

Quadro 2.3.2.8-4 – Desnível dos Talvegues das barragens existentes na gleba.

Barramento	Cota máxima (m)	Cota mínima (m)	Comprimento (km)	Declividade equivalente (m/km)
4	942,00	864,00	0,40	
	865,00	775,00	0,90	
	775,00	744,00	0,75	
	744,00	733,96	0,60	
			2,65	48,13
5	806,00	740,45	0,68	96,40
6	800,00	729,01	0,80	88,73

Fonte: GEASANEVITA . GE-09-030-RT-003-R3, 2010

Foi adotado o tempo de concentração pela fórmula do California Culverts Practice indicado pelo DAEE para pequenas obras hidráulicas.

A vantagem desta fórmula é a fácil obtenção dos dados, isto é, o comprimento do talvegue e a diferença de nível H (Porto, 1993).

$$tc = 57.L^{1,155}.H^{-0,385}$$

Onde:

tc= tempo de concentração (min);

L= comprimento do talvegue (km);

H= diferença de cotas entre a saída da bacia e o ponto mais alto do talvegue (m).

A fórmula da declividade equivalente segundo DAEE é:

$$S = [(L_1 + L_2 \dots) / (L_1 / S_1^{0,50} + L_2 / S_2^{0,50} + \dots)]^{2,0}$$

Onde:

L= comprimento (km);

SI= declividade (m/km);

S= declividade (m/km).

Os valores obtidos estão apresentados no Quadro 2.3.2.8-5.

Quadro 2.3.2.8-5 – Tempos de Concentração das Sub-bacias

Barramento	Tc (min)
4	27,2
5	7,3
6	8,5

Fonte: GEASANEVITA . GE-09-030-RT-003-R3, 2010

O *runoff* também é chamado de *chuva excedente* (ou chuva efetiva) que é o volume de água de chuva que se escoará superficialmente pela bacia.

Existem vários métodos principais para a determinação do *runoff*, ou seja, da *chuva excedente*. Nestes métodos determinamos a parcela da precipitação de chuva que se infiltra no solo quando o mesmo é permeável.

O método utilizado foi o do número da curva (CN) adotado pelo *Soil Conservation Service* do Departamento da Agricultura dos Estados Unidos (SCS).³

Conforme TR-55 do SCS de 1986 o método do número CN da curva de runoff é fornecido pela equação:

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S}$$

Onde:

Q = runoff ou chuva excedente (mm);

P = precipitação (mm);

I_a = abstração inicial (mm);

S = potencial máximo de retenção após começar o runoff (mm).

A abstração inicial “I_a” representa todas as perdas antes que comece o runoff. Inclui a água retida nas depressões da superfície e interceptada pela vegetação, bem como, a água evaporada e infiltrada.

Empiricamente foi determinado nos Estados Unidos pela SCS que “I_a” é aproximadamente igual a:

$$I_a = 0,2 \times S$$

Substituindo o valor de I_a :

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

A equação acima só é válida quando $P > 0,2S$. Se $P < 0,2S$, o valor da vazão é igual a zero.

Sendo S igual a:

$$S = \frac{25.400}{CN} - 254$$

O valor escolhido para CN foi de 83, sendo a área impermeável no pós-desenvolvimento de AI = 0,60 = 60%.

A determinação do período de retorno de um barramento segundo o DAEE depende da altura do barramento e do comprimento da crista.

A altura do maciço é medida a partir do talvegue até o topo da barragem.

O Quadro 2.3.2.8-6 apresenta os períodos de retorno dos barramentos estudados.

Quadro 2.3.2.8-6- Barramentos 4, 5 e 6

Barramento	Área da bacia (ha)	Comprimento da crista da barragem (m)	Altura do barramento (m)	Tr (anos)
4	210	80	6	1000
5	32,0	80	6	1000
6	17,8	70	6	1000

Fonte: GEASANEVITA . GE-09-030-RT-003-R3, 2010

De acordo com a DPO nº002/2007, para altura do barramento entre 5 a 10 metros, é adotado o valor de $Tr = 1.000$ anos quando a região de influência a jusante apresenta riscos para habitações ou pessoas. Portanto, para todos os barramentos do empreendimento foi adotado $Tr = 1.000$ anos para o dimensionamento do vertedor.

Em locais onde não existem equações de intensidade de chuva, podemos usar o programa Pluvio 2.1. Este programa foi desenvolvido pelo GPRH (Grupo de Pesquisa em Recursos Hídricos) do Departamento de Engenharia Agrícola da Universidade Federal de Viçosa (DEA - UFV) e funciona desde 2005.

O programa PLUVIO 2.1 utiliza como base a seguinte fórmula:
$$I = \frac{K \times Tr^a}{(t + b)^c} (mm/h)$$

Onde:

I = intensidade média da chuva (mm/h);

K, a, b, c= parâmetros que depende da localidade;

T_r = período de retorno (anos);

t= duração da chuva (min).

