

CAPITULO III

PLANEJAMENTO DO CENTRO DE DESENVOLVIMENTO AGRICOLA

O Centro de Desenvolvimento Agrícola deverá se tornar o Centro de pesquisas experimentais dos diversos tipos de tecnologias agrícolas, bem como de divulgação tecnológica. O Planejamento do Centro se divide em duas partes.

1) Planejamento das Instalações

Planejamento da distribuição e estrutura das instalações, Planejamento das Estradas

Consideramos aqui como instalações a sede (864m²), a casa de hóspedes (756m²), os 5 tipos de instalações para trabalhos agrícolas (2072m²).

2) Planejamento da área experimental

Planejamento da preparação da área (51,76ha), Planejamento da Drenagem (inclusive plano da represa e plano da bomba)

O Planejamento do Centro será feito com precisão de execução.

3.1 Instalações de Fornecimento d'água

3.1.1 Planejamento de Plantação

Fig. 3-1 DIVISÃO DA AREA DE PLANTAÇÕES

	Area (ha)	Terreno caído (ha)	Area irrigada (ha)	Observação
Arroz d'agua	19,77	1,58	18,19	Porcentagem de terreno caído8 %
Vegetais	7,40	0,59	6,81	
Banana	9,45	0,76	8,69	
Plantas tropicais	7,56	0,60	6,96	
Outros	7,58	-	-	
Total	51,76	3,53	40,65	

Fig. 3-2 CONSUMO DIARIO D'AGUA

mês	(mm/dia)											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
arroz d'agua	15	10	15	17	15					10	15	17
vegetais					5	5	5	5				
banana				2	2	2	2					
plantas tropicais				1	1	1	1					

Obs) O arroz d'água terá duas colheitas, de fevereiro a maio e de outubro a janeiro.

A pudragem será realizado de 1 a 10 de fevereiro, e de 1 a 10 de outubro.

A profundidade da redução d'água de pudragem é de 150mm, a superfície dos dias de pudragem 2ha, o número de vezes de irrigação na cultura da banana é de 3 vezes em 4 vezes, e a quantidade de água em cada irrigação é de 50mm por vez.

3.1.2 Exame do Ano-base para o planejamento da irrigação

Ao determinar o ano-base que decidirá o planejamento da irrigação, com os dados abaixo calcula-se o ano em probabilidade 1/10.

1. Período de irrigação do arroz (fevereiro-maio, outubro-janeiro) quantidade total de chuvas

2. Período de irrigação de arroz (fevereiro-maio, outubro-janeiro) dias contínuos de seca

Os dados sobre a quantidade de chuvas foram obtidos no Posto de Observação de JURUMIRIM, longitude 47°44', latitude de 24°30'. O período escolhido foi o de 1958 a 1969.

Cálculo de probabilidades segundo o método Iwai.

Fig. 3-3 CALCULO DE PROBABILIDADES DA QUANTIDADE DE CHUVAS

-Epoca da irrigação do arroz

Ano	Quantid. de chuvas (mm)	Ordem	Quantid. de chuvas (mm)	Ano	Probabilidades em excesso
58/59	1529,3	1	1529,3	58/59	Eliminação
59/60	764,3	2	1487,0	62/63	1/2
60/61	1196,7	3	1472,9	65/66	1/2
61/62	1355,7	4	1355,7	61/62	1/2
62/63	1487,0	5	1324,3	67/68	1/2
63/64	773,7	6	1251,9	66/67	1/2
64/65	1082,0	8	1196,7	60/61	1/2
65/66	1472,9	8	1082,0	64/65	1/3
66/67	1251,9	9	834,1	68/69	1/9
67/68	1324,3	10	773,7	63/64	1/13
68/69	834,1	11	764,3	59/60	1/14

OBS) Os dados sobre a quantidade de chuvas foram obtidos no Posto de Observação de JURUMIRIM, longitude 47°44', Latitude 24°30'.

3.1.3 Planejamento da fonte d'água

Há duas fontes d'água para a área planejada.

- 1) água 'runoff' de 200ha no vale interior da região norte
- 2) água corrente do Rio Jacupiranga, que corre em direção oeste

A água retirada segundo 1) e 2) adota como premissa a construção da represa e da casa de bombas. No presente planejamento, só se recorre a 2) quando falta água em 1).

1) Cálculo da quantidade de água armazenada útil na represa

O cálculo da quantidade de água armazenada útil na represa obedece à seguinte ordem:

1) cálculo da quantidade de água corrente na represa (1958/10 - 1960/9)

2) cálculo da quantidade de água necessária para a agricultura (1958/10 - 1960/9)

3) cálculo da quantidade de água em falta e da entrada e saída no tanque (1958/10 - 1960/9)

4) cálculo da quantidade de água armazenável na represa

2) Cálculo de probabilidades de dias contínuos de seca durante irrigação do arroz

Fig. 3-4

Ano	Dias contínuos de seca	Ordem	Dias contínuos de seca	Ano	Probabilidades não em excesso
58/59	16	1	34	59/60	1/13
59/60	34	2	32	62/63	1/10
60/61	16	3	27	63/64	1/15
61/62	21	4	25	68/69	1/5
62/63	32	5	23	67/68	1/3
63/64	27	5	23	64/65	1/3
64/65	23	7	21	61/62	1/3
65/66	12	8	16	58/59	1/2
66/67	12	8	16	60/61	1/2
67/68	23	10	12	65/66	1/2
68/69	25	10	12	66/67	1/2

OBS) Os dados sobre a quantidade de chuvas foram obtidos no Posto de Observação de JURUMIRIM, longitude 47°44', latitude 24°30'.

Cálculo de Probabilidades segundo o Método Iwai.

5) Cálculo de água armazenada útil na represa

O cálculo de cada item é feito da seguinte maneira:

1) Quantidade de entrada na represa

A água da represa será pequena, 200ha, e o número de horas de inundação será pequeno, apenas uma hora. Em consequência troca-se o Índice de "runoff" tal como na Fig.3-6, segundo a quantidade de chuva, procurando uma entrada na represa a cada 5 dias

$$Q = 10A \sum_{i=1}^5 f_i \eta_i$$

em que, Q = quantidade entrada na represa (m³)

A = área da represa (ha)

f_i = índice de "runoff" variável segundo a quantidade de chuva

3) Determinação do ano base para planejamento da irrigação

Fig. 3-5 RESULTADO DO CALCULO DE PROBABILIDADES

Ano	Quantidades de chuvas durante irrigação	Dias contínuos de seca	Observação
58/59	1/2	1/2	ano base para planejamento da irrigação
59/60	1/14	1/13	
60/61	1/2	1/2	
61/62	1/2	1/3	
62/63	1/2	1/10	
63/64	1/13	1/5	
64/65	1/3	1/3	
65/66	1/2	1/2	
66/67	1/2	1/2	
67/68	1/2	1/3	
68/69	1/9	1/4	

Segunda portanto os cálculos que acabamos de apresentar, o ano mais seco foi de fevereiro de 1959 a janeiro de 1960, numa probabilidade de 1/10. Tendo em vista a segurança, consideramos este período como ano-base.

n = quantidade de chuva (mm)

Fig. 3-6 INDICE DE RUNOFF

-causado pela quantidade de chuva

Quantid. de chuva (mm)	Indice de "runoff" (%)	Quantid. de chuva (mm)	Indice de "runoff" (%)	Quantid. de chuva (mm)	Indice de "runoff" (%)
0 ~ 5	20	20 ~ 25	45	50 ~ 60	65
5 ~ 10	30	25 ~ 30	50	60 ~ 80	70
10 ~ 15	40	30 ~ 40	55	80 ~ 100	75
15 ~ 20	42	40 ~ 50	60	100 ~	80

2) Determinação da quantidade de água para a agricultura

De acordo com o planejamento das plantações, determina-se a quantidade útil de chuvas, a profundidade da água que diminui por dia, a quantidade de água consumida, bem como a quantidade de água necessária segundo o produto agrícola.

