Grupos Hidrológicos			
			A	B	C	D
Solo exposto (preparo para cultivo)	Solo exposto	--	77	86	91	94
	Cobertura de resíduos de culturas (CR)	Pobre	76	85	90	93
		Boa	74	83	88	90
Solo Cultivado	Superfície limpa (SR)	Pobre	72	81	88	91
		Boa	67	78	85	89
	SR + CR	Pobre	71	80	87	90
		Boa	64	75	82	85
	Com curvas de nível (C)	Pobre	70	79	84	88
		Boa	65	85	82	86

<sup>2</sup>Condição média de Número da Curva (“runoff”), considerando  $I_a=0,2$  S.

<sup>3</sup>Áreas cobertas com resíduos de culturas deverá ser utilizado para até 5% de cobertura durante o ano.

<sup>4</sup>Condições hidrológicas são baseadas em uma combinação de fatores que pode afetar a infiltração e o escoamento superficial, incluindo:

- a) densidade de áreas cultivadas por vegetais;
- b) período no qual a área está coberta ou vegetada durante o ano;
- c) quantidade de área gramada ou cultivada por leguminosas;
- d) percentual de resíduos de culturas anteriores sobre a superfície (boa > 20%), e
- e) grau de superfície compacta.

Pobre: fatores que dificultam a infiltração e colaboram com o aumento do escoamento superficial. Bom: fatores que colaboram com a infiltração, e, portanto, reduzem o escoamento superficial.

Uso do solo	Descrição do uso e ocupação do solo <sup>3</sup>	Condição Hidrológica <sup>4</sup>	Grupos Hidrológicos				
			A	B	C	D	
	C + CR	Pobre	69	78	83	87	
		Boa	64	74	81	85	
	Com curvas de nível & terraceado (C & T)	Pobre	66	74	80	82	
		Boa	62	71	78	81	
	C & T + CR	Pobre	65	73	79	81	
		Boa	61	70	77	80	
Pequenas plantações ou culturas	SR	Pobre	65	76	84	88	
		Boa	63	75	83	87	
	SR + CR	Pobre	64	75	83	86	
		Boa	60	72	80	84	
	C	Pobre	63	74	82	85	
		Boa	61	73	81	84	
	C + CR	Pobre	62	73	81	84	
		Boa	60	72	80	83	
	C & T	Pobre	61	72	79	82	
		Boa	59	70	78	81	
	C & T + CR	Pobre	60	71	78	81	
		Boa	58	69	77	80	
	Plantações de legumes ou cultivados ou Culturas ou pastos rotativos	SR	Pobre	66	77	85	89
			Boa	58	72	81	85
C		Pobre	64	75	83	85	
		Boa	55	69	78	83	
C & T		Pobre	63	73	80	83	
		Boa	51	67	78	80	
Pastagens, cultura permanente ou forragem para formação de pastagens <sup>5</sup>	--	Pobre	68	79	86	89	
	--	Média	49	69	79	84	
	--	Boa	39	61	74	80	
Campos permanente	--	Boa	30	58	71	78	
Parques e Jardins <sup>6</sup>	--	Pobre	48	67	77	83	
	--	Média	35	56	70	77	
	--	Boa	30 <sup>7</sup>	48	65	73	
	--	Pobre	57	73	82	86	
	--	Média	43	65	76	82	

<sup>5</sup>Pobre: < 50% cobertura ou pastagem densa. Média: 50-75% coberto, sem pastagem densa; boa > 75% de cobertura e pastagem rara ou ocasional.

<sup>6</sup>Pobre: < 50% cobertura; Média: 50-75% cobertura; Boa > 75% de cobertura.

<sup>7</sup>O valor mínimo de CN deve ser igual a 30, ainda que o valor obtido seja inferior.

Uso do solo	Descrição do uso e ocupação do solo <sup>3</sup>	Condição Hidrológica <sup>4</sup>	Grupos Hidrológicos			
			A	B	C	D
Combinação de áreas com pastagens e áreas florestadas ou reflorestadas <sup>8</sup>	--	Boa	32	58	72	79
Áreas Florestadas <sup>9</sup>	--	Pobre	45	66	77	83
	--	Média	36	60	73	79
	--	Boa	30	55	70	77
Chácaras, construções rurais e estradas de terra	--	--	59	74	82	86
Vias	Não pavimentada	--	72	82	87	89
	Cascalho	--	76	85	89	91

Fonte: Adaptado de USDA (2004)

Quadro 19 - Curve Number para áreas urbanas<sup>10</sup>

Uso do solo	Área impermeável (%) <sup>11</sup>	Grupo Hidrológico			
		A	B	C	D
Área urbana totalmente desenvolvida (vegetação estabilizada)		--	--	--	--
Espaços livres (parques, cemitérios, etc.) <sup>12</sup>		--	--	--	--
Condições ruins (cobertura vegetal < 50%)		68	79	86	89
Condições médias (cobertura vegetal 50-75%)		49	69	79	84
Condições boas (cobertura vegetal > 75%)		39	61	74	80
Áreas impermeáveis		--	--	--	--
Estacionamentos pavimentados, telhados e ruas		98	98	98	98
Ruas e rodovias		--	--	--	--
Pavimentadas, com sistema de drenagem		98	98	98	98
Pavimentadas, sem sistema de drenagem		83	89	92	93
Cascalho		76	85	89	91
Não pavimentada		72	82	87	89
Áreas urbanas não ocupadas		--	--	--	--

<sup>8</sup>CN determinado neste caso considera 50% da área coberta com árvores ou vegetação densa, e os outros 50% de área com pastagem. Outras combinações podem ser obtidas calculando-se CN de áreas florestadas em composição com o CN de áreas de pastagens.

<sup>9</sup>Pobre: pequenas florestas, árvores de pequeno porte, e áreas arbustivas destruídas por pastagens ou queimadas regularizadas. Média: as árvores estão menos densas, mas não houve queima, e há uma cobertura razoável de área florestada. Boa: as árvores estão protegidas e as demais áreas cobertas.

<sup>10</sup>Condição de escoamento superficial média, e  $la = 0,2S$ .

<sup>11</sup>O percentual de área impermeável considerado foi utilizado na composição do CN. Outros aspectos adotados: áreas impermeáveis estão conectadas diretamente ao sistema de drenagem, áreas impermeáveis tem CN igual a 98, e áreas permeáveis são consideradas como espaços abertos e com boas condições de drenagem.

<sup>12</sup>CN apresentado equivale ao de áreas gramadas ou com pastagem. Um CN composto pode ser utilizada para outras combinações de áreas abertas.

Uso do solo	Área impermeável (%) <sup>11</sup>	Grupo Hidrológico			
		A	B	C	D
Áreas permeáveis (natural) <sup>13</sup>		63	77	85	88
Áreas impermeáveis (artificial)		96	96	96	96
Distritos urbanos: Comercial	85	89	92	94	95
Distritos urbanos: Industrial	72	81	88	91	93
Residencial: Tipo 1 (aprox. 500 m <sup>2</sup> )	65	77	85	90	92
Residencial: Tipo 2 (aprox. 1000 m <sup>2</sup> )	38	61	75	83	87
Residencial: Tipo 3 (aprox. 1350 m <sup>2</sup> )	30	57	72	81	86
Residencial: Tipo 4 (aprox. 2000 m <sup>2</sup> )	25	54	70	80	85
Residencial: Tipo 5 (aprox. 4050 m <sup>2</sup> )	20	51	68	79	84
Residencial: Tipo 6 (aprox. 8100 m <sup>2</sup> )	12	46	65	77	82
Áreas urbanas em desenvolvimento (permeável, sem vegetação)		77	86	91	94

Fonte: Adaptado de USDA (2004)

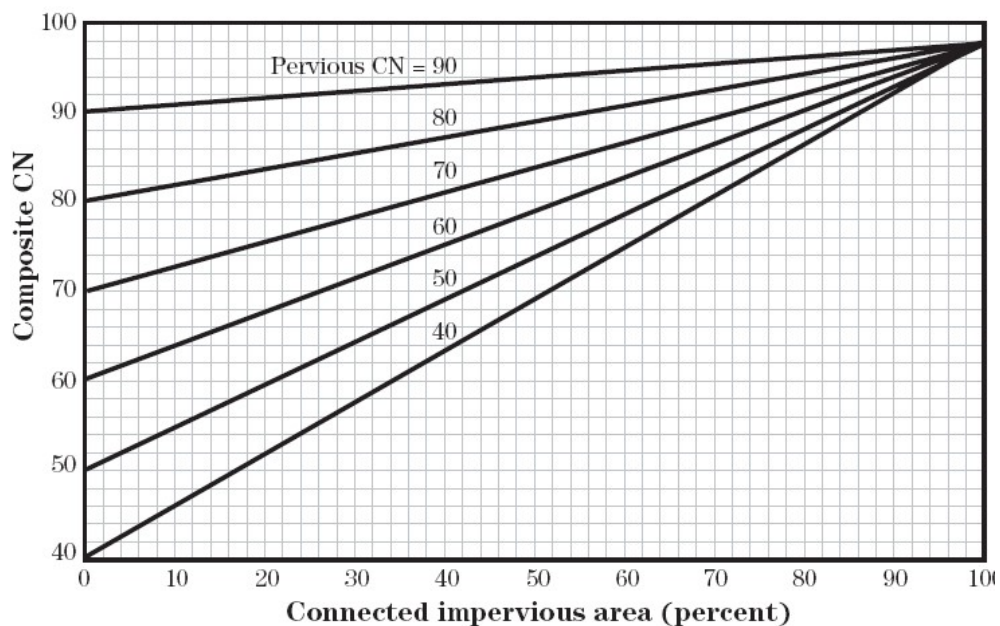


Figura 23 - CN composto para áreas impermeáveis conectadas

Fonte: 210-VI-NEH (2004)

<sup>13</sup>CN composto para áreas naturalmente desocupadas devem ser consideradas utilizando as figuras abaixo, fundamentadas na área impermeável (CN = 98) e na área permeável (CN variável). Para as áreas permeáveis adota-se como equivalente condições hidrológicas ruins.