Usando o programa Pluvio 2.1 para o município de Itatiba no Estado de São Paulo encontramos os dados apresentados no Quadro 2.3.2.8-7.

Quadro 2.3.2.8-7 – Dados referentes ao Município de Itatiba – SP

Latitude	23° 00' 21"
Longitude	46° 50' 20"
K	1999, 167
a	0,151
b	23, 144
c	0, 856

Fonte: GEASANEVITA - GE-09-030-RT-003-R3, 2010

Utilizando esses dados resulta-se na seguinte equação de chuva:

$$I = \frac{1999,167 \times Tr^{0,151}}{(t + 23,144)^{0,856}} (mm/h)$$

Com base nos dados estudados na fase de planejamento do projeto, foi definido que os taludes deverão ser reconformados e os vertedores das barragens refeitos.

Para o dimensionamento dos vertedores das barragens 4, 5 e 6 foram realizados estudos Hidrológicos para cálculo das **vazões máxima de cheia**, conforme o método do Amortecimento Simplificado da Onda de Cheia adotado pelo DAEE.

Considera-se que as vazões de cheias são veiculadas do reservatório para jusante apenas pelo vertedor de superfície. Quando atingem o reservatório de uma barragem, os volumes transportados pela cheia aumentam a quantidade de água nele acumulada, elevando seu nível, em função, também, do controle exercido pelo vertedor. A saída de água para a jusante no retorno ao leito natural do rio ocorrerá através do vertedor implantado junto do barramento.

Portanto, o vertedor deve ser dimensionado para viabilizar a passagem da vazão máxima efluente durante a cheia de projeto, com o reservatório chegando a seu nível máximo maximorum.

Para um determinado risco ou período de retorno **Tr (neste caso Tr = 1000anos)**, as estruturas de descargas deverão ser suficientes para evitar que o nível do reservatório se eleve acima do NA máximo (maximorum) estabelecido em projeto, impedindo o vertimento por cima da crista do maciço, o que colocaria em risco tanto a segurança da barragem como das áreas a jusante.

Os cálculos foram realizados considerando valores estimados de profundidade para a curva cota-volume. O volume foi calculado como a área da superfície normal multiplicado pela altura.

$$tb = 3 \times tc \times 60$$

Onde:

tc = tempo de concentração (min);

tb = tempo de base (s)

O volume do hidrograma de cheia que entra no reservatório é representado pela fórmula:

$$Ve = \frac{Q_{e\ max} \times tb}{2}$$

Onde:

Ve = volume de enchente que entra no reservatório (m³);

Qemax = vazão de cheia do projeto (m³/s);

tb = tempo de base (s).

O volume de reservação ou de amortecimento é definido por:

$$Vr = Ve - Vs'$$

Onde:

Vr = volume de reservação ou de amortecimento (m³);

Ve = volume de enchente que entra no reservatório (m³);

Vs' = volume que sai do reservatório pelo extravasor (m³).

A vazão máxima que sai pelo vertedor é:

$$Qs\ max = \frac{2 \times Vs'}{tb}$$

Onde:

Q_{smax} = vazão máxima que sai pelo vertedor (m^3/s)

$V_{s'}$ = volume que sai do reservatório pelo extravasor (m^3).

t_b = tempo de base (s).

O calculo foi realizado através de tentativas.

O DAEE adota a seguinte equação para dimensionamento do vertedor de soleira espessa.

$$Q = 4,43 \times \mu \times L \times \frac{3H}{2}$$

Onde:

Q = vazão de pico (m^3/s). Será o Q_{smax} ;

μ = coeficiente de descarga do vertedor adotado igual a 0,35 para soleira espessa;

L = comprimento da soleira (m);

H = altura do nível de água no vertedor (m).

$$Q = 4,43 \times 0,35 \times L \times \frac{3H}{2}$$

$$Q = 1,55 \times L \times H^{1,5}$$

$$L = Q / (1,55 \times H^{1,5})$$

Usando o método do DAEE de amortecimento de ondas de cheia, foi calculado o vertedor para $Tr = 1000$ anos.

O Quadro 2.3.2.8-8 apresenta as características dos vertedores dos barramentos estudados do empreendimento.

Quadro 2.3.2.8-8 - Vertedores dos barramentos

Barramento	Tc local (min)	Área (ha)	Q (m^3/s)	Qs (m^3/s)	Vertedor
4	27,2	210	69,27	50,85	12x2
5	7,3	32	17,1	1,24	2x2
6	8,5	17,8	9,2	2,94	2x2

Fonte: GEASANEVITA . GE-09-030-RT-003-R3, 2010

2.3.2.9 - Estudos Hidráulicos das Travessias

De acordo com estudos de concepção do sistema de saneamento do empreendimento está prevista a implantação de 03(TRE)s **Travessias de Esgoto, sendo 02(duas) aéreas e 01(uma) subterrânea** dentro da área para caminhamento do esgoto até a estação elevatória final interna ao empreendimento.