3) Cálculo da quantidade de água em falta e da entrada e saída no tanque

De acordo com os dados 1) e 2) realiza-se a entrada e saída da água represada a cada 5 dias, calculando-se necessária para ser armazenada.

4) Cálculo da quantidade de água armazenável na represa

Com o auxílio de mapas topográficos 1/1.500 e 1/10.000, prepara-se a curva da posição da água e da quantidade de água armazenada, calculando-se a quantidade armazenável adequada na represa.

5) Cálculo da quantidade armazenada útil na represa

De acordo com os resultados dos cálculos de 3) e 4), determina-se a quantidade armazenada útil. A quantidade armazenada em falta torna-se água bombeada.

Apresentamos abaixo o resultado dos cálculos, em resumo:

Quantidade de água armazenada necessária na represa

219,441 m³

Quantidade armazenada útil	140,000m ³
Quantidade em dependência de bomba (acumulada)	79,441m ³
Quantidade máxima em dependência de bomba (5 dias)	24,752m ³ / 5 dias
"	2.86m ³ /min

Fig. 3-7 ENTRADA DA AGUA NA REPRESA(m³)

5 dias mes	1	2	3	4	5	6
58/10	25.800	8.200	6.400	200	5.800	148.400
11	1.020	0	2.700	1.400	160	0
12	200	59.000	88.400	90.600	39.000	0
59/1	57.600	600	77.400	101.000	10.600	0
2	76.800	4.400	7.000	3.000	0	2.000
3	800	0	4.000	39.800	36.200	4.600
4	22.000	33.200	600	0	22.600	200
5	1.200	400	0	52.600	29.600	0
6	5.400	1.800	0	0	0	0
7	1.000	0	0	0	0	0
8	18.000	4.600	3.600	1.400	0	8.000
9	12.600	0	13.800	1.600	400	14.800
10	0	1.200	43.400	800	9.600	15.200
11	0	5.800	39.200	5.200	2.400	23.000
12	0	15.800	5.400	600	13.400	0
60/1	6.600	56.000	109.600	0	1.400	0
2	20.200	42.000	50.600	21.800	103.800	21.400
3	4.200	0	4.200	8.800	9.000	0
4	0	30.200	1.600	110.800	0	0
5	11.600	4.200	18.600	34.200	58.800	1.400
6	8.800	0	10.400	400	36.600	5.400
7	0	0	9.600	600	3.800	0
8	6.200	0	0	54.400	1.400	5.200
9	58.400	0	10.000	0	0	2.800

Fig. 3-8 QUANTIDADE DE AGUA PARA A AGRICULTURA Unid. m³

5 dias Mês		Arroz	Vegetais	Banana	Plantas tropicais	Total
58/10	1	9.185				9.185
	2	12.644				12.644
	3	15.340				15.340
	4	19.400				19.400
	5	10.653				10.653
	6	10.653				10.653
/11	1	15.725				15.725
	2	18.200				18.200
	3	11.988				11.988
	4	13.711				13.711
	5	18.200				18.200
	6	18.200				18.200
/12	1	20.627				20.627
	2	9.634				9.634
	3	6.091				6.091
	4	1.917				1.917
	5	13.589				13.589
	6	24.752				24.752
59/ 1	1	6.237				6.237
	2	18.200				18.200
	3	4.732				4.732
	4	1.917				1.917
	5	16.040				16.040
	6	21.840				21.840
/ 2	1	9.173				9.173
	2	13.347				13.347
	3	15.326				15.326
	4	19.413				19.413
	5	12.133				12.133
	6	7.280				7.280
/ 3	1	18.200				18.200
	2	18.200				18.200
	3	18.200				18.200
	4	8.954				8.954
	5	9.707				9.707
	6	20.384				20.384

5 dias mês		Arroz	Vegetais	Banana	Plantas tropicais	Total
59/ 4	1	15.895		0	0	15.895
	2	14.778		0	0	14.778
	3	20.627		1.160	467	22.254
	4	20.627		1.160	467	22.254
	5	15.434		0	0	15.434
	6	20.627		1.160	467	22.254
/ 5	1	18.200	2.267	1.160	467	22.094
	2	18.200	2.267	1.160	467	22.094
	3	18.200	2.267	1.160	467	22.094
	4	7.523	1.451	0	0	8.974
	5	12.449	907	0	0	13.356
	6	21.840	2.720	1.392	560	26.512
/ 6	1		1.745	729	120	2.594
	2		2.176	1.160	467	3.803
	3		2.267	1.160	467	3.894
	4		2.267	1.160	467	3.894
	5		2.267	1.160	467	3.894
	6		2.267	1.160	467	3.894
/ 7	1		2.267	1.160	467	3.894
	2		2.267	1.160	467	3.894
	3		2.267	1.160	467	3.894
	4		2.267	1.160	467	3.894
	5		2.267	1.160	467	3.894
	6		2.720	1.392	560	4.672
/ 8	1		1.006			1.006
	2		1.795			1.795
	3		2.176			2.176
	4		2.267			2.267
	5		2.267			2.267
	6		2.325			2.325
/ 9	1					0
	2					0
	3					0
	4					0
	5					0
	6					0

Unid. m³

5 dias Mês		Arroz	Vegetais	Banana	Plantas tropicais	Total
59/10	1	10.313				10.313
	2	13.347				13.347
	3	13.175				13.175
	4	19.413				19.413
	5	9.804				9.804
	6	11.066				11.066
/11	1	18.200				18.200
	2	16.623				16.623
	3	10.653				10.653
	4	16.695				16.695
	5	18.200				18.200
	6	13.589				13.589
/12	1	20.627				20.627
	2	17.132				17.132
	3	20.627				20.627
	4	20.627				20.627
	5	17.157				17.157
	6	24.752				24.752
60/ 1	1	16.453				16,453
	2	7.595				7.595
	3	49				49
	4	18.200				18.200
	5	18.200				18.200
	6	21.840				21.840
/ 2	1	9.379				9.379
	2	9.955				9.955
	3	12.343				12.343
	4	17.013				17.013
	5	0				0
	6	4.514				4.514
/ 3	1	16,841				16.814
	2	18.200				18.200
	3	17.011				17.011
	4	16.065				16.065
	5	16.016				16.016
	6	21.840				21.840