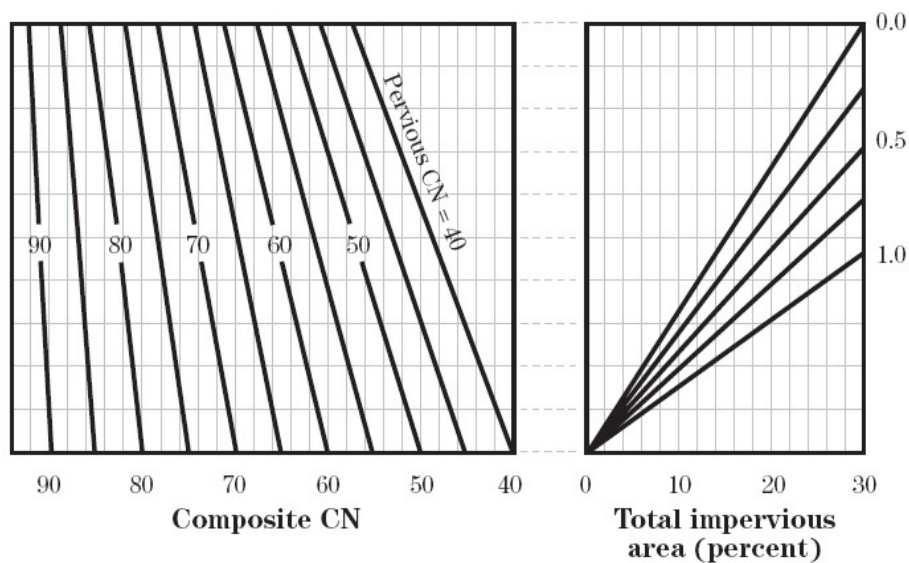


Figura 24 - CN composto para áreas impermeáveis isoladas e inferior a 30%

Fonte: 210-VI-NEH, July 2004

## 2.6.6 USO E OCUPAÇÃO DO SOLO

Com o objetivo de estimarem-se os “números de deflúvio” mais próximos à realidade das bacias hidrográficas, é de costume adquirir uma imagem de satélite do local do empreendimento.

De posse uma base cartográfica das Bacias Hidrográficas em questão, é possível efetuar sua superposição com a imagem de satélite adquirida. Este passo é decisivo para a análise do uso e ocupação do solo em cada sub-bacia traçada.

As bacias hidrográficas podem ser divididas em sub-bacias para se estimar de forma mais precisa os parâmetros de uso e ocupação do solo da cada região. A divisão das bacias hidrográficas deve priorizar os obstáculos naturais ou não nos cursos d'água, os divisores d'água, quando possível, as diferentes faixas de uso e ocupação do solo e, por fim, os possíveis pontos de passagens (estreitamentos) e eventuais locais para construção de reservatórios de contenção.

### 2.6.6.1 PREVISÃO DE OCUPAÇÃO

Uma importante característica de um bom planejamento urbanístico é a sua capacidade de estimar cenários futuros para uma determinada região. Tais cenários poderão influenciar as decisões a serem tomadas no dimensionamento das estruturas de macro e micro drenagem.

Neste sentido, feito um cuidadoso estudo das áreas de possível crescimento populacional e consequente aumento da impermeabilização do solo, é possível estabelecer números de deflúvio para os cenários atual e futuro.

## 2.6.7 TEMPO DE CONCENTRAÇÃO DE UMA BACIA HIDROGRÁFICA

Segundo o U.S. Bureau of Reclamation o tempo de concentração de uma bacia hidrográfica é o tempo mínimo necessário para que toda a área da bacia contribua para o escoamento superficial na seção final de saída da mesma.

Há diversas maneiras e fórmulas para se estimar o tempo de concentração de uma Bacia Hidrográfica. Os fatores que influenciam no tempo de concentração da bacia são:

- Forma da bacia;
- Declividade média da bacia;
- Tipo e taxa da cobertura vegetal;
- Comprimento e declividade do curso principal e de seus afluentes;
- Distância horizontal entre o ponto mais afastado da bacia e sua saída;
- Condições do solo em que a bacia se encontra no início da precipitação.

Neste trabalho, seguindo a Instrução DPO nº 2 de 30/07/2007, do DAEE, optou-se pelo cálculo dos tempos de concentração das bacias de contribuição pelo mínimo valor entre a SCS Lag adaptada e a California Culvert Practice (Equação 29) de 1942. Desta forma, se garante que o valor seja sempre inferior ao estipulado na Instrução.

$$t_c = 57 \cdot \left( \frac{L^2}{S_{eq}} \right)^{0,385}$$

Equação 29 – Fórmula do Califórnia Culverts Practice adaptada para pequenas bacias

Em que:

L : comprimento do talvegue principal (km);

$S_{eq}$  : declividade equivalente (m/km);

$t_c$  : tempo de concentração da bacia (min).

### • PROPAGAÇÃO DE CHEIAS EM CANAIS

- Canais com características geométricas desconhecidas

Nos canais em que não se tinha conhecimento das respectivas características geométricas, será utilizado o método da propagação pela onda simplificada de cheia.

Neste método, o hidrograma de entrada será amortecido de maneira análoga a um reservatório linear simples. Assim, o atraso no pico do hidrograma é igual à diferença entre os tempos de concentração das seções a montante e a jusante do canal. Uma redução no eixo vertical do hidrograma também ocorre uma vez que a conservação de massa é considerada no cálculo.

– Canais com características geométricas conhecidas

Nos canais em que a equipe de topografia completou o serviço de cadastro de perfis transversais, será utilizado o método de Muskingum-Cunge. Este método é apropriado para a maioria de rios e canais, mas não deve ser utilizado caso haja controle a jusante ou efeito de remanso a montante.

O método de Muskingum-Cunge é um método de propagação de cheias que se parece com os métodos hidrológicos, mas que contém informações físicas como um método hidráulico. Suas equações derivam da equação da difusão e se baseiam nas equações de difusão de onda que provém da equação do momento e da continuidade. Para compreender este método, é necessário primeiramente o contato com o modelo de Muskingum.

A equação da continuidade, apresentada em forma de diferenças finitas para um determinado volume de controle, é escrita da seguinte maneira (Equação 30):

$$I - O = \frac{\Delta S}{\Delta t}$$

Equação 30 – Equação da continuidade em forma de diferenças finitas

Em que:

I é a vazão de entrada do volume de controle; O é a vazão de saída do volume de controle.

Considerando a variação temporal simultânea de I e O, escolhe-se utilizar a média aritmética dos valores inicial e final durante o processo de iteração. Desta forma, reescreve-se a Equação 30 da maneira discretizada (Equação 31):

$$\frac{I_i + I_{i+1}}{2} - \frac{O_i + O_{i+1}}{2} = \frac{S_{i+1} - S_i}{\Delta t}$$

Equação 31 – Equação da continuidade discretizada

O método de Muskingum foi desenvolvido a partir de trabalhos desenvolvidos na bacia hidrográfica do rio Muskingum, nos Estados Unidos da América. Este método utiliza a equação da



continuidade e explora as relações entre o armazenamento (S) e as vazões de entrada (I) e saída (O). Dentro de um trecho de rio, o armazenamento em um dado tempo é dado pela Equação 32:

$$S = \frac{b[xI^{\frac{m}{n}} + (1-x)O^{\frac{m}{n}}]}{a^{\frac{m}{n}}}$$

Equação 32 – Armazenamento em um trecho de rio em um dado tempo

Com as definições de  $\frac{m}{n} = 1$  e  $\frac{b}{a} = K$ , próprias do método de Muskingum, obtém-se a

Equação 33:

$$S = K[xI + (1-x)O]$$

Equação 33 – Armazenamento em um trecho de rio em um dado tempo no método de *Muskingum*

Em que: K é denominada constante de tempo de trânsito, representa a média de tempo necessária para o deslocamento da onda do início ao fim do trecho e possui unidade de tempo. O fator de ponderação (x) varia de 0 a 0,5, sendo usual adotar 0,2 para correntes naturais.

Rearrajando os termos da Equação 31, tem-se a Equação 34:

$$I_i + I_{i+1} + \frac{2S_i}{\Delta t} - O_i = \frac{2S_{i+1}}{\Delta t} - O_{i+1}$$

Equação 34 – Equação da continuidade discretizada e rearranjada

Relacionando a Equação 33 e a Equação 34, tem-se a Equação 35:

$$I_i + I_{i+1} + \frac{2K}{\Delta t} [xI_i + (1-x)O_i] - O_i = \frac{2K}{\Delta t} [xI_{i+1} + (1-x)O_{i+1}] - O_{i+1}$$

Equação 35 – Equação da continuidade discretizada no método de Muskingum

Reescrevendo a Equação 35 para  $O_{i+1}$ , tem-se a Equação 36:

$$O_{i+1} = C_0 I_{i+1} + C_1 I_i + C_2 O_i$$

Equação 36 – Vazão de saída de um trecho no método Muskingum, discretizada

Em que:

$$C_0 = \frac{0,5\Delta t - Kx}{K(1-x) + 0,5\Delta t}$$

$$C_1 = \frac{0,5\Delta t + Kx}{K(1-x) + 0,5\Delta t}$$

$$C_2 = \frac{K(1-x) - 0,5\Delta t}{K(1-x) + 0,5\Delta t}$$

$$C_0 + C_1 + C_2 = 1$$

Por ser um método numérico de cálculo, muitas vezes Muskingum é aplicado com o auxílio de softwares computacionais. Desta forma, é interessante que se fixe a relação entre os parâmetros K, x e  $\Delta t$  para evitar que  $O_i$  seja negativo (Equação 37):

$$x \leq \frac{\Delta t}{2K} \leq (1 - x)$$

Equação 37 – Relação entre os parâmetros para evitar resultados negativos

A determinação do parâmetro K pode ser feita por meio do levantamento dos hidrogramas a montante e a jusante de um trecho durante um episódio de cheia.