Assim, objetivo desse estudo é definir as características gerais das obras de travessias de esgoto a serem implantadas no loteamento, possibilitando a elaboração de anteprojeto das mesmas, para fins de licenciamento ambiental do empreendimento .

O Loteamento Residencial Sete Lagos possui uma área total de 228,49 ha, com lotes residenciais e comerciais. Em função da conformação topográfica e hidrográfica, para otimizar a infra-estrutura sanitária, **os pontos baixos foram encaminhados para outros pontos, sendo necessária a implantação de quatro estações elevatórias.**

Dessa forma , o caminhamento da rede de esgoto até a estação elevatória final resultou em **três travessias**, as quais foram estudadas na fase de planejamento do projeto.

As travessias foram enumeradas de jusante para montante, e a localização delas está apresentadas no documento GE-09-030-A1-306 e as coordenadas estão apresentadas no Quadro 2.3.2.9-1.

Quadro 2.3.2.9-1 – Localização das futuras travessias de esgoto – Loteamento Residencial Sete Lagos, Itatiba SP

Travessias	Coordenadas UTM	
	N	E
1	7.461.110,887	311.594,523
2	7.461.080,925	312.545,627
3	7.462.050,122	311.506,776

Fonte: GEASANEVITA - GE-09-030-A1-306 , 2009.

Para a definição dos critérios de projeto foram utilizados os dados da Portaria DAEE 717/96 de 12/12/96 e a Instrução Técnica DPO No 003, de 30/07/2007.

Para os cálculos das vazões máximas de cheia para as travessias foi utilizado o método racional. As bacias não apresentam complexidades e têm áreas menores que 2 km².

$$Q = 0,16667 C i AD$$

Onde:

Q = vazão máxima de enchente (m^3/s);

AD = área de drenagem (ha);

C = coeficiente de escoamento superficial (runoff);

i = intensidade de precipitação (mm/min).

- **Travessia de esgoto 01**

A **travessia de esgoto 01 – aérea**, está localizada na cota 735m com perfil do talvegue conforme indicado na figura 2.3.2.9-1. O talvegue do córrego das sub-bacia I está apresentado no Quadro 2.3.2.9-2

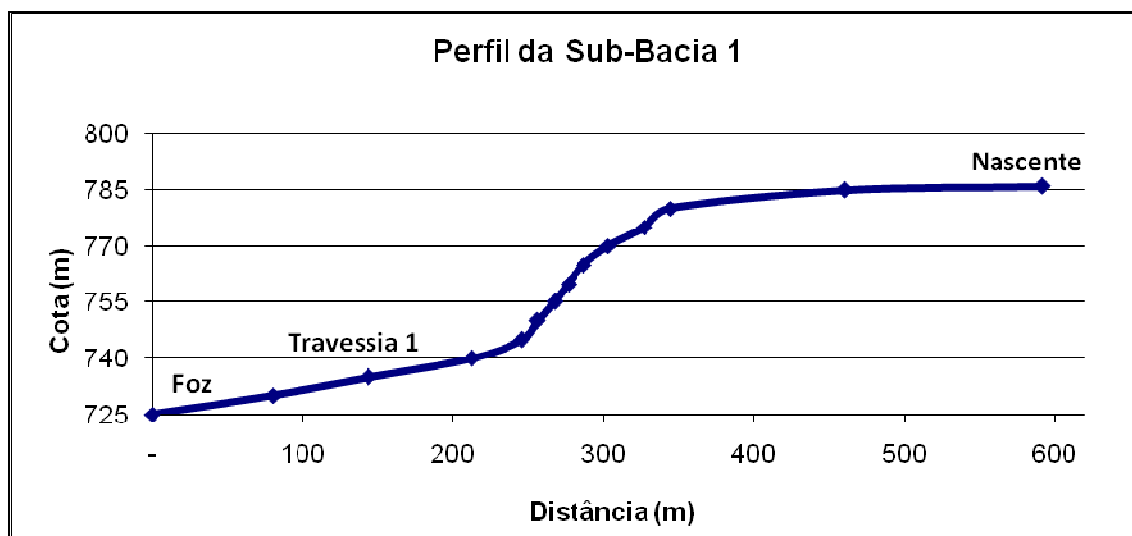


Figura 2.3.2.9-1 – Perfil do Talvegue da travessia aérea de esgoto 01 – aérea

Fonte: GEASANEVITA - GE-09-030-A1-306 , 2009.

Quadro 2.3.2.9-2 – Talvegue do córrego da Sub-bacia I

TRECHO	COTA (m)	DIST.	DIST. ACUM.	DECLIV.
0	725	-	-	-
1	730	80,56	80,56	6,2%
2	735	63,59	144,15	7,9%
3	740	68,16	212,31	7,3%
4	745	33,52	245,83	14,9%
5	750	10,63	256,46	47,0%
6	755	11,19	267,65	44,7%
7	760	9,30	276,95	53,8%
8	765	10,15	287,10	49,3%
9	770	16,25	303,35	30,8%
10	775	24,23	327,58	20,6%
11	780	17,02	344,60	29,4%
12	785	116,09	460,69	4,3%
13	786	131,41	592,10	0,8%

Fonte: GEASANEVITA - GE-09-030-A1-306 , 2009.