Unid. m³

Mês	5 dias	Arroz	Vegetais	Banana	Plantas tropicais	Total
60/ 4	1	20.627		1.160	467	22.254
	2	15.385		0	0	15.385
	3	20.627		1.160	467	22.254
	4	3.203		0	0	3.203
	5	20.627		1.160	467	22.254
	6	21.840		1.160	467	22.254
/ 5	1	15.385	1.908	466	0	17.759
	2	16.841	2.165	825	197	20.028
	3	13.638	1.451	35	0	15.124
	4	11.648	595	0	0	12.243
	5	8.687	907	0	0	9.594
	6	21.840	2.720	1.392	560	26.512
/ 6	1		1.629	634	43	2.306
	2		2.176	1.160	467	3.803
	3		1.813	538	0	2.351
	4		1.429	1.160	467	3.056
	5		1.037	0	0	1.037
	6		878	729	120	1.727
/ 7	1		2.176	1.160	467	3.803
	2		2.267	1.160	467	3.894
	3		1.509	610	24	2.143
	4		2.267	1.160	467	3.894
	5		2.174	854	220	3.248
	6		2.352	1.392	560	4.304
/ 8	1		1.672			1.672
	2		2.002			2.002
	3		2.267			2.267
	4		272			272
	5		1.995			1.995
	6		2.212			2.212
/ 9	1					0
	2					0
	3					0
	4					0
	5					0
	6					0

Fig.3-9 CALCULO DO DEFICIT D'AGUA E ENTRADA E SAIDA DO TANQUE 1958-59

Mês	5 dias	Entrada d'água na represa	Água para agricultura	Saldo d'água	Entrada d'água no tanque	Quantidade em dependência do tanque	Quantidade acumulada em dependência do tanque
10	1	25.800	9.185	16.615	0	0	0
	2	8.200	12.644	- 4.444	0	4.444	4.444
	3	6.400	15.340	- 8.940	0	8.940	13.384
	4	200	19.400	- 19.200	0	19.200	32.584
	5	5.800	10.653	- 4.853	0	4.853	37.437
	6	148.400	10.653	137.747	37.437	0	0
11	1	1.020	15.725	- 14.705	0	14.705	14.705
	2	0	18.200	- 18.200	0	18.200	32.905
	3	2.700	11.988	- 9.288	0	9.288	42.193
	4	1.400	13.711	- 12.311	0	12.311	54.504
	5	160	18.200	- 18.040	0	18.040	72.544
	6	0	18.200	- 18.200	0	18.200	90.744
12	1	200	20.627	- 20.427	0	20.427	111.171
	2	59.000	9.634	49.366	49.366	0	61.805
	3	88.400	6.091	82.309	61.805	0	0
	4	90.600	946	89.654	0	0	0
	5	39.000	13.589	25.411	0	0	0
	6	0	24.752	- 24.752	0	24.752	24.752
1	1	57.600	6.237	51.363	24.752	0	0
	2	600	18.200	- 17.600	0	17.600	17.600
	3	77.400	4.732	72.668	17.600	0	0
	4	101.000	1.917	99.083	0	0	0
	5	10.600	16.040	- 5.440	0	5.440	5.440
	6	0	21.840	- 21.840	0	21.840	27.280
2	1	76.800	9.173	67.627	27.280	0	0
	2	4.400	13.347	- 8.947	0	8.947	8.947
	3	7.000	15.326	- 8.326	0	8.326	17.273
	4	3.000	19.413	- 16.413	0	16.413	33.686
	5	0	12.133	- 12.133	0	12.133	45.819
	6	2.000	7.280	- 5.280	0	5.280	51.099
Total							

1959

Mês	Dias	Entrada d'água represa	Água para agricultura	Saldo d'água	Entrada d'água no tanque	Quantidade em dependência do tanque	Quantidade acumulada em dependência do tanque
3	1	800	18.200	- 17.400	0	17.400	68.499
	2	0	18.200	- 18.200	0	18.200	86.696
	3	4.000	18.200	- 14.200	0	14.200	100.899
	4	39.800	8.954	30.846	30.846	0	70.053
	5	36.200	9.707	26.493	26.493	0	43.560
	6	4.600	20.384	- 15.784	0	15.784	59.344
4	1	22.000	15.895	6.105	6.105	0	53.239
	2	33.200	14.778	18.422	18.422	0	34.817
	3	600	22.254	- 21.654	0	21.654	56.471
	4	0	22.254	- 22.254	0	22.254	78.725
	5	22.600	15.434	7.166	7.166	0	71.559
	6	200	22.254	- 22.054	0	22.054	93.613
5	1	1.200	22.094	- 20.894	0	20.894	114.507
	2	400	22.094	- 20.894	0	21.694	136.201
	3	0	22.094	- 22.094	0	22.094	158.295
	4	52.600	8.974	43.626	43.626	0	114.669
	5	29.600	13.356	13.544	13.544	0	101.125
	6	0	26.512	- 26.512	0	26.512	127.637
6	1	5.400	2.594	2.806	2.806	0	124.831
	2	1.800	3.803	- 2.003	0	2.003	126.834
	3	0	3.894	- 3.894	0	3.894	130.728
	4	0	3.894	- 3.894	0	3.894	134.622
	5	0	3.894	- 3.894	0	3.894	138.516
	6	0	3.894	- 3.894	0	3.894	142.410
7	1	1.000	3.894	- 2.894	0	2.894	145.304
	2	0	3.894	- 3.894	0	3.894	149.198
	3	0	3.894	- 3.894	0	3.894	153.092
	4	0	3.894	- 3.894	0	3.894	156.986
	5	0	3.894	- 3.894	0	3.894	160.880
	6	0	4.672	- 4.672	0	4.672	165.552
Total							

1959

mês	dias	Entrada d'água	Água para agricultura	Saldo d'água	Entrada d'água no tanque	Quantidade em dependência do tanque	Quantidade acumulada em dependência do tanque
8	1	18.000	1.006	16.994	16.994	0	148.558
	2	4.600	1.795	2.805	2.805	0	145.753
	3	3.600	2.176	1.424	1.424	0	144.329
	4	1.400	2.267	- 867	0	867	145.196
	5	0	2.267	- 2.267	0	2.267	147.463
	6	8.000	2.325	5.675	0	5.675	141.788
9	1	12.600	0	12.600	12.600	0	129.188
	2	0	0	0	0	0	129.188
	3	13.800	0	13.800	13.800	0	115.388
	4	1.600	0	1.600	1.600	0	113.788
	5	400	0	400	400	0	113.388
	6	14.800	0	14.800	14.800	0	98.588
10	1	0	10.313	- 10.313	0	10.313	108.901
	2	1.200	13.347	- 12.147	0	12.147	121.048
	3	43.400	13.175	30.255	30.255	0	90.823
	4	800	19.413	- 18.613	0	18.613	109.436
	5	9.600	9.804	- 204	0	204	109.640
	6	15.200	11.066	4.134	4.134	0	105.506
11	1	0	18.200	- 18.200	0	18.200	123.706
	2	5.800	16.623	- 10.823	0	10.823	134.529
	3	39.200	10.653	28.547	28.547	0	105.982
	4	5.200	16.695	- 11.495	0	11.495	117.477
	5	2.400	18.200	- 15.800	0	15.800	133.277
	6	23.000	13.589	9.411	9.411	0	123.866
12	1	0	20.627	- 20.627	0	20.627	144.493
	2	15.800	17.132	- 1.322	0	1.322	145.825
	3	5.400	20.627	- 15.227	0	15.227	161.052
	4	600	20.627	- 20.027	0	20.027	181.079
	5	13.400	17.157	- 3.757	0	3.757	184.836
	6	0	24.752	- 24.752	0	24.752	209.588
Total							