Na ausência destes dados, um método gráfico simples é capaz de estimar o valor para K e x. Neste caso, traça-se o gráfico do volume acumulado contra a vazão ponderada, para diversos valores de x. O gráfico que mais se aproximar de uma linha reta é o que provê o melhor valor para o x. A partir da equação da reta que melhor se adapta aos dados, seu coeficiente angular é justamente o parâmetro K, cujo valor pode ser obtido da resolução da Equação 38:

$$K = \frac{0,5\Delta t[(I_i + I_{i+1}) - (O_i + O_{i+1})]}{x(I_{i+1} - I_i) + (1 - x)(O_{i+1} - O_i)}$$

Equação 38 – Determinação do parâmetro K

### Modelo Muskingum-Cunge

O escoamento em rios e canais pode amortecer o hidrograma por conta da variação da capacidade de armazenamento e do efeito de forças dinâmicas no escoamento. Cunge demonstrou que no modelo de Muskingum, não ocorre amortecimento dinâmico, pois se fundamenta na relação entre armazenamento e vazão, ou seja, pelo princípio do modelo onda cinemática.

A partir de equações clássicas de escoamento, o Cunge (1969) demonstrou que o modelo de Muskingum deforma o hidrograma propagado por conta apenas das variações de seção, desprezando os efeitos das forças de pressão e inércia.

Visando adequar o modelo de Muskingum à difusão real pela equação de difusão, Cunge obteve os seguintes parâmetros (Equação 39 e Equação 40):

$$x = 0,5 \left( 1 - \frac{Q_0}{B_0 S_0 c_0 \Delta x} \right)$$

Equação 39 – Determinação do parâmetro x, segundo Cunge

$$K = \frac{\Delta x}{c_0}$$

Equação 40 – Determinação do parâmetro K, segundo Cunge

Em que:

$B_0$  é a largura correspondente;

$S_0$  é a declividade de fundo;

E  $C_0$  pode ser calculado com a equação de Manning, considerando que  $R \cong y$  (Equação 41):

$$C_0 = \frac{1,67 S_0^{0,3} Q_0^{0,4}}{n^{0,6} B^{0,4}}$$

Equação 41 – Determinação do parâmetro  $C_0$

Desta forma, o modelo de Muskingum passa a ser determinado por características físicas do trecho e funcionar como um modelo de difusão.

### 2.6.7.1 ABORDAGEM UTILIZADA PARA RESOLUÇÃO

A técnica para se obter a solução, a cada intervalo de tempo, utiliza um esquema iterativo e aproximações pelo Método de Newton-Raphson, de acordo com a Equação 42:

$$r_k = r_{k-1} - \frac{f(r_k)}{f'(r_k)}$$

Equação 42 – Método de Newton-Raphson para resolução de uma equação não-linear

Em que:

$r_k$  : vazão na saída do canal no tempo  $i+1$ , na iteração  $k$ .

$r_{k-1}$  : vazão na saída do canal no tempo  $i+1$ , na iteração  $k-1$ .

$f(r_k)$  : função dependente da vazão  $r_{k-1}$

$f'(r_k)$  : derivada da função dependente da vazão  $r_{k-1}$

Uma solução  $r_k$  é alcançada quando a condição seguinte for satisfeita (Equação 43):

$$\left| \frac{f(r_k) - \Omega}{\Omega} \right| \leq \varepsilon$$

Equação 43 – Verificação do erro máximo admissível na resolução da equação do escoamento cinemático

Isto é, a solução iterativa é alcançada, quando a diferença entre o lado direito para o lado esquerdo da Equação 43 é inferior a um determinado erro  $\epsilon$ .

## 2.7 RESERVATÓRIOS PARA ATENUAÇÃO DE CHEIAS

As barragens para o represamento das águas em determinadas seções de um curso d'água podem cumprir objetivos de regularização das vazões.

Existem vários tipos de reservatórios para a finalidade de regularização de vazão e eles podem ser divididos em reservatórios on-line e off-line. Os on-line são aqueles que se encontram na linha principal do sistema e restituem os escoamentos de forma atenuada e retardada ao sistema de drenagem, de maneira continuada, normalmente por gravidade. A seguir são caracterizadas as várias formas de ocorrência destes reservatórios:

**Retenção:** reservatórios de superfície que sempre contém um volume substancial de água permanente para servir as finalidades recreacionais, paisagísticas, ou até para abastecimento de água ou outras funções. O nível d'água eleva-se temporariamente acima dos níveis normais durante ou imediatamente depois das cheias.

**Detenção:** áreas normalmente secas durante as estiagens, mas projetadas para reter águas superficiais apenas durante e após as cheias. O tempo de detenção relaciona-se apenas com os picos máximos de vazão requeridos à jusante e com os volumes armazenados.

**Sedimentação:** reservatórios que possuem a função principal de reter sólidos em suspensão ou absorver poluentes que são carregados pelos escoamentos superficiais, mas também é utilizada para o controle de cheias.

Já os off-line, conhecidos por "piscinões", retêm volumes de água que são desviados da rede de drenagem principal quando ocorre à cheia e os restituem para o sistema, geralmente por bombeamento, ou por válvulas controladoras, depois de obtido o alívio nos picos de vazão.

Em geral, quando a obra de reserva possui finalidade múltipla incluindo controle de qualidade da água, podem-se prever, em um mesmo ponto do sistema, os dois tipos de reservatórios, acoplando um reservatório off-line com a finalidade de reter os volumes iniciais do deflúvio, o qual contém normalmente a maior carga de poluentes, provenientes da lavagem de ruas e edificações.

A eficiência dos reservatórios para contenção de cheias pode ser observada pela diferença entre os picos de vazão de entrada e de saída, para enchentes excepcionais. De acordo com o dimensionamento da saída de fundo dos reservatórios para contenção de cheias, é possível se observar também algum amortecimento em picos de enchente mais comuns.

A localização exata dos reservatórios deve ser objeto de grande preocupação dadas as dificuldades locais existentes, as eventuais populações ribeirinhas, as condições do meio para subsidiar um empreendimento, em geral, de grande porte e elevado custo de construção e manutenção. Destaca-se também a importante missão de analisar um possível plano viário para que a alternativa locacional escolhida venha também atender uma possível interligação de vias nos perímetros urbanos.

### **2.7.1 AMORTECIMENTO DOS PICOS DE CHEIAS**

Com a determinação dos eixos das barragens dos reservatórios para contenção de cheias, faz-se o levantamento da curva “cota x volume” de cada reservatório. Este levantamento é necessário para a simulação do sistema em questão e consequente determinação de sua capacidade e eficiência de amortecimento.

De posse disto, estima-se a altura máxima de cada barragem, a cota da soleira e a largura dos vertedores. Estima-se também os comprimentos para as galerias de fundo, suas declividades e coeficientes de Manning.

Para uma simulação inicial através do “DrenÁgua2009”, por exemplo, faz-se necessário também a adoção de saídas de fundo padrão. Com o refinamento da modelagem e à medida que se obtém alguns resultados de simulação, é possível um melhor dimensionamento do arranjo final das saídas de fundo e dos reservatórios em geral. Semelhantemente, conforme alguns desenhos das estruturas são detalhados, procede-se o refinamento dos levantamentos e a correção das estimativas iniciais.

Com o objetivo de se diminuir ao máximo a vazão de pico a jusante do sistema modelado, diversas simulações e alternativas para as configurações das saídas de fundo devem ser estudadas.

A configuração adotada para os reservatórios teve de atender, no entanto, a alguns requisitos básicos, como:

- Segurança da barragem;
- Altura máxima da lâmina d'água sobre o vertedor;
- Eficiência na contenção das enchentes.
- Alguns outros requisitos podem ser fixados, como por exemplo:
- Garantir maior diminuição no pico de vazão para um determinado período de retorno;
- Permitir uma determinada lâmina d'água sobre o vertedor para certo período de retorno;
- Garantir segurança das barragens de terra para um período de retorno mais elevado (TR = 500, 1.000 ou 10.000 anos, por exemplo);
- Dimensionamento das galerias preferencialmente com células comerciais.

- Cálculo da vazão máxima de projeto para verificação da segurança de barramentos

Em primeira instância, cabe destacar alguns conceitos importantes que serão abordados no decorrer do presente estudo, como, por exemplo:

- Área de Drenagem: área de contribuição ou bacia hidrográfica em que os escoamentos superficiais e sub-superficiais convergem naturalmente para um único ponto de saída, dito exutório. O traçado da área de drenagem pode ser feito a partir dos pontos de cota mais alta, corando perpendicularmente as curvas de nível, e de forma que nenhum curso d'água seja cruzado desta linha imaginária.
- Talvegue: linha por em que correm as águas no fundo de um vale, definida pela intersecção de planos das vertentes.
- Duração da precipitação: período de tempo que ocorre uma precipitação, normalmente expressa em horas ou minutos.
- Intensidade da precipitação: relação entre a altura pluviométrica e a duração do evento, expressa em mm/hora ou mm/minuto.
- Vazão de Projeto: as vazões de enchente determinam a vazão máxima de projeto que pode ocorrer em um determinado período de retorno, sobre uma bacia hidrográfica.
- Período de retorno: é o período de tempo, expresso em anos, em que um evento hidrológico, como, por exemplo, uma cheia, é igualada ou excedida.