- **Travessia de esgoto 02 - aérea**

O talvegue do córrego da sub-bacia 2 está apresentado no Quadro 2.3.2.9-3. A travessia aérea de esgoto está localizada na cota 747m. Na Figura 2.3.2.9-2 está apresentado o perfil do talvegue.

Quadro 2.3.2.9-3. –Talvegue do córrego da Sub-bacia 2

TRECHO	COTA (m)	DIST.	DIST. ACUM.	DECLIV.
0	740	-	-	-
1	745	73,13	73,13	6,8%
2	750	54,24	127,37	9,2%
3	755	83,94	211,31	6,0%
4	760	36,51	247,82	13,7%
5	765	84,02	331,84	6,0%
6	770	57,93	389,77	8,6%
7	775	44,70	434,47	11,2%
8	780	69,31	503,78	7,2%
9	785	21,69	525,47	23,1%
10	790	41,47	566,94	12,1%
11	795	19,70	586,64	25,4%
12	800	25,60	612,24	19,5%
13	805	36,04	648,28	13,9%
14	808	36,04	684,32	8,3%

Fonte: GEASANEVITA - GE-09-030-AI-306 , 2009.

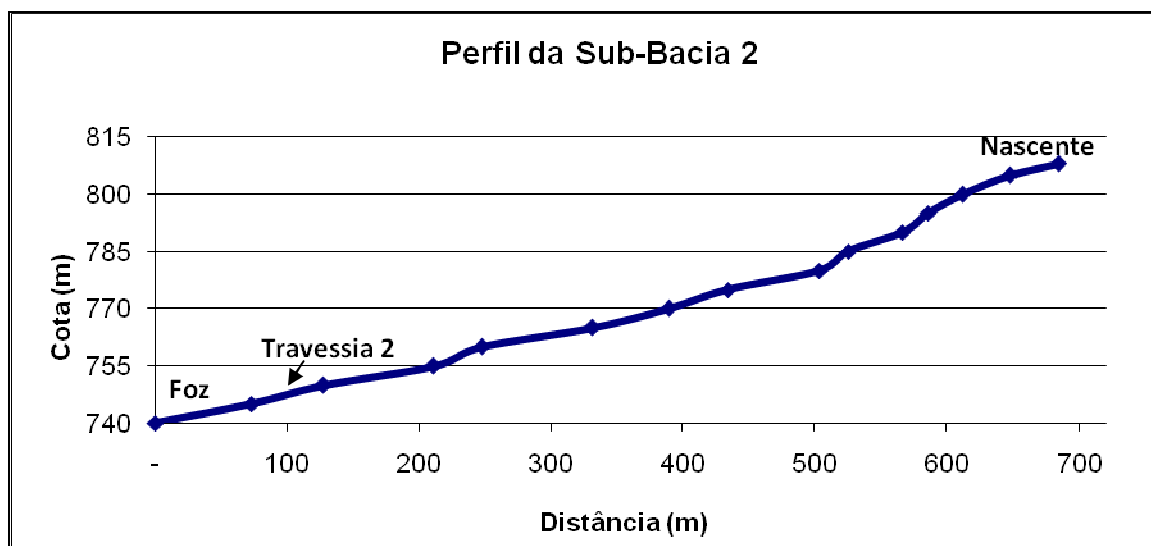


Figura 2.3.2.9-2 – Perfil do Talvegue da travessia aérea de esgoto 02

Fonte: GEASANEVITA - GE-09-030-AI-306 , 2009.

- **Travessia de esgoto 02 - subterrânea**

O talvegue do córrego da sub-bacia 3 está apresentado no Quadro 2.3.2.9-4. A travessia subterrânea de esgoto está localizada na cota 727m. Na Figura 2.3.2.9-3 está apresentado o perfil do talvegue.

Quadro 2.3.2.9-4 – Talvegue do córrego da Sub-bacia 3

TRECHO	COTA (m)	DIST.	DIST. ACUM.	DECLIV.
0	720	-	-	-
1	725	157,57	157,57	3,2%
2	730	179,65	337,22	2,8%
3	735	49,42	386,64	10,1%
4	740	290,40	677,04	1,7%
5	745	115,76	792,80	4,3%
6	750	62,05	854,85	8,1%
7	755	21,34	876,19	23,4%
8	760	36,02	912,21	13,9%
9	765	36,02	948,23	13,9%
10	770	55,22	1.003,45	9,1%
11	775	37,22	1.040,67	13,4%
12	780	28,70	1.069,37	17,4%
13	785	61,69	1.131,06	8,1%
14	786	22,24	1.153,30	4,5%

Fonte: GEASANEVITA - GE-09-030-AI-306 , 2009.