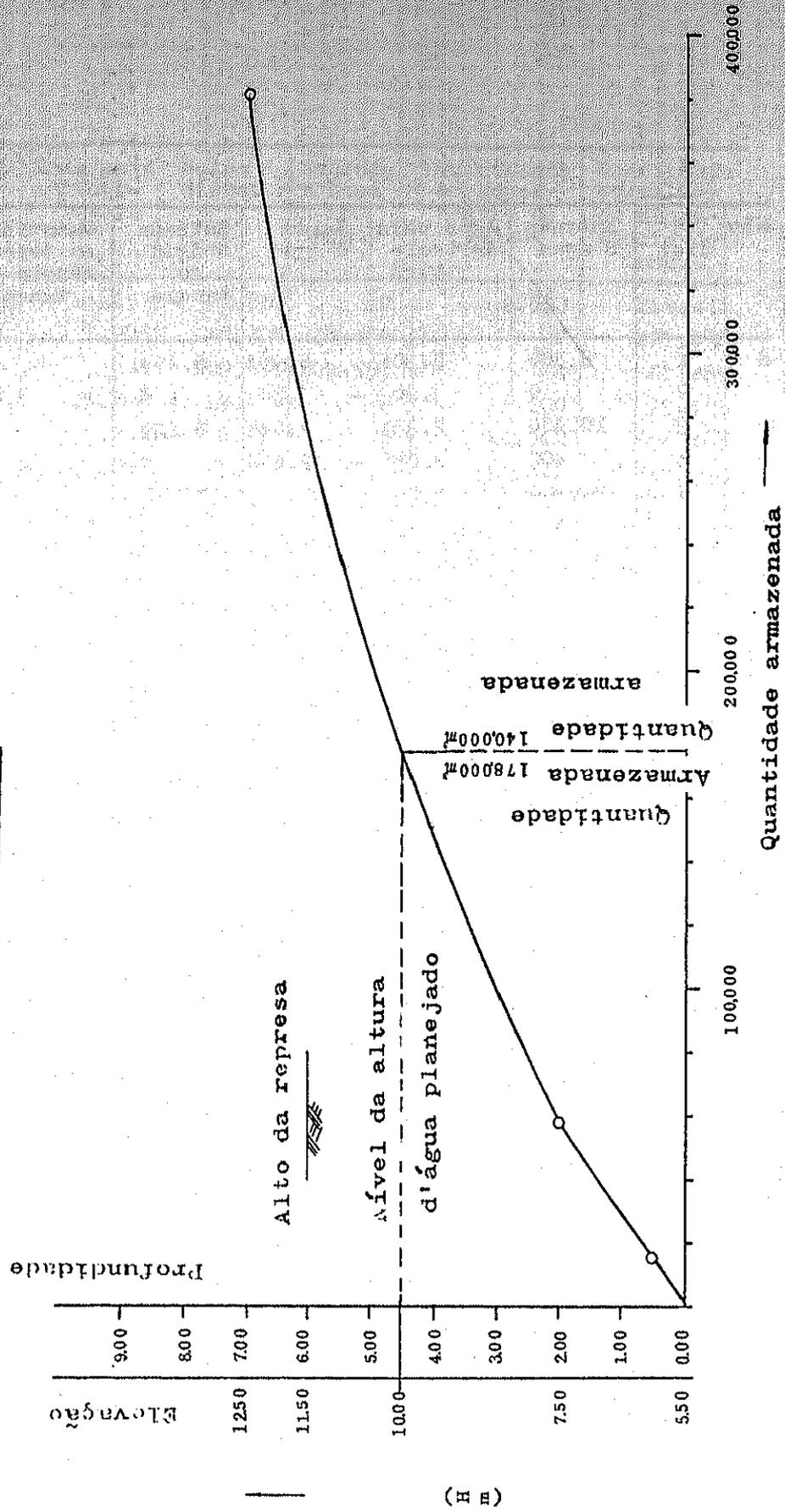
1960

Mês	5 dias	Entrada d'água	Água para agricultura	Saldo d'água	Entrada d'água no tanque	Quantidade em dependência do tanque	Quantidade acumulada em dependência do tanque
1	1	6.600	16.453	- 9.853	0	9.853	219.441
	2	56.000	7.595	48.405	48.405	0	171.036
	3	109.600	49	109.551	109.551	0	61.485
	4	0	18.200	- 18.200	0	18.200	79.685
	5	1.400	18.200	- 16.800	0	16.800	96.485
	6	0	21.840	- 21.840	0	21.840	118.325
2	1	20.200	9.379	10.821	10.821	0	107.504
	2	42.000	9.955	32.045	32.045	0	75.459
	3	50.600	12.343	38.257	38.257	0	37.202
	4	21.800	17.013	4.787	4.787	0	32.415
	5	103.800	0	103.800	32.415	0	0
	6	21.400	4.514	16.866	0	0	0
3	1	4.200	16.841	- 12.641	0	12.641	12.641
	2	0	18.200	- 18.200	0	18.200	30.841
	3	4.200	17.011	- 12.811	0	12.811	43.652
	4	8.800	16.065	- 7.265	0	7.265	50.917
	5	9.000	16.016	- 7.016	0	7.016	57.933
	6	0	21.840	- 21.840	0	21.840	79.773
4	1	0	22.254	- 22.254	0	22.254	102.027
	2	30.200	15.385	14.815	14.815	0	87.212
	3	1.600	22.254	- 20.654	0	20.654	107,866
	4	110.800	3.203	107.597	107.597	0	269
	5	0	22.254	- 22.254	0	22.254	22.523
	6	0	22.254	- 22.254	0	22.254	44.777
5	1	11.600	17.759	- 6.159	0	6.159	50.936
	2	4.200	20.028	- 15.828	0	15.828	66.764
	3	18.600	15.124	3.476	3.476	0	63.288
	4	34.200	12.243	21.957	21.957	0	41.331
	5	58.800	9.594	49.206	41.331	0	0
	6	1.400	26.512	- 25.112	0	25.112	25.112
Total							