O estudo de vazões para o dimensionamento de dispositivos de controle de cheias e enchentes deve levar em consideração alguns aspectos importantes, como as metodologias técnicas de dimensionamento disponíveis e o atendimento aos requisitos normativos para regularização das estruturas conforme legislação vigente.

A elaboração dos projetos de macrodrenagem depende de alguns dados preliminares, como, por exemplo, a estimativa do escoamento superficial direto e o cálculo da vazão máxima de projeto, como será visto ao longo deste capítulo.

Neste sentido, o manual do FCHT Diretrizes Básicas para projetos de Drenagem Urbana para o município de São Paulo, destaca que:

*“o volume do escoamento superficial direto é primordialmente determinado pela quantidade de água precipitada, características de infiltração do solo, chuva antecedente, tipo de cobertura vegetal, superfície impermeável e retenção superficial. Já o tempo de trânsito das águas (que determina os parâmetros de tempo do hidrograma do escoamento superficial direto) é função da declividade, rugosidade superficial do leito, comprimento de percurso e profundidade d'água do canal. Portanto, os efeitos da urbanização na resposta hidrológica das bacias de drenagem*

*devem ser analisados sob a ótica tanto do volume do escoamento superficial direto, quanto do tempo de trânsito das águas.”*

As metodologias de cálculo da vazão máxima de projeto, e demais aspectos relacionados aos procedimentos adotados, para elaboração deste projeto serão apresentadas sucintamente a seguir.

No que se refere aos aspectos de regularização da implantação das estruturas, tem-se que a vazão de projeto deverá ser calculada considerando todos os requisitos normativos e legais estabelecidos por órgãos reguladores, como, por exemplo, o Departamento de Águas e Energia Elétrica (DAEE) e a Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental (CETESB).

No caso do DAEE, em 30 de Julho de 2007, foi publicado manual contendo Instruções Técnicas DPO para os seguintes estudos e projetos referente à apresentação de projetos para obtenção de outorgas:

IT DPO nº. 01 – requerimentos, documentação técnica associada e seus instantes de apresentação ao DAEE.

IT DPO nº. 02 – critérios para elaboração de estudos hidrológicos e hidráulicos.

IT DPO nº. 03 – conteúdo mínimo de estudos técnicos para implantação de obras hidráulicas.

IT DPO nº. 04 – conteúdo mínimo de estudos técnicos para regularização de obras hidráulicas existentes.

Nessas ITs destaca-se que:

Na elaboração de estudos hidrológicos para a determinação da vazão máxima de projeto, a metodologia convencional para bacias de até 2 km<sup>2</sup> de área de drenagem é o Racional.

O período de retorno deverá ser no mínimo de 25 anos para Zona Rural e 100 anos para Zona Urbana ou de expansão urbana, para cálculo de vazões máximas. No caso de projetos de canalizações ou travessias de maior porte, independentemente de sua localização o período de retorno será de 100 anos, no mínimo. No caso de barramentos convencionaram-se como período de retorno mínimo os seguintes valores (Quadro 20):

Quadro 20 - Tempo de Retorno (anos) - Barramentos

Maior altura do barramento H (m)	Região de influência a jusante	
	Sem risco para habitações ou pessoas	Com risco para habitações ou pessoas
$H \leq 5$	100	5000
$5 < H \leq 10$	500	1.000
$H > 10$	1.000	10.000

Fonte: DAEE (2007)

Para o cálculo do escoamento superficial direto, tem-se que os coeficientes e parâmetros devem ser avaliados para as condições atuais da bacia de contribuição, devendo os mesmos ser corrigidos para uma condição futura, de acordo com projeções de evolução do uso e ocupação dos solos da bacia, respeitando-se os mínimos de 0,25 para Coeficiente de Escoamento Superficial Direto; e 60 para Curve Number.

Sobre o tempo de concentração convencionou-se que o máximo permitido deverá respeitar o resultado obtido a partir do Tempo de concentração de Califórnia Culverts Practice.

Para determinação da intensidade de chuvas de projeto é necessário utilizar as equações de intensidade, duração e frequência consolidadas ou aceitas pelo DAEE.

Na regularização de obras existentes também foram estabelecidos critérios mínimos para análise dos estudos, como pode ser observado na IT DPO nº. 02/2007.

Conforme IT DPO nº. 03/2007, os estudos hidrológicos para implantação de obras hidráulicas devem conter os seguintes itens mínimos:

Estudos Hidrológicos desenvolvidos por métodos indiretos:

Valor da área da bacia de contribuição limitada pela seção da obra ou interferência;

Metodologia empregada: discriminação e justificativa;

Perfil do talvegue desde o divisor de águas até a seção de projeto: tabela e gráfico;

Determinação da declividade média ou equivalente do talvegue;

Determinação do tempo de concentração ( $t_c$ ) relativo à bacia de contribuição;

Definição do coeficiente de escoamento superficial ( $C$ ,  $C_2$ ) e do número de curva (CN);

Período de retorno (TR), definido em função do porte da obra;

Cálculo da intensidade da chuva de projeto ( $i_{t,T}$ );

Determinação da vazão de enchente de projeto, do respectivo hidrograma e de seu volume;

Desenho: Planta planialtimétrica da bacia de contribuição, obtida a partir das folhas do IBGE (1:50.000), com hidrografia e limites da área de drenagem.

Estudos Hidrológicos desenvolvidos por métodos estatísticos diretos:

Informações sobre o posto fluviométrico: entidade operadora, identificação, coordenadas, área de drenagem controlada, período de observação;



Apresentação do valor da área da bacia de contribuição limitada pela seção da obra ou interferência;

Apresentação da metodologia empregada: discriminação e justificativa;

Série histórica de vazões máximas;

Análise de consistência e homogeneidade da série histórica de dados fluviométricos;

Curva de probabilidade de ocorrência de vazões máximas;

Correlação entre a bacia definida pelo posto fluviométrico analisado e a bacia de contribuição limitada pela seção de projeto;

Período de retorno (TR) – definido em função do tipo de obra;

Determinação da vazão de enchente de projeto, do respectivo hidrograma e de seu volume;

Desenhos: planta planialtimétrica da bacia de contribuição, obtida a partir das folhas do IBGE (1:50.000), com hidrografia e limites da área de drenagem; e planta de localização do posto fluviométrico escolhido, com a hidrografia, sede municipal e rodovias de acesso.

Os limitantes para os projetos hidráulicos de implantação de estruturas e também para estruturas já construídas serão apresentados em momento oportuno, quando da definição dos dispositivos que poderão ser construídos, implantados ou que precisem ser regularizados por tratar-se de estrutura pronta, no controle da vazão excedente das bacias em estudo.

Tendo em vista o exposto acima, observa-se que os métodos de cálculo de chuvas excedentes ou chuvas máximas de projeto podem conter limitantes, principalmente quanto ao tempo de retorno para o qual os métodos disponíveis foram sistematizados.

Desta forma, apresentam-se a seguir algumas informações sobre os métodos, e a possibilidade de extrapolação dos resultados obtidos de forma a obter-se os resultados em conformidade com os padrões mínimos estabelecidos de período de retorno, dentre outros.

#### **2.7.1.1 CÁLCULO DE VAZÃO MÁXIMA DE PROJETO OU CATASTRÓFICA**

A vazão máxima de um rio é entendida como sendo o valor associado a um risco de ser igualado ou ultrapassado. O hidrograma de projeto ou hidrograma tipo é uma sequência temporal de vazões relacionadas a um risco de ocorrência. Esta sequência se caracteriza pelo seu volume, distribuição temporal e valor máximo (pico do hidrograma).

A vazão máxima é utilizada na previsão de enchentes e no projeto de obras hidráulicas tais como condutos, canais, bueiros, entre outras; já o hidrograma de projeto é necessário quando o

volume, a distribuição temporal e o pico são importantes no funcionamento da obra hidráulica, como no caso de reservatórios.

Diversas são as metodologias de cálculo para o estudo de vazões de enchentes, sendo que de acordo com DAEE (2006), Guia Prático para Projetos de Pequenas Obras Hidráulicas, o uso das mesmas deve levar em consideração os dados disponíveis para seu desenvolvimento, conforme apresentado na Figura 25.