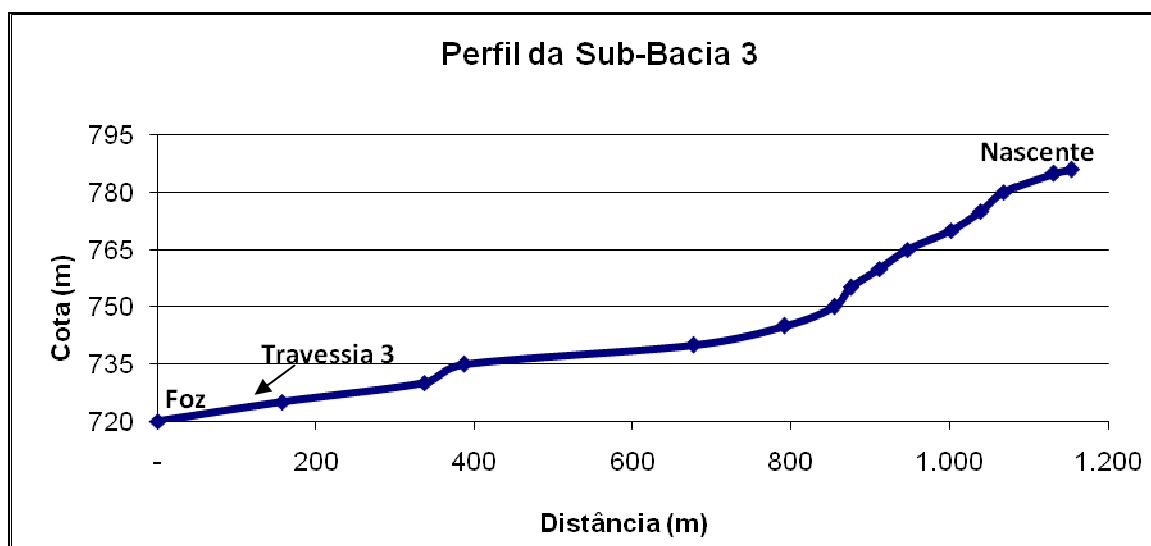


Figura 2.3.2.9-3 – Perfil do Talvegue da travessia aérea de esgoto 03

Fonte: GEASANEVITA - GE-09-030-AI-306 , 2009.

O tempo de concentração de cada sub-bacia foi calculado utilizando a fórmula da Califórnia Culverts Practice:

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

Onde:

t_c = tempo de concentração (min);

L = Comprimento do talvegue (km);

S = Declividade média do talvegue (m/km).

O tempo de concentração teve um acréscimo de 10 minutos, em decorrência do tempo de escoamento do ponto precipitado até seu lançamento no corpo d'água. Foram calculados os valores dos tempos de concentração para a situação natural. O Quadro 2.3.2.9-5 apresenta o cálculo do tempo de concentração para as travessias I 2 e 3.

Quadro 2.3.2.9-5 – Cálculo do tempo de concentração para as travessias I 2 e 3.

Sub bacia	Local	Valores de cálculo				
		L km	DH m	S m/km	Tc min	tc adotado min
Sub Bacia 1	<i>Nascente até a travessia aérea 01</i>	0,55	51	92,73	6,29	16,29
Sub Bacia 2	<i>Nascente até a travessia aérea 02</i>	0,59	61	103,39	6,37	16,37
Sub Bacia 3	<i>Nascente até a travessia subterrânea 03</i>	0,92	59	64,13	10,77	20,77

Fonte: PABRASIL, 2010 adaptado de GEASANEVITA - GE-09-030-A1-306 , 2009.

Foi feita ponderação de áreas conforme o tipo de ocupação, considerando os valores de C para cada diferente uso e o quadro 2.3.2.9-6 apresenta o cálculo do coeficiente C para ocupação do empreendimento nas sub-bacias I, II e III.

O Quadro 2.3.2.9-6 apresenta o cálculo do C para as sub-bacias I, 2 e 3 da gleba .

Quadro 2.3.2.9-6 - Cálculo do C para as sub-bacias 1,2 e 3 da gleba .

Sub - bacia	Uso do solo	Áreas		C
		ha	Km ²	
1 – Travessia aérea	Lotes	1,80	0,02	0,80
	Áreas Verdes	7,66	0,08	0,40
	Viário	1,70	0,02	0,90
	Total	11,16	0,11	0,54
2 - Travessia aérea	Lotes	7,97	0,08	0,80
	Áreas Verdes	4,96	0,05	0,40
	Viário	3,21	0,03	0,90
	Total	16,14	0,16	0,70
3 - Travessia subterrânea	Lotes	24,30	0,24	0,80
	Áreas Verdes	27,52	0,28	0,40
	Viário	17,40	0,17	0,90
	Total	69,22	0,69	0,67

Fonte: PABRASIL, 2010 adaptado de GEASANEVITA - GE-09-030-A1-306 , 2009.

Os dimensionamentos das travessias de esgoto foram realizados para o período de retorno de 100 anos, conforme DPO Nº 002 de 30/07/2007 do DAEE.