1960

N ^{os}	5 dias	Entrada d' água	Água para agricul- tura	Saldo d' água	Entrada d' água no tanque	Quantidade em depen- dência do tanque	Quantidade acumulada em depen- dência do tanque
6	1	8.800	2.306	6.494	6.494	0	18.618
	2	0	3.803	- 3.803	0	3.803	22.421
	3	10.400	2.351	8.049	8.049	0	14.372
	4	400	3.056	- 2.656	0	2.656	17.028
	5	36.600	1.037	35.563	17.028	0	0
	6	5.400	1.727	3.673	0	0	0
7	1	0	3.803	- 3.803	0	3.803	3.803
	2	0	3.894	- 3.894	0	3.894	7.697
	3	9.600	2.143	7.457	7.457	0	240
	4	600	3.894	- 3.294	0	3.294	3.534
	5	3.800	3.248	552	552	0	- 2.982
	6	0	4.304	- 4.304	0	4.304	7.286
8	1	6.200	1.672	4.528	4.528	0	2.758
	2	0	2.002	- 2.002	0	2.002	4.760
	3	0	2.267	- 2.267	0	2.267	7.027
	4	54.400	272	54.128	7.027	0	0
	5	1.400	1.995	595	0	595	595
	6	5.200	2.212	2.988	595	0	0
9	1	58.400	0	58.400	0	0	0
	2	0	0	0	0	0	0
	3	10.000	0	10.000	0	0	0
	4	0	0	0	0	0	0
	5	0	0	0	0	0	0
	6	2.800	0	2.800	0	0	0

Quadro 3-1 CURVA DA POSIÇÃO DA ÁGUA
E QUANTIDADE ACUMULADA



2) Exame do padrão da bomba

A quantidade armazenável na represa é de 140.000m^3 . No caso em que se torna necessária uma maior quantidade de água para fins agrícolas, deve-se apoiar no bombeamento.

A quantidade máxima de água necessária em épocas de escassez na represa, de acordo com os resultados dos cálculos de entrada e saída na represa, foi de 24.752m^3 , no sexto período de 5 dias em dezembro de 1959.

Examinamos a seguir o padrão da bomba.

(1) Quantidade de água bombeada por minuto

$$Q = 24.752/6 \times 24 \times 60 = 2,86\text{m}^3/\text{min}$$

(2) Quantidade total

$$\begin{aligned} \text{Quantidade total} &= (\text{água ejetada} - \text{água absorvida}) + \\ &\text{perda no transporte} + \text{perda na passagem pela bomba} \\ &= (10,0 - 0,24) + 4,0 + 1,0 \\ &= 14,76 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(3) Exigência de força motriz

$$P = 0,163QH (1 + \alpha)/\eta$$

Em que P = cavalos do eixo KW

Q = água bombeada $2,86\text{m}^3/\text{min}$

α = multiplicador 0,20

η = rendimento 0,80

H = quantidade $14,76 \text{ m}$

total

$$: P = 10,3 \text{ KW}$$

(4) Bocal da bomba

Espiral absorvente de pequeno tamanho $150\text{mm}\phi$

3.1.4 Relevo e solo

1) Relevo

O Ribeira do Iguaçu, na região objeto do presente plano, corre numa extensão de mais ou menos $1,0\text{km}$, acompanhando praticamente a BR 116, na direção sudoeste para nordeste.

O Centro de Desenvolvimento Agrícola, a Área Experimental e a Represa se localizam num espaço de $1,0\text{km}$. A área ex-

perimental está rodeada por um dique, representando uma região inundada pelo Rio Jacupiranga com mais ou menos 50ha. A fonte d'água será um vale interior de 200 ha, na parte detrás da área experimental.

A represa será edificada num ponto em que se encontram dois riachos que nascem na encosta da propriedade de 200 hectares. O relevo da represa em sua parte mais baixa é de EL 5,00, numa largura de 200m, enquanto que na parte mais alta apresenta uma suave inclinação de EL 20,00-25,00 m. Caso for construída aqui uma represa com dique de altura de aproximadamente 7 metros, se obterá um fator de forma (comprimento do ponto mais alto/altura da represa) de $200m/7,00m = 29,0$. Como posição para uma represa cheia é certamente o relevo mais conveniente.

O rio que serve como fonte d'água, na represa se divide em dois no leito superior. Uma parte se dirige para o sul, atravessando a BR 116, e avança cerca de 1,5km. Outra parte vai para a direção sudeste, passando sob a BR 116 através de um conduto fechado de 1.000mm de diâmetro. Contudo, este conduto fechado apresenta já alguns desbarrancamentos e aterros, de modo que a partir da BR 116 em direção ao leito superior apresenta a conformação de um tanque de pouca profundidade.

O vale apresenta uma altura de EL 40-60,0, aproximadamente, estendendo-se na direção norte-sul de 1,5 a 2,0km, e na direção leste-oeste 1,0 a 1,2km, numa superfície de $2,00km^2$. O vale é cortado na direção sudoeste-nordeste, EL 25,00, pela BR 116. Sua vegetação é rica de árvores altas e folhas abundantes e largas, formando uma mata exuberante e desordenada.

2) Solo

A título de referência para a construção da represa, reunimos os resultados da pesquisa de solos da base da represa e do local de tomada de terra, necessários para a construção dos diques pelo DAEE.

A parte inferior do local da represa apresenta mais ou menos EL 5,00, recebendo influência da ascensão da posição das águas com as inundações do Ribeira. Por outro lado, o terreno determinado para área experimental será inteiramente coberto pela inundação. Eis porque o solo local apresenta uma camada de 1,5 a 2,5m, com alto índice de água, um solo viscoso e mole de cor marrom escura, rico em substâncias orgânicas. Nas camadas mais profundas continua o solo igual à camada superficial, mas apresenta um grau suficiente de dureza, com resistência suficiente para suportar montes de terra de 7 a 8 metros. Quanto aos declives montanhosos da direita e da esquerda, são formados igualmente com solos viscosos de cor amarela, e uma parte já se encontra em estado avançado de erosão com regos. Quanto ao declive esquerdo, será reservado como terreno para a tomada de areia, apresentando um solo igualmente viscoso.

3.1.5 Determinação do tamanho do corpo da represa

Planejamento do Tanque

1) Posição da Água Armazenada Curva da Água Armazenada

A capacidade de armazenamento d'água demonstra a relação com a posição da água, segundo a quantidade armazenada.

Ver Quadro 3-1 "Curva da Posição d'água e quantidade acumulada".

2) Capacidade de armazenamento d'água

(1) Determinação da Capacidade de Armazenamento Real

Ano base: adotou-se o ano de 1960, calculando-se como ano provável 1/10, e levando-se em conta a quantidade de precipitações de chuvas como índice decisivo para a capacidade de armazenamento real

Quantidade de: redução da profundidade da água segundo o
água na área período de crescimento (penetração direta do chumbo + evaporação sobre a superfície das folhas) foi determinado em 10 - 17 mm dia, tomando como referência o planejamen-

to realizado em Campinas sobre esta região, bem como as obras das regiões de Baurapara e Paraíba. Quanto a água para pudlagem adotamos 150mm/ha/dia.

Estabelecemos o intervalo de 20 dias para pudlagem e 5mm/dia para a água de irrigação da plantação.

Quantidade: estabelecemos a quantidade saída segundo a entrada intensidade de cada precipitação no ano-base foi determinada em 2,0km², depois de pesquisa feita. Ver Fig.3-7.

Capacidade real: calculamos a capacidade real em 209.588 m³, de armazenamento a partir da exigência líquida de água, da quantidade útil de precipitações, da exigência bruta de água. Ver Fig.3-9.