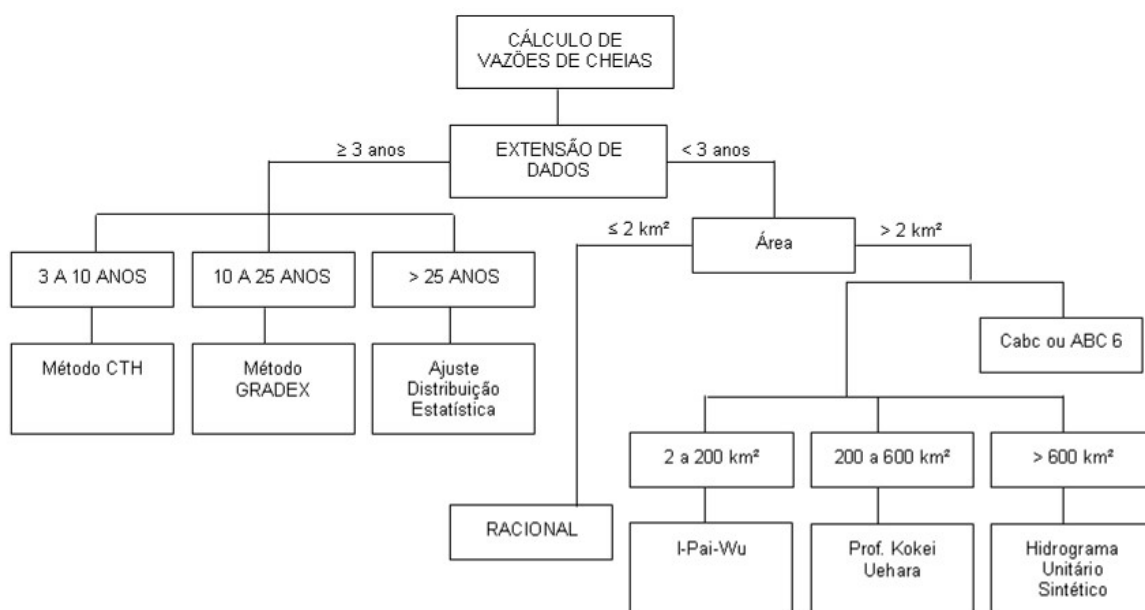


Figura 25 - Diagrama de Metodologias adotadas para a estimativa de vazões máximas

Fonte: DAEE (2006)

Dentre os processos indiretos para obtenção de dados para o planejamento urbano no caso de enchentes e cheias podem-se ser realizados conforme modelos de chuva-Número da Curva, podendo ser elaborados com simulações discretas ou contínuas, conforme abaixo especificado.

No caso das simulações discretas é feita uma análise estatística de dados históricos sobre os picos e volumes de cheias, selecionando-se os eventos extremos. Neste tipo de simulação são gerados hietogramas com base nas equações do tipo IDF. A partir destes dados são gerados hidrogramas dos eventos críticos e assume-se que a vazão excedente apresenta a mesma recorrência estatística da chuva que a gerou.

DAEE (2006), no entanto, não estabelece metodologia para a distribuição do hietograma.

As simulações contínuas são aplicáveis no dimensionamento de bacias de retenção e outras soluções não convencionais, sendo necessária a obtenção de dados históricos contínuos.

No caso de simulações sem dados históricos contínuos, Canholi (2005) recomenda o uso de modelos pseudocontínuos, em que são elaborados hietogramas para eventos extremos, e por meio de modelos discretos, obtêm-se os hidrogramas correspondentes. Também são selecionados os picos máximos anuais ou os volumes máximos dos Números da Curva e realizam-se análises estatísticas de vazão x frequência ou volume x frequência.

O método de cálculo tanto de vazões de pico quanto de vazões excedentes deverá ser definido com base nas informações disponíveis sobre a bacia hidrográfica em questão, e assim sendo, o Tempo de Retorno adotado poderá não ser correspondente ao previsto nas normatizações para outorga e licenciamento da estrutura. Desta forma, os técnicos projetistas podem se valer de métodos de extrapolação que permitam a obtenção de resultados de vazão com o período de retorno adequado a partir da vazão calculada pelo método selecionado anteriormente.

### 2.7.1.2 EXTRAPOLAÇÃO DE VAZÃO

Dada a impossibilidade de se utilizar a IDF do DAEE (Martinez e Magni, 1999) para período de retorno superior a 200 anos, limite máximo de uso do método de cálculo de vazão, a determinação da vazão para 500, 1.000 ou 10.000 anos, será realizada pela extrapolação apresentada pela Equação 44 ou pelo estudo da série histórica de postos fluviométricos existentes.

$$IDF(t, TR) = \begin{cases} IDF(t, TR) & \text{se } TR \leq TR_{\text{máximo da equação}} \\ IDF(t, TR_{\text{máximo da equação}}) \cdot \frac{\ln(TR)}{\ln(TR_{\text{máximo da equação}})} & \text{se } TR > TR_{\text{máximo da equação}} \end{cases}$$

Equação 44 – Método de extrapolação da equação IDF para Tempo de Recorrência superiores ao admitido pela equação

### 2.7.1.3 ALGORITMO PARA OBTENÇÃO DE VAZÃO REGULARIZADA

De acordo com os dados de entrada de cada reservatório, para obtenção da vazão regularizada pode-se utilizar de um volume inicial ( $V_0 = 0 \text{ m}^3$  ou  $V_0 > 0 \text{ m}^3$ ). O balanço entre as vazões afluentes (hidrograma de entrada) e efluentes (saída de fundo e/ou vertedor) do reservatório determinam seu volume armazenado, que, através da sua curva cota x volume, determina a altura da lâmina d'água no mesmo, que, por sua vez, determina as vazões efluentes. Eis o algoritmo:

(1º) acrescentar o volume afluente (hidrograma de entrada) do intervalo atual ao volume total do reservatório no intervalo anterior;

- (2º) verificar a altura da lâmina d'água atingida;
- (3º) calcular vazões efluentes;
- (4º) retirar volume efluente calculado do volume total do reservatório;
- (5º) retornar ao primeiro passo até que se atinja o último intervalo do hidrograma de entrada do reservatório.

É certo que a sequência descrita descreve de forma muito simples um processo dinâmico de um reservatório, mas demonstrou-se bastante eficiente e fiel à realidade. No modelo computacional há, no entanto, duas técnicas utilizadas para melhoramento do algoritmo descrito: subdivisão dos intervalos de tempo e altura média da lâmina d'água e prioridade para utilização da saída de fundo.

## 2.8 SOLO EM SÃO JOSÉ DOS CAMPOS E GRUPO HIDROLÓGICO (NRCS)

O método do NRCS distingue os valores de CN conforme o grupo hidrológico do solo (A, B, C, D). Para que se chegasse à classificação do solo por grupos hidrológicos, os solos da bacia hidrográfica em estudo foram analisados e classificados com base no mapa Pedológico do Estado de São Paulo em escala 1:500.000 (Oliveira et al., 1999).

Para cada uso de solo foram determinados o tipo de solo e o respectivo grupo hidrológico, conforme cenários propostos. Para determinação do tipo de solo por ocupação foram sobrepostos em ambiente SIG: o mapa Pedológico do Estado de São Paulo e a base gráfica com a bacia hidrográfica do Rio Paraíba do Sul na região do município de São José dos Campos.

Os tipos de solo encontrados na área de estudo foram os apresentados no Quadro 21.

Quadro 21 – Pedologia da área de estudo

Pedologia	Descrição
CX19	Cambissolos Háplicos distróficos textura argilosa e média relevo montanhoso escarpado + Latossolos Vermelhos-Amarelos distróficos textura argilosa relevo montanhoso ambos A moderado + Afloramentos de Rochas.
GM	Gleissolos Melânicos distróficos Tb text. argilosa + Neossolos Flúvicos Tb text. media + Organossolos Distróficos todos rel. de várzea.
LVA1	Latossolos Vermelhos-Amarelos distróficos A moderado textura argilosa relevo forte ondulado.
LVA10	Latossolos Vermelhos-Amarelos distróficos A moderado e A proeminente textura argilosa relevo forte ondulado.

Pedologia	Descrição
LVA23	Latossolos Vermelhos-Amarelos distróficos relevo montanhoso e forte ondulado + Cambissolos Háplicos Tb distróficos relevo montanhoso ambos A moderado textura argilosa.
LVA32	Latossolos Vermelhos-Amarelos distróficos + Latossolos Vermelhos distróficos ambos A moderado textura argilosa relevo montanhoso e forte ondulado.
LVA40	Latossolos Vermelhos-Amarelos distróficos relevo suave ondulado e plano + Argissolos Vermelhos-Amarelos distróficos latossólicos relevo suave ondulado ambos A moderado textura argilosa.
PVA55	Argissolos Vermelhos-Amarelos distróficos textura argilosa e média/argilosa fase não rochosa e rochosa relevo forte ondulado + Latossolos Vermelhos-Amarelos distróficos textura argilosa relevo forte ondulado e montanhoso ambos A moderado.
PVA65	Argissolos Vermelhos-Amarelos distróficos textura média/argilosa relevo forte ondulado e ondulado + Argissolos Vermelhos-Amarelos distróficos latossólicos textura argilosa relevo ondulado ambos A moderado.
PVA66	Argissolos Vermelhos-Amarelos distróficos + Argissolos Vermelhos eutróficos ambos A moderado textura média/argilosa relevo forte ondulado e montanhoso.

Após o estudo pedológico os solos foram classificados quanto ao grupo de hidrológico, conforme Sartori (2004).

Como se pode observar no Quadro 21, existem solos que pertencem a dois grupos hidrológicos distintos. Para os locais que apresentem esse solo foi realizada uma ponderação considerando sempre que o primeiro solo da composição é o que aparece com a maior proporção e os demais aparecem de forma decrescente.

Tal ponderação não encontra embasamento na literatura acadêmica, mas tem sido, no entanto, amplamente utilizada por vários consultores da área de hidrologia e drenagem urbana. No caso dos solos com dois grupos hidrológicos, a composição foi calculada por:  $GH_{composição} = \left(\frac{2}{3}\right) GH_1 + \left(\frac{1}{3}\right) GH_2$ , e no caso de três grupos,  $GH_{composição} = \left(\frac{1}{2}\right) GH_1 + \left(\frac{1}{4}\right) GH_2 + \left(\frac{1}{4}\right) GH_3$ .