Em locais onde não existem equações de intensidade de chuva, podemos usar o programa Pluvio 2.1.

Este programa foi desenvolvido pelo GPRH (Grupo de Pesquisa em Recursos Hídricos) do Departamento de Engenharia Agrícola da Universidade Federal de Viçosa (DEA - UFV) e funciona desde 2005.

O **programa PLUVIO 2.1** utiliza como base a seguinte fórmula:

$$I = \frac{K \times T_r^a}{(t + b)^c} (mm/h)$$

Onde:

I = intensidade média da chuva (mm/h);

K, a, b, c= parâmetros que depende da localidade;

T_r = período de retorno (anos);

t= duração da chuva (min).

Usando o programa Pluvio 2.1 para o município de Itatiba no Estado de São Paulo foram encontrados os dados apresentados no Quadro 2.3.2.9-7

Quadro 2.3.2.9-7 – Dados referentes ao Município de Itatiba – SP

Latitude	23° 00' 21"
Longitude	46° 50' 20"
K	1999, 167
a	0,151
b	23, 144
c	0, 856

Fonte: GEASANEVITA - GE-09-030-A1-306 , 2009.

Utilizando esses dados foi obtida a seguinte equação de chuva:

$$I = \frac{1999,167 \times Tr^{0,151}}{(t + 23,144)^{0,856}} (mm/h)$$

A vazão de enchente de projeto foi calculada utilizando o método racional.

$$Q = 0,16667 \ C \ i \ AD$$

Onde:

Q = vazão máxima de enchente (m^3/s);

AD = área de drenagem (ha);

C = coeficiente de escoamento superficial (runoff);

i = intensidade de precipitação (mm/min).

• Travessia I

Adotando:

$C = 0,54$;

$i = 2,87 \text{ mm/min}$;

$AD = 11,16 \text{ ha}$.

A vazão máxima de cheia de projeto está calculada a seguir:

$$Q = 0,16667 \times 0,54 \times 2,87 \times 11,16$$

$$Q = 2,88 m^3 / s$$

• Travessia 2

Adotando:

$C = 0,70$;

$$i = 2,87 \text{ mm/min};$$

$$AD = 16,14 \text{ ha.}$$

A vazão máxima de cheia de projeto está calculada a seguir:

$$Q = 0,16667 \times 0,70 \times 2,87 \times 16,14$$

$$Q = 5,40 \text{ m}^3 / \text{s}$$

• Travessia 3

Para a travessia subterrânea 3, foi realizado estudo hidrológico para verificação da vazão máxima de cheia a fim de verificar a altura de inundação, evitando problemas com poços de visita inundados.

Adotando:

$$C = 0,67;$$

$$i = 2,62 \text{ mm/min};$$

$$AD = 69,22 \text{ ha.}$$

A vazão máxima de cheia de projeto está calculada a seguir:

$$Q = 0,16667 \times 0,67 \times 2,62 \times 69,22$$

$$Q = 20,25 \text{ m}^3 / \text{s}$$

O Quadro 2.3.2.9-9 apresenta o resumo com os cálculos das vazões de cheia para cada travessia de esgoto.

Quadro 2.3.2.9-9 – Síntese das Vazões Máximas de Cheia para cada Travessia

Travessia	C	I (mm/min)	AD (ha)	Q (m³/s)
1	0,54	2,87	11,16	2,88
2	0,70	2,87	16,14	5,40
3	0,67	2,62	69,22	20,25

Fonte: GEASANEVITA - GE-09-030-A1-306, 2009.

O Quadro 2.3.2.9-10 apresenta o dimensionamento hidráulico das travessias de esgoto a serem implantadas no empreendimento.

Quadro 2.3.2.9-10 – Dimensionamento Hidráulico das Travessias de Esgoto

Travessia	Diâmetro (mm)	Declividade de Projeto (m/m)	Rugosidade (mm)	Vazão (l/s)	Velocidade (m/s)	Definição da Travessia
Travessia 1	150	0,0054	130	1,38	0,63	Aérea
Travessia 2	150	0,0705	130	1,76	1,84	Aérea
Travessia 3	200	0,0079	130	10,94	0,93	Subterrânea

Fonte: GEASANEVITA - GE-09-030-AI-306 , 2009.

Para dimensionamento da linha d'água as informações do talude, declividades do córrego já foram apresentadas nos itens anteriores.

Para o cálculo do NA máximo foi utilizada a equação de Manning calculada com a vazão máxima de projeto.

$$Q = \frac{1}{n} R h^{\frac{2}{3}} \sqrt{i} A m$$

Onde:

Q = vazão máxima de enchente (m^3/s);

n = coeficiente de manning;

RH = raio hidráulico;

i = intensidade de precipitação (mm/min);

Am = área molhada.

Para o cálculo do NA máximo no ponto da travessia, conforme as características topográficas do local, foi adotada a calha com formato trapezoidal.