A capacidade real de armazenamento do tanque é de 209.588m³, mas como há necessidade de evitar o afundamento do sopé da elevação da BR 116, torna-se inevitável limitar a capacidade para 140.000m³. A quantidade faltante será retirada do rio Jacu-piranga com bomba.

(2) Determinação da capacidade geral de armazenamento

Capacidade lí- : 140.000m³

quida de armazen.

Filtração da á- : filtração máxima tolerada 0,05%/dia
 água armazenada média 0,025%/dia

1 período(out.-maio) 184 dias

140.000 x 0,025%/dia x 184 dias= 6.440m³

Evaporação : out. nov. dez. jan. fev. mar.

superficial 5mm/dia 6 6 6 6 6

Total 6mm/dia x 153 dias + 3mm/dia x 31 dias=1,0mm/dia

superfície 6,00ha x superfície média 1/3 = 2,00ha

logo, quantidade evaporada $2,000\text{ha} \times 1,011\text{mm} = 20,000\text{m}^3$

Acúmulo de terra: o vale apresenta pouca quantidade de terra desnuda, apresentando-se em forma bastante solidificada, razão porque adotamos 30m^3 por ano

o número médio de anos suportável é de 30 logo, o acúmulo previsto de terra = $(2,00\text{km}^2 - 6,00\text{ha}) \times 30\text{m}^3/\text{ano km}^2 \times 80\text{anos} = 5,000\text{m}^3$

Água para uso diário: água para uso diário 250 litros/dia, pessoa e outros usos $250 \times 100\text{pessoas/dias} \times 184\text{dias}$

$$= 4.600\text{m}^3$$

$$= 1960\text{m}^3$$

Capacidade geral: capacidade líquida de armazenam. 140.000m^3

de armazenamento	filtração de água armazenada	6.440
	evaporação superficial	20.000
	acúmulo de terra	5.000
	água para uso diário, etc.	6.560
	Total	178.000 m^3

logo, a capacidade geral de armazenamento deve ser 178.000m^3

além disto, de acordo com a curva H - Q, devemos concluir que o nível de altura das águas normal (FWL) deve ser

$$\text{FWL} = \text{EL } 10,00\text{m}$$

3) Resumo do Planejamento do Tanque

superfície do vale $A = 2,00\text{km}^2$

capacidade geral de $V = 178.000\text{m}^3$

armazenamento

acúmulo de terra $V_{wa} = 5.000\text{m}^3$

quantidade d'água útil $V_w = 140.000\text{m}^3$

superfície da represa cheia $A_w = 60.000\text{m}^2$

posição da água armazenada: $\text{HWL} = 10,50\text{m}$ $\text{FWL} = 10,00\text{m}$

$$\text{DWL} = 6,00\text{m}$$

profundidade da água a rov. $H_w = 4,00\text{m}$

3.1.6 Planejamento do Corpo da Represa

1) Valores de planejamento dos materiais de construção do dique

Como no plano está prevista a tomada de materiais para a construção do dique a partir da colina situada na margem esquerda do corpo da represa, está sendo realizada a perfuração em 5 locais tal como o indicado no Quadro 1, procedendo-se os testes de solos, e testes de dureza. Segundo os testes de granulagem e consistência (limites de Atterberg), os solos do local escolhido para o presente plano são considerados solos limosos ou areias lodosas com forte quantidade de mica amarelada ou vermelha, muito semelhantes a materiais CH, CL e SC, segundo uma classificação unificada. Usando como referência o material intitulado "Earth and Earth-Rock Dams", publicado pelo Departamento de Colonização dos Estados Unidos, compilamos os resultados no Quadro 3-10.

(1) Valores básicos

a) Peso das partículas de terra (G_{sm})

$$G_{sm} = 2,67$$

b) Quantidade natural de água (W_{NM})

$$W_{NM} = \frac{\sum_{i=1}^n W_{Ni}}{n} = \frac{35,24}{15} = 2,349 \approx 2,35 \%$$

c) Densidade máxima de secura (γ_{dmaxM})

$$\gamma_{dmaxM} = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_{dmaxi}}{n} = \frac{25,74}{15} = 1,716 \approx 1,72 \text{ t/m}^3$$

d) Quantidade natural de água mais conveniente (W_{optM})

$$W_{optM} = \frac{\sum_{i=1}^n W_{opti}}{n} = \frac{280,3}{15} = 18,69 \approx 18,7 \%$$

e) Densidade de umidade ($\gamma_t M$)

$$\gamma_t M = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_{ti}}{n} = \frac{40,07}{15} = 2,671 \approx 2,67 \text{ t/m}^3$$

(2) Peso unitário (γ_d)

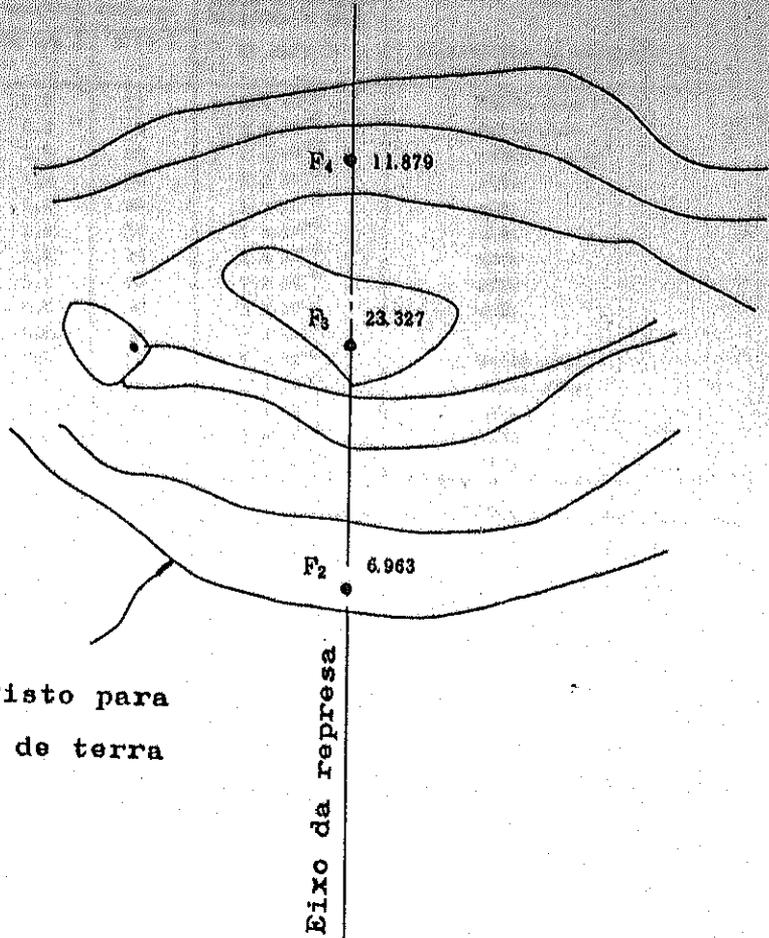
a) Densidade de secura (γ_{dmax})