Os grupos hidrológicos dos solos da área de estudo são mostrados no Quadro 22:

Quadro 22 – Grupos hidrológicos dos solos da área de estudo

Pedologia	GH individual	GH da composição de solos
CX19	C	$\left(\frac{1}{2}\right) C + \left(\frac{1}{4}\right) A + \left(\frac{1}{4}\right) D$
	A	
	D	
GM	D	$\left(\frac{1}{2}\right) D + \left(\frac{1}{4}\right) C + \left(\frac{1}{4}\right) D$
	C	

Pedologia	GH individual	GH da composição de solos
	D	
LVA1	A	A
LVA10	A	$\left(\frac{2}{3}\right)A + \left(\frac{1}{3}\right)B$
	B	
LVA23	A	$\left(\frac{2}{3}\right)A + \left(\frac{1}{3}\right)C$
	C	
LVA32	A	A
LVA40	A	$\left(\frac{2}{3}\right)A + \left(\frac{1}{3}\right)C$
	C	
PVA55	C	$\left(\frac{2}{3}\right)C + \left(\frac{1}{3}\right)A$
	A	
PVA65	C	C
PVA66	C	C

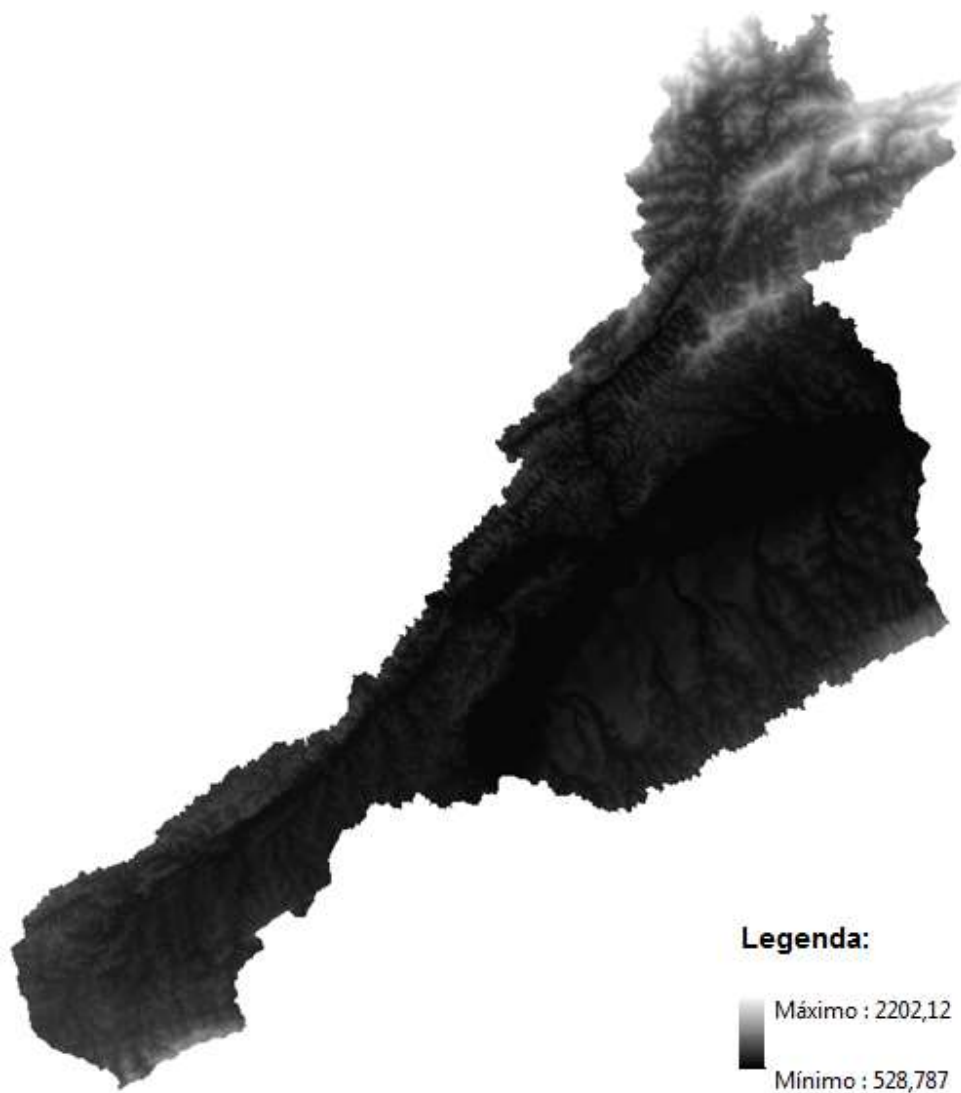
## 2.9 CURVE NUMBER MÉDIO EM SÃO JOSÉ DOS CAMPOS (NRCS)

Ao decorrer do projeto foram gerados diversos pontos importantes e/ou críticos para a macrodrenagem urbana municipal, determinados por áreas alagáveis, erosões em canais, travessias/bueiros, reservatórios existentes e projetados futuros.

Com o cruzamento do uso do solo de Julho de 2014 e o uso do solo futuro, baseado do Plano Diretor Municipal vigente, foi possível identificar os “curve number” de cada ponto do modelo hidrológico.

## 2.10 MODELO DIGITAL DO TERRENO PARA MODELAGEM HIDROLÓGICA DISTRIBUÍDA

Em ambiente SIG, gerou-se um Modelo Digital do Terreno utilizando-se as curvas de nível, pontos cotados e a hidrografia da base gráfica do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE (Figura 26).



## 2.11 HIETOGRAMA DE PROJETO

### 2.11.1 DADOS PLUVIOGRÁFICOS

O estudo hidrológico contemplou o posto pluviográfico E2-001 de Caçapava.

Este posto está localizado sob as coordenadas: latitude 23°08'00" e longitude 45°45'00".

## 2.11.2 METODOLOGIA DE CÁLCULO

A partir dos dados obtidos, e com a devida correção da unidade da altura precipitada total, foram calculados dois índices de criticidade por evento que juntos foram utilizados para escolha dos eventos mais críticos das séries: intensidade total do evento chuvoso (Equação 45) e sua normalização (Equação 46), e a intensidade total do intervalo de maior intensidade de precipitação (Equação 47) e sua normalização (Equação 48).

$$Int.média_i = \frac{altura\ precipitada_i}{duração\ total_i}$$

Equação 45 – Cálculo do índice de intensidade total do evento chuvoso

$$Int.médianormalizada_i = \frac{Int.média_i}{máx(Int.média_j, de\ j = 1\ até\ n)}$$

Equação 46 – Cálculo da normalização do índice de intensidade total do evento chuvoso

$$Int.período_q = máx(Int.10min_i, Int.20min_i, Int.30min_i, \dots, Int.1440min_i)$$

Equação 47 – Cálculo do índice de intensidade total do intervalo de maior intensidade de precipitação

$$Int.períodonormalizada_i = \frac{Int.período_q}{máx(Int.período_j, de\ j = 1\ até\ n)}$$

Equação 48 – Cálculo da normalização do índice de intensidade total do intervalo de maior intensidade de precipitação

Estes dois índices foram somados (Equação 49) e novamente normalizados (Equação 50).

$$Int.final_i = Int.médianormalizada_i + Int.períodonormalizada_i$$

Equação 49 – Soma dos índices normalizados

$$Int.finalnormalizada_i = máx(Int.final_j, de\ j = 1\ até\ n)$$

Equação 50 – Normalização da soma anterior

Foram calculadas as precipitações acumuladas dos eventos chuvosos por período, bem como os percentuais das durações dos eventos chuvosos entre 0% e 100%, em intervalos de 5%. Na sequência foi obtido, para cada percentual de duração dos eventos chuvosos, o percentual de ocorrência da altura da precipitação acumulada total.

A partir destas informações foram obtidas as seguintes distribuições temporárias:

- Média simples de todas as distribuições temporais dos eventos chuvosos da série;



- Média ponderada das distribuições temporais dos eventos chuvosos da série considerando como fator de ponderação a precipitação total de cada evento (simplificadamente chamado neste relatório de “por massa” precipitada).

Além disso, da série foram escolhidos os 15 eventos chuvosos considerados mais críticos conforme o índice final de intensidades explicitado acima. Desta série de 15 eventos foram então calculadas as distribuições temporais de chuva:

- Média simples das distribuições temporais dos eventos chuvosos dos 15 mais críticos eventos da série;
- Média ponderada das distribuições temporais dos 15 eventos chuvosos mais críticos da série considerando como fator de ponderação a precipitação total de cada evento.

Dentre os resultados obtidos do estudo dos eventos chuvosos, cabe destacar sua classificação que cada distribuição poderá receber:

- Eventos do 1º Quartil: Se ocorreu mais de 50% da altura total do evento chuvoso até os primeiros 25% de sua duração;
- Eventos do 2º Quartil: Se ocorreu mais de 50% da altura total do evento chuvoso entre 25% e 50% de sua duração total;
- Eventos do 3º Quartil: Se ocorreu mais de 50% da altura total do evento chuvoso entre 50% e 75% de sua duração total;
- Eventos do 4º Quartil: Se ocorreu mais de 50% da altura total do evento chuvoso somente após os 75% de sua duração total;

Além disso, para o posto supracitado foram realizados dois tipos de estudo da distribuição temporal de chuvas:

- Tipo 1: Considerando-se a metodologia apresentada;
- Tipo 2: Considerando em 360 minutos os eventos que ultrapassam esta duração.

Para o estudo “Tipo 2”, a equipe escolheu do conjunto completo de eventos chuvosos apenas aqueles que tivessem duração igual ou superior a 360 minutos.