A Figura 2.3.2.9-4 5 apresenta o formato geométrico adotado na travessia.

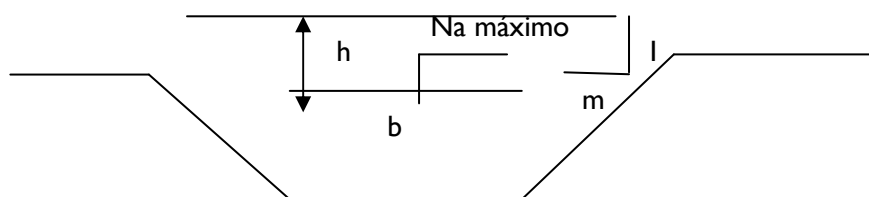


Figura 2.3.2.9-4 - Formato geométrico adotado para a Travessia

Fonte: GEASANEVITA - GE-09-030-A1-306 , 2009.

Nas formulas a seguir temos que :

$$Am = (b + m \cdot h) h$$

Onde:

Am = área molhada (m^2);

b = base do trapézio (m);

m = declividade (m);

h = altura da lamina (m).

$$Pm = b + 2h\sqrt{1 + m^2}$$

Onde:

Pm = perímetro molhada (m);

b = base do trapézio (m)

m = declividade (m)

h = altura da lamina (m)

$$Rh = \frac{Am}{Pm}$$

Onde:

Am = área molhada (m^2);

Pm = perímetro molhado (m);

RH = raio hidráulico (m).

e

$$Q = \frac{1}{n} R h^{\frac{2}{3}} \sqrt{i} A_m$$

Onde:

Q = vazão máxima de enchente (m^3/s);

n = coeficiente de manning;

RH = raio hidráulico (m);

i = intensidade de precipitação (mm/min);

A_m = área molhada (m^2).

- **Travessia 1**

Adotando:

$$Q = 2,88 \text{ m}^3/s;$$

$$n = 0,035;$$

$$i = 2,87 \text{ mm/min};$$

$$m = 0,89;$$

$$b = 1,81.$$

Utilizando-se a equação de Manning chegou-se ao valor de $h = 0,130$ m. Como a cota de fundo é 734,945 m, a cota máxima é de 735,075 m.

- **Travessia 2**

Adotando:

$$Q = 5,40 \text{ m}^3/s;$$

$$n = 0,035;$$

$$i = 2,87 \text{ mm/min};$$

$$m = 4,41;$$

$$b = 50,39.$$

Utilizando-se a equação de Manning chegou-se ao valor de $h = 0,026$ m. Como a cota de fundo é 746,672 m, a cota máxima é de 746,698 m.

- **Travessia 3**

Adotando:

$$Q = 20,25 \text{ m}^3/s;$$

$$n = 0,035;$$

$$i = 2,62 \text{ mm/min};$$

$$m = 13,83;$$

$$b = 112,86.$$

Utilizando-se a equação de Manning chegou-se ao valor de $h = 0,036 \text{ m}$. Como a cota de fundo é 726,937 m, a cota máxima é de 726,973 m.

2.3.3- FASE DE IMPLANTAÇÃO

A implantação do empreendimento será gradual e as fases deverão ser lançadas conforme cronograma a seguir no Quadro 2.3.3-1.

Neste item são descritas as atividades da fase de instalação bem como apresentadas informações sobre a mão-de-obra e a infra-estrutura de apoio para a instalação do loteamento.

Apesar das etapas no cronograma estarem listadas na sequência de desenvolvimento das atividades é importante notar que algumas serão realizadas concomitantemente a outras, seja por necessidade, ou por simples possibilidade de redução do tempo de implantação.

Os serviços de terraplenagem, de implantação do sistema de drenagem de águas pluviais, sistema de esgotamento sanitário e do sistema de abastecimento de água, bem como a execução da pavimentação e a administração, serão realizados por empresas com experiência na execução de outros loteamentos.

Quadro 2.3.3-1: Cronograma de implantação Loteamento Residencial Sete Lagos, Itatiba, SP.

IMPLANTAÇÃO	Ano 1	Ano 2	Ano 3	Ano 4	Ano 5
	Valor em m ²				
Fase 1	808.979,96				
Fase 2			506.752,10		
Fase 3					969.172,08

Fonte AGRE URBANISMO S/A

A infra-estrutura do Loteamento Residencial Sete Lagos será definida pela execução das seguintes atividades:

2.3.3.1 - LIMPEZA E PREPARO DO TERRENO

Para o acesso e a operação das máquinas de terraplanagem será realizado o preparo do terreno, o qual consiste na remoção da vegetação, destocamento e raspagem da camada superficial do solo da ordem de 30 cm de espessura, em áreas correspondentes ao traçado das vias e áreas que necessitam de conformação do terreno entre vias, passeios e lotes, conforme

definido em projeto de terraplanagem.

As vias internas existentes, todas sem pavimentação, serão utilizadas como primeiras vias de acesso para as intervenções no terreno.