i) densidade máxima de secura

valor médio

$$\gamma_{dmaxM} = 1,72 \text{ t/m}^3$$

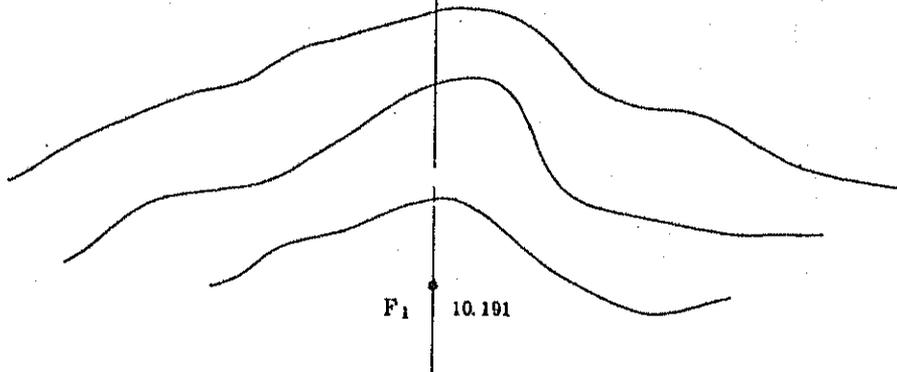
Quadro 3-2 LOCAL DE PERFURAÇÃO



Local previsto para tomada de terra

Eixo da represa

Terreno pantanoso

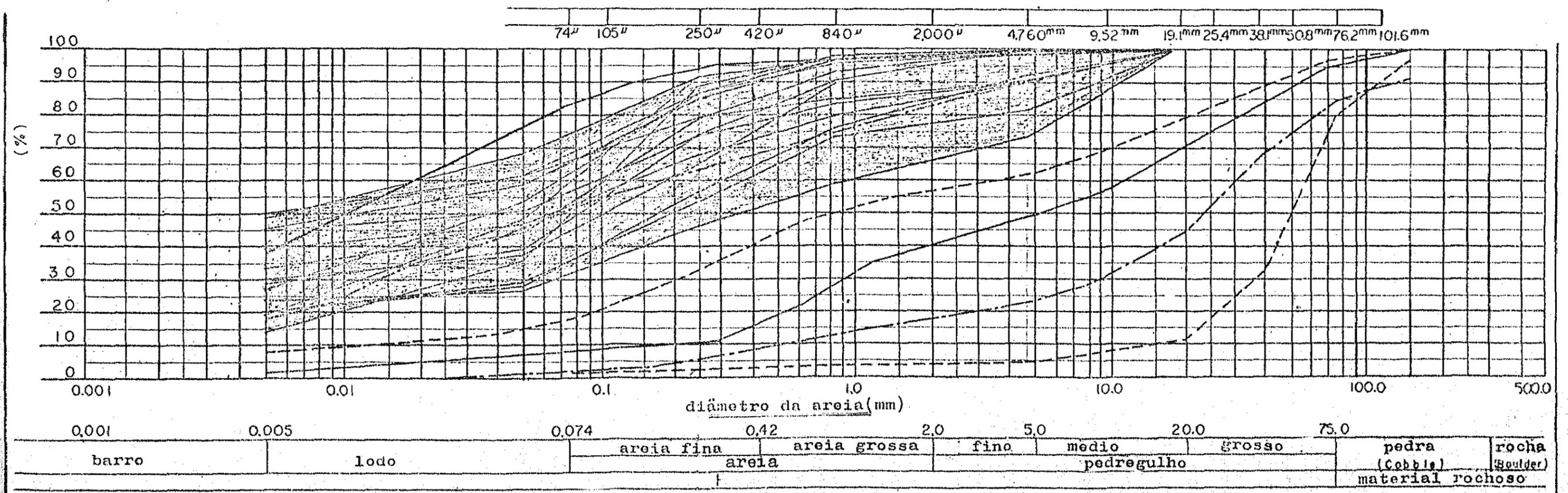


F₁ 10.191

Fig. 3-10 LISTA DOS RESULTADOS DO EXAME DO SOLO

Número de Estação	Profundidade da amostragem	Classificação unificada	pass	índice de unidade	Análise de granulagem (%)						Índices de Atterberg (%)			Módulo de compressibilidade		densidade da unidade t (g/cm³)	aparelho triaxial		Teste de permeabilidade à água K (cm/s)	Obs. (Resistência da tubulação)
					- 0,005 barro	0,005 - 0,05 lodo	0,05 - 0,25 areia fina	0,25 - 0,84 areia média	0,84 - 4,76 areia grossa	4,76 - pedregulho	LL	LP	IP	(g/cm³) σ_{max}	Post		d (1/n)	β (°)		
2 - 1	0,20 - 1,00	OH	(267)	39,0	46	12	27	12	2	1	52,8	24,9	27,9	1,53	23,8	2,64	0,8	15	5×10^{-8}	Muito alto
2 - 2	1,00 - 2,00	OH	(267)	36,2	50	12	25	9	2	2	57,6	23,9	33,7	1,59	23,3	2,71	0,8	15	5×10^{-8}	Muito alto
3 - 1	0,20 - 1,00	OH	(267)	24,8	48	14	17	6	6	9	56,5	30,6	24,9	1,55	24,8	2,69	1,5	20	1×10^{-7}	média - alto
3 - 2	1,00 - 2,00	OL - OH	(267)	28,2	48	20	24	5	2	1	50,0	26,1	23,9	1,61	23,1	2,71	1,2	20	5×10^{-8}	alta
3 - 3	2,00 - 3,00	OL	(267)	26,1	33	11	35	14	6	1	42,4	23,1	19,3	1,69	19,5	2,72	1,2	20	5×10^{-8}	alta
3 - 4	3,00 - 4,00	OL	(267)	27,8	27	26	34	11	2	-	43,8	20,8	23,0	1,71	19,1	2,72	1,2	20	5×10^{-8}	alta
3 - 5	4,00 - 5,00	OL - SO	(267)	20,5	14	22	53	9	2	-	32,4	17,6	14,8	1,93	11,9	2,67	0,8	25	1×10^{-8}	alta
3 - 6	5,00 - 6,00	OL	(267)	18,4	19	29	44	5	1	2	37,2	18,4	18,8	1,70	19,6	2,72	1,2	20	5×10^{-8}	alta
4 - 1	0,20 - 1,00	SO	(267)	21,2	29	0	35	17	9	-	33,6	17,8	15,8	1,83	15,1	2,63	0,8	30	3×10^{-7}	alta
4 - 2	1,00 - 2,00	SO	(267)	16,6	30	7	28	25	8	2	37,0	18,7	18,3	1,85	13,2	2,66	0,8	30	3×10^{-7}	alta
4 - 3	2,00 - 3,00	OH	(267)	26,8	45	7	22	9	8	9	65,6	26,9	38,7	1,64	21,2	2,66	0,8	15	5×10^{-8}	Muito alta
4 - 4	3,00 - 4,00	OH	(267)	23,7	39	8	21	12	11	9	63,0	25,7	37,3	1,69	19,9	2,71	0,8	15	5×10^{-8}	Muito alta
5 - 1	0,20 - 1,00	SO	(267)	19,4	23	4	20	12	14	27	40,9	23,5	17,4	1,71	18,3	2,61	0,8	30	3×10^{-7}	alta
5 - 2	1,00 - 2,00	SO	(267)	12,2	20	8	29	20	15	8	32,0	15,8	16,2	1,88	12,4	2,60	0,8	30	3×10^{-7}	alta
5 - 3	2,00 - 3,00	SO	(267)	11,5	20	9	25	20	18	18	29,5	14,2	15,3	1,83	15,1	2,62	0,8	30	3×10^{-7}	alta