Esta duração (360 min) foi escolhida com base na experiência da equipe no que se refere a chuva mais crítica para cidades de porte similar no interior paulista.

Assim, para os estudos do “Tipo 2”, a equipe filtrou os eventos de entrada para aqueles que apresentaram duração igual ou superior a 360 min e trancou (recortou) os eventos com duração superior à 360 min à altura precipitada acumulada em 360 min.

Os resultados obtidos em estão apresentados a seguir.

### 2.11.2.1 ESTUDO TIPO 1

A distribuição de chuva observada para a distribuição média dos eventos e para a distribuição média dos eventos “por massa” pode ser observada na Figura 27.

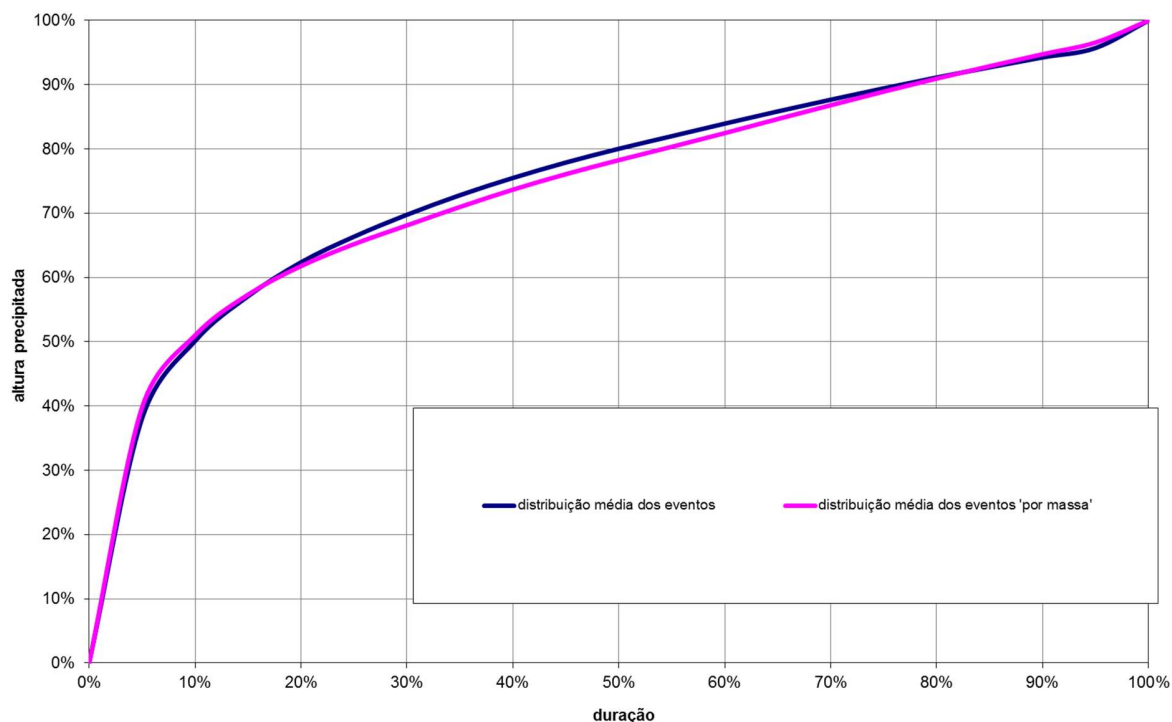


Figura 27 - Distribuição de chuva - resultados intermediários

A Tabela 4 apresenta os resultados obtidos desta classificação por quartil:

Tabela 4 – Resultados do Estudo da Série Histórica

Quartil	Número de eventos	Ocorrência	Altura média prec. (mm)
1	255	77,7%	33,8
2	66	20,1%	38,4
3	5	1,5%	11,3
4	2	0,6%	0,1
Total	328	100%	30,4

Os 15 eventos mais críticos são mostrados na Tabela 6

Tabela 5 – Eventos mais críticos - Estudo tipo 1

Data e hora de início	Número	15	DC	P
		críticos	min	mm
12/12/1981 15:00	1	100,0%	250	8,10
15/11/1979 14:30	2	77,4%	3.280	55,30
01/02/1976 17:20	3	77,3%	40	8,50
21/04/1973 14:00	4	73,8%	2.665	78,40
18/10/1978 15:00	5	67,2%	90	13,40
25/03/1978 00:10	6	67,0%	1.690	47,70
29/01/1981 16:20	7	65,5%	40	14,50
24/01/1977 15:10	8	64,8%	970	106,20
23/04/1978 17:50	9	62,7%	50	19,10
27/03/1977 16:50	10	62,6%	815	23,00
27/01/1981 16:10	11	58,4%	1.970	42,00
10/02/1981 16:10	12	57,8%	470	50,20
30/11/1972 14:05	13	54,3%	1.310	39,90
12/03/1980 17:00	14	51,4%	340	14,10
28/01/1977 14:10	15	48,5%	470	20,50

A distribuição temporal da média ponderada destes 15 eventos mais críticos é mostrada na Figura 28.

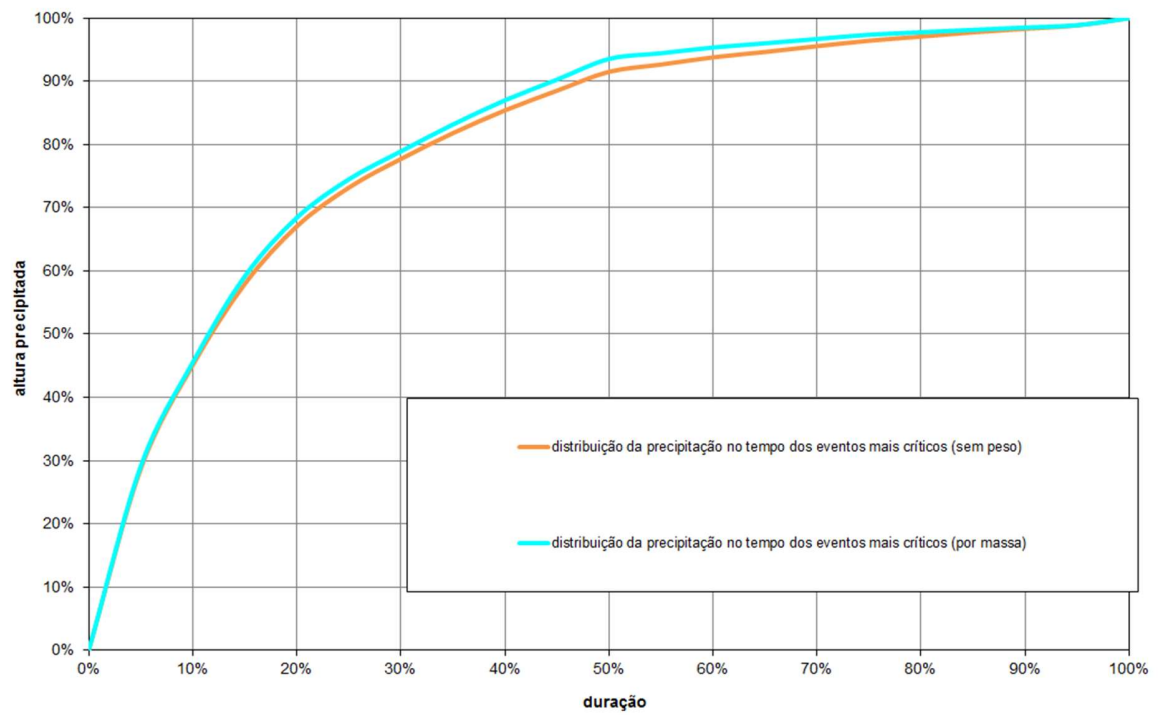


Figura 28 - Distribuição dos 15 eventos mais críticos

A Figura 29 mostra o resultado do estudo da evolução de seus índices máximos de precipitação conforme a discretização temporária dos eventos chuvosos proposta pelo DAEE.

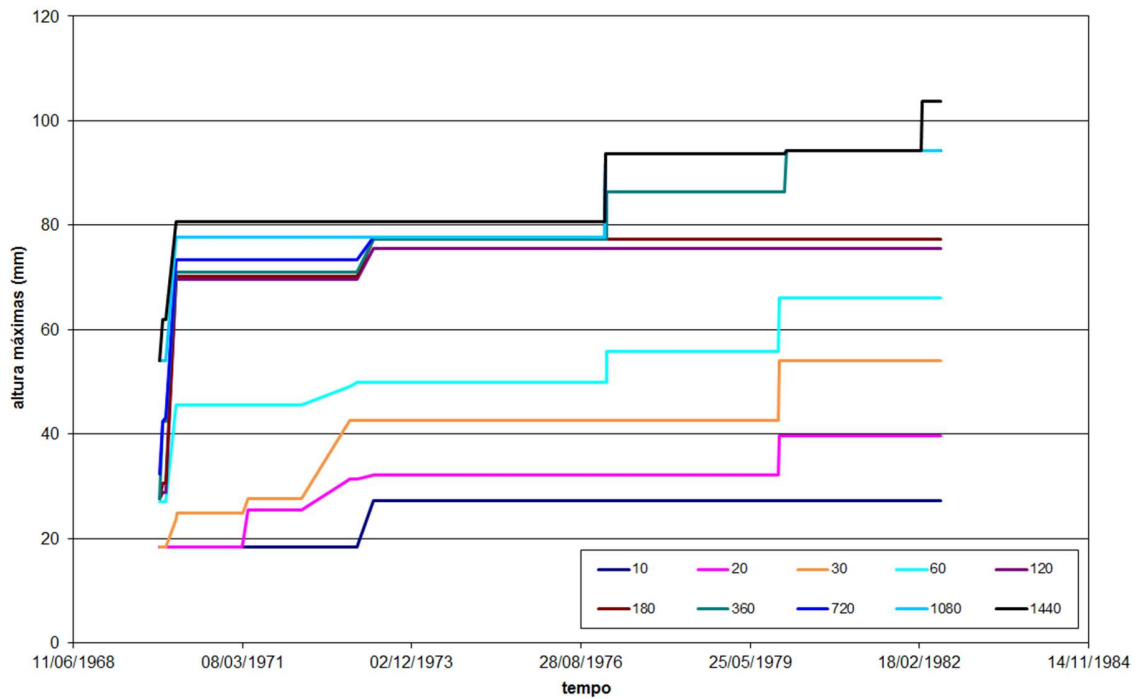


Figura 29 - Verificação da Estabilização da Série Histórica do posto

A série histórica do Posto parece demonstrar uma estabilização de seus índices de precipitação máximos antes do final da série na maioria das durações estudadas.