Para evitar o assoreamento de cursos d'água e áreas preservadas, serão executados diques ou tanques de contenção em locais estratégicos do caminhamento natural da drenagem das águas pluviais.

Essas atividades serão executadas por trator de lâmina sobre esteira, ou por carregadeiras e caminhões, e o material vegetal removido será depositado sobre os lotes para futuro espalhamento nas áreas terraplenadas, com o intuito de recompor essa camada vegetal sobre as porções das quadras que sofrerão alguma intervenção, e evitar o surgimento de processos erosivos.

A atividade de remoção da vegetação arbórea que antecede as operações de corte e aterro terá como destino para seus produtos as empresas que utilizam esse material em seu processo produtivo, como por exemplo, as indústrias cerâmicas e outras da região.

O terreno será convenientemente limpo, com remoção da camada vegetal superficial, até uma profundidade aproximada de 20 cm. Todo o material proveniente da camada vegetal será lançado como bota-fora nas áreas de lazer, em forma de aterro orgânico, para melhoria e aproveitamento na urbanização das praças e jardins.

2.3.3.2 - DEMARCAÇÃO

Após a limpeza, será promovida a demarcação do sistema de arruamento, com indicação dos níveis de corte e aterro e na sequência, locação das quadras e lotes.

2.3.3.3 - MOVIMENTO DE TERRA

O movimento de terra será iniciado nas áreas de corte da gleba e a terra excedente será utilizada no aterro do sistema viário, nas quadras e lotes.

Os lotes serão executados em conjunto com os cortes e aterros das vias públicas conforme tabela de volumes das fases do empreendimento descrito no quadro 2.3.3.3-1.

2.3.3.4 - COMPACTAÇÃO DOS ATERROS

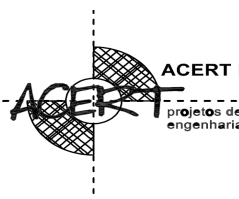
Em áreas de aterro sobre solos moles, estes, serão removidos até que se atinja solo adequado para o lançamento do aterro. A execução dos aterros compreenderá a descarga e o espalhamento dos materiais em camadas de espessura máxima de 0,30 m (material solto), antes da compactação.

Todos os locais de aterro, lotes ou arruamento, serão compactados em camadas sucessivas, buscando-se um grau mínimo de compactação de **95%** do Proctor normal, utilizando-se equipamento apropriado.

Quadro 2.3.3.3-I - Tabela de volumes de corte e aterro das fases do empreendimento Loteamento Residencial Sete Lagos, Itatiba, SP.



AGRE URBANISMO S/A
Rua Gomes de Carvalho, 1510, 10º andar
Vila Olímpia, São Paulo / SP
(11) 3040-0000



ACERT PROJETOS DE ENGENHARIA
Rua Sacramento, 610
Campinas / SP
(19) 3231-7030

TABELA VOLUMES (M3) AVENIDAS FASE 1					
LOCAL	CORTE	ATERRO	EMPOLAMENTO +25% (ATERRO)	SALDO	Color
GERAL	36.941,89	25.684,42	32.105,53	4.836,37	<input type="checkbox"/>

TABELA VOLUMES (M3) AVENIDAS FASE 2					
LOCAL	CORTE	ATERRO	EMPOLAMENTO +25% (ATERRO)	SALDO	Color
GERAL	25.017,10	9.123,02	11.403,78	13.613,33	<input type="checkbox"/>

TABELA VOLUMES (M3) RESIDENCIAL 1					
LOCAL	CORTE	ATERRO	EMPOLAMENTO +25% (ATERRO)	SALDO	Color
GERAL	171.932,15	131.910,61	164.888,26	7.043,89	<input type="checkbox"/>

TABELA VOLUMES (M3) - RESIDENCIAL 2 A					
LOCAL	CORTE	ATERRO	EMPOLAMENTO +30% (ATERRO)	SALDO	Color
GERAL	115.266,53	87.047,55	108.809,44	6.457,09	<input type="checkbox"/>

TABELA VOLUMES (M3) - RESIDENCIAL 2B					
LOCAL	CORTE	ATERRO	EMPOLAMENTO +30% (ATERRO)	SALDO	Color
GERAL	120.256,02	89.229,98	111.537,48	8.718,55	<input type="checkbox"/>

TABELA VOLUMES (M3) RESIDENCIAL PLATÔS					
LOCAL	CORTE	ATERRO	EMPOLAMENTO +25% (ATERRO)	SALDO	Color
GERAL	54.193,23	35.837,93	44.797,41	9.395,82	<input type="checkbox"/>

2.3.3.5 - CONCLUSÃO DA TERRAPLENAGEM

A terraplenagem estará concluída quando o sistema de arruamento, quadras e lotes estiverem com os níveis finais implantados e definidos, em conformidade com o projeto.

2.3.3.6 - PREVENÇÃO À EROÇÃO DOS TALUDES

Os serviços de proteção dos taludes visam impedir que a precipitação das águas pluviais esco