### 2.11.2.2 ESTUDO TIPO 2

A distribuição de chuva observada para a distribuição média dos eventos e para a distribuição média dos eventos “por massa” pode ser observada na Figura 30.

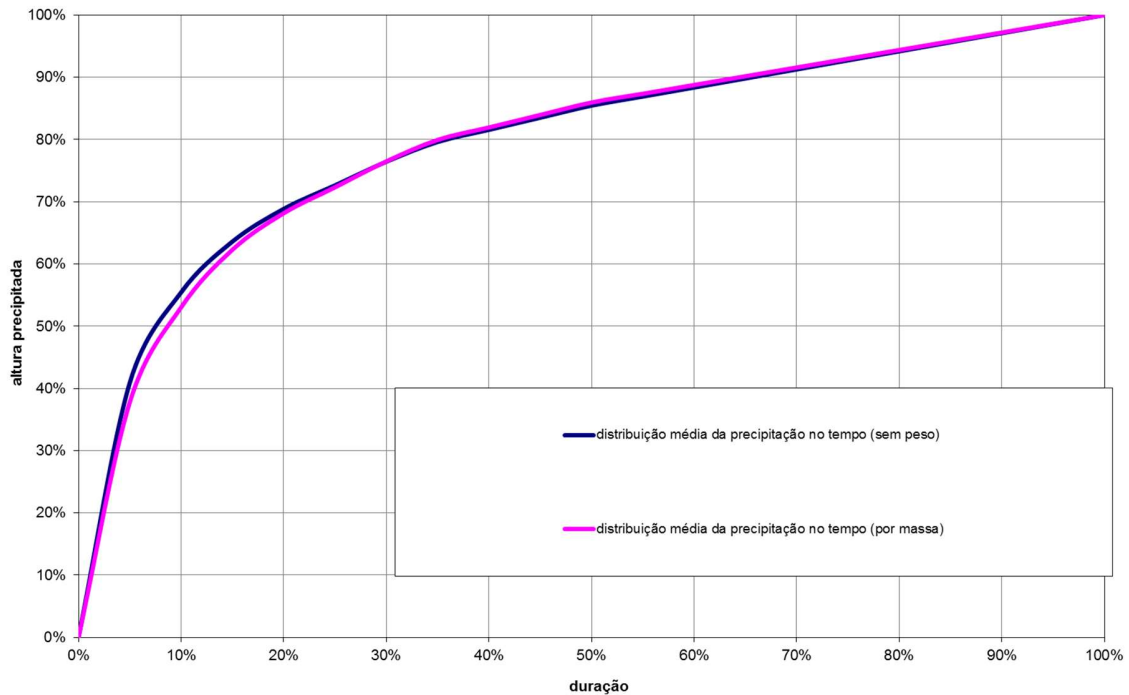


Figura 30 - Distribuição da chuva - Estudo tipo 2

Os resultados obtidos desta classificação por quartil estão apresentados na Tabela 6 a seguir:

Tabela 6 - Resultados do Estudo da Série Histórica – Estudo tipo 2

Quartil	Número de eventos	Ocorrência	Altura média prec. (mm)
1	179	84,8%	28,2
2	32	15,2%	26,4
3	0	0,0%	n.d.
4	0	0,0%	n.d.
Total	211	100%	15,8

Os 15 eventos mais críticos são mostrados na Tabela 7:

Tabela 7 - 15 Eventos mais críticos - Estudo tipo 2

Data e hora de início	Número	15	DC	P
		críticos	min	mm
21/04/1973 14:00	1	100,0%	360	59,76

Data e hora de início	Número	15	DC	P
		críticos	min	mm
28/01/1977 14:10	2	87,3%	360	19,44
09/03/1982 17:20	3	76,3%	360	34,56
23/12/1979 16:45	4	72,7%	-	-
19/04/1977 14:10	5	70,6%	-	-
30/11/1972 14:05	6	65,3%	360	38,88
19/01/1977 15:20	7	60,2%	360	19,08
09/02/1970 18:00	8	59,9%	360	34,20
05/04/1980 09:25	9	58,9%	-	-
13/12/1975 18:00	10	58,5%	-	-
14/01/1973 19:30	11	57,6%	360	50,76
08/04/1971 16:00	12	57,1%	-	-
09/02/1981 13:40	13	56,0%	-	-
05/03/1971 16:00	14	54,3%	360	48,24
26/01/1974 15:30	15	54,0%	360	77,40

A distribuição temporal da média ponderada destes 15 eventos mais críticos é mostrada na Figura 31.

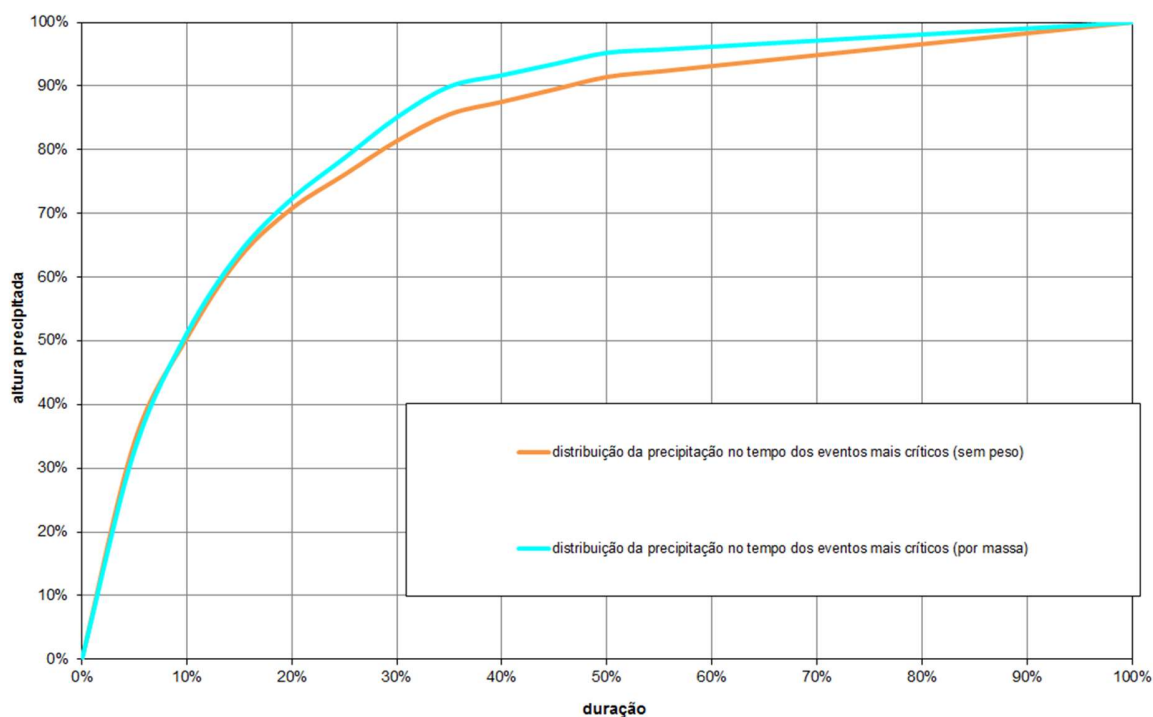


Figura 31 - Distribuição dos 15 eventos mais críticos - Estudo tipo 2

### **2.11.2.3 DISTRIBUIÇÃO ADOTADA**

A distribuição da precipitação utilizada no modelo de simulação chuva-deflúvio apresentado é a curva “cian” apresentada na Figura 28, ou seja, a distribuição dos 15 maior intensos eventos chuvosos sem restrição de duração, ponderados através de sua altura precipitada.

### **2.11.3 SEÇÕES ESTUDADAS**

Foram levantadas 336 seções de interesse para o estudo hidrológico. O resultado dos cálculos está sintetizado em um arquivo do Google Earth KMZ composto por todas as variáveis hidrológicas aqui apresentadas, em especial com a vazão futura sem amortecimento e a vazão futura na seção com o amortecimento dos barramentos na seção ou a montante. Os códigos utilizados neste estudo quando da apresentação do levantamento do sistema de drenagem existentes e discussão das criticidades é o mesmo código encontrado naquele arquivo KMZ.

### **2.11.4 ÁREAS SUSCETÍVEIS A INUNDAÇÃO**

Outro importante subproduto dos estudos hidrológicos são as áreas suscetíveis a inundação, geradas a partir do modelo numérico de terreno e das elevações de nível decorrentes do remanso das águas junto às travessias (pontes e bueiros). Foram geradas as áreas de suscetibilidade a inundação para o tempo de retorno de 100 anos.