CURVA DA VARIAÇÃO DO DIÂMETRO DA AREIA



deflexão normal

$$\sigma_{\gamma_{dmax}} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \{ (\gamma_{dmax1} - \gamma_{dmaxM})^2 + \dots + (\gamma_{dmaxn} - \gamma_{dmaxM})^2 \}}$$
$$= \sqrt{\frac{1}{15-1} \times 0.2136} = 0.214 \approx 0.12$$

densidade máxima de secura

$$\gamma_{dmaxM'} = \gamma_{dmaxM} + \frac{1}{2} \sigma_{\gamma_{dmax}}$$
$$= 1.72 \pm \frac{1}{2} \times 0.12 = 1.78 \sim 1.66$$

ii) Densidade de secura 90%

$$\gamma_{d90} = \gamma_{dmaxM} \times 0.9$$
$$= 1.72 \times 0.9 = 1.548 \approx 1.55 \text{ t/m}^3$$

portanto, como se tornará $\gamma_{d90} < \gamma_{dmaxM'}$, considerando as condições de execução, adotamos γ_{d90}

logo, $\gamma_d = \gamma_{d90} = 1.55 \text{ t/m}^3$

b) Quantidade de água (W)

i) Quantidade natural de água (W_{nm})

$$W_{nm} = 23,5\%$$

ii) Quantidade de água mais adequada (W_{opt})

valor médio

$$W_{optM} = 18,7\%$$

deflexão normal

$$\sigma_{w_{opt}} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \{ (w_{opt1} - w_{optM})^2 + \dots + (w_{optn} - w_{optM})^2 \}}$$
$$= \sqrt{\frac{1}{15-1} \times 25.83} = 1.27 \approx 1.2$$

quantidade de água mais adequada

$$W_{opt M'} = W_{opt M} \pm \frac{1}{2} \sigma_{W_{opt}}$$

$$= 18.7 \pm 2.1 = 20.8 \% \sim 16.6 \%$$

portanto, considerando i), ii) e a execução do corpo da represa, adotamos como quantidade de água o valor W_{nm} .

logo, $W = 23.5 \%$

c) Densidade de umidade (γ_t)

valor médio

$$\gamma_{tM} = 2.67 \text{ t/m}^3$$

deflexão normal

$$\sigma_{\gamma_t} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \{ (\gamma_{t1} - \gamma_{tM})^2 + \dots + (\gamma_{tn} - \gamma_{tM})^2 \}}$$

$$= \sqrt{\frac{1}{15-1} \times 0.0264} = 0.043 \approx 0.04$$

densidade de umidade

$$\gamma_{tM'} = \gamma_{tM} \pm \frac{1}{2} \sigma_{\gamma_t}$$

$$= 2.67 \pm 0.02 = 2.69 \sim 2.65 \text{ t/m}^3$$

portanto, considerando a execução no local e a quantidade de água,

logo, $\gamma_t = 2.65 \text{ t/m}^3$

d) Índice de intervalo (e)

$$e = \frac{C_s}{\gamma_d} - 1 = \frac{2.67}{1.55} - 1 = 0.72$$

e) Peso de Saturação (γ_{sat})

$$\gamma_{sat} = \frac{C_s + e}{1 + e} = \frac{2.67 + 0.72}{1 + 0.72} = 1.97 \text{ t/m}^3$$

f) Peso dentro d'Água (γ_{sub})

$$\begin{aligned}\gamma_{sub} &= \gamma_{sat} - \gamma_w \\ &= 1.97 - 1.00 = 0.97 \text{ t/m}^3\end{aligned}$$

(3) Força do corte

a) Força de adesão (C)

a força de adesão planejada é a partir de

$$C_M = \frac{1}{n} \Sigma \sigma_i = 0.95$$

logo, adotamos $C = 1.00 \text{ t/m}^2$

b) Angulo de choques internos

$$\text{Como } \phi_M = \frac{1}{n} \Sigma \phi_i = 22.3^\circ,$$

se tomarmos valores tendo em vista a segurança do corpo da represa, devemos usar ϕ_{min}

logo, $\phi = 15^\circ$

(4) Coeficiente de Transparência

O coeficiente de transparência planejada usa os valores abaixo:

$$K = 5.0 \times 10^{-6} \text{ cm/sec}$$

(5) Resumo dos valores do planejamento

Resumindo os valores de planejamento do corpo da represa, encontramos a situação abaixo:

Índice de umidade W (%)	Unid. de peso				Força do corte			Índice de transparência da água K (cm/sec)
	γ_d t/m ³	γ_t t/m ³	γ_{sat} t/m ³	γ_{sub} t/m ³	C t/m ²	ϕ grau	un. ϕ	
23,5	1,55	2,65	1,97	0,97	1,0	15,00'	0,26795	5,0 X 10 ⁻⁶

2) Estudo sobre a água infiltrada

(1) Linha de filtração do corpo da represa

A linha de filtração do corpo da represa, segundo o método de Casa Grande, deve ser determinada de acordo com a linha d'água normal (FWL.10,00).

a) Valores básicos

$$l_1 = 13.75 \text{ m}$$

$$l_2 = 27.25 \text{ m}$$

$$d = 31.375 \text{ m}$$

$$h = 5.50 \text{ m}$$

b) Linha parabólica básica

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d = \sqrt{5.50^2 + 31.375^2} - 31.375 = 0.478 \text{ m}$$

$$X = \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0} = \frac{y^2 - 0.478^2}{2 \times 0.478^2} = \frac{y^2 - 0.228}{0.956}$$

LISTA DO PLANO DA PARÁBOLA BÁSICA (LINHA DE FILTRAÇÃO)

Y	0	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	5,5
X	-0,238	0,023	0,808	2,115	3,946	9,176	16,498	31,404

c) Correção da linha parabólica básica

$$\tan \alpha = \frac{7.00}{17.50} = 0.4$$

$$\alpha = 21^\circ 48'$$

a superfície de percolação (a)

$$a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha}$$

$$\cos \alpha = 0.9285$$

$$y_0 = 0.478 \text{ m}$$

$$a + \Delta a = \frac{0.478}{1 - 0.9285} = 6.685 \text{ m}$$

$$a = \frac{d}{\cos \alpha} - \sqrt{\left(\frac{d}{\cos \alpha}\right)^2 - \left(\frac{h}{\sin \alpha}\right)^2}$$

em que

$$d = 3.1375 \text{ m}$$

$$h = 5.50 \text{ m}$$

$$\cos \alpha = 0.9285$$

$$\sin \alpha = 0.3714$$

$$a = \frac{3.1375}{0.9285} - \sqrt{\left(\frac{3.1375}{0.9285}\right)^2 - \left(\frac{5.50}{0.3714}\right)^2} = 3.418 \text{ m}$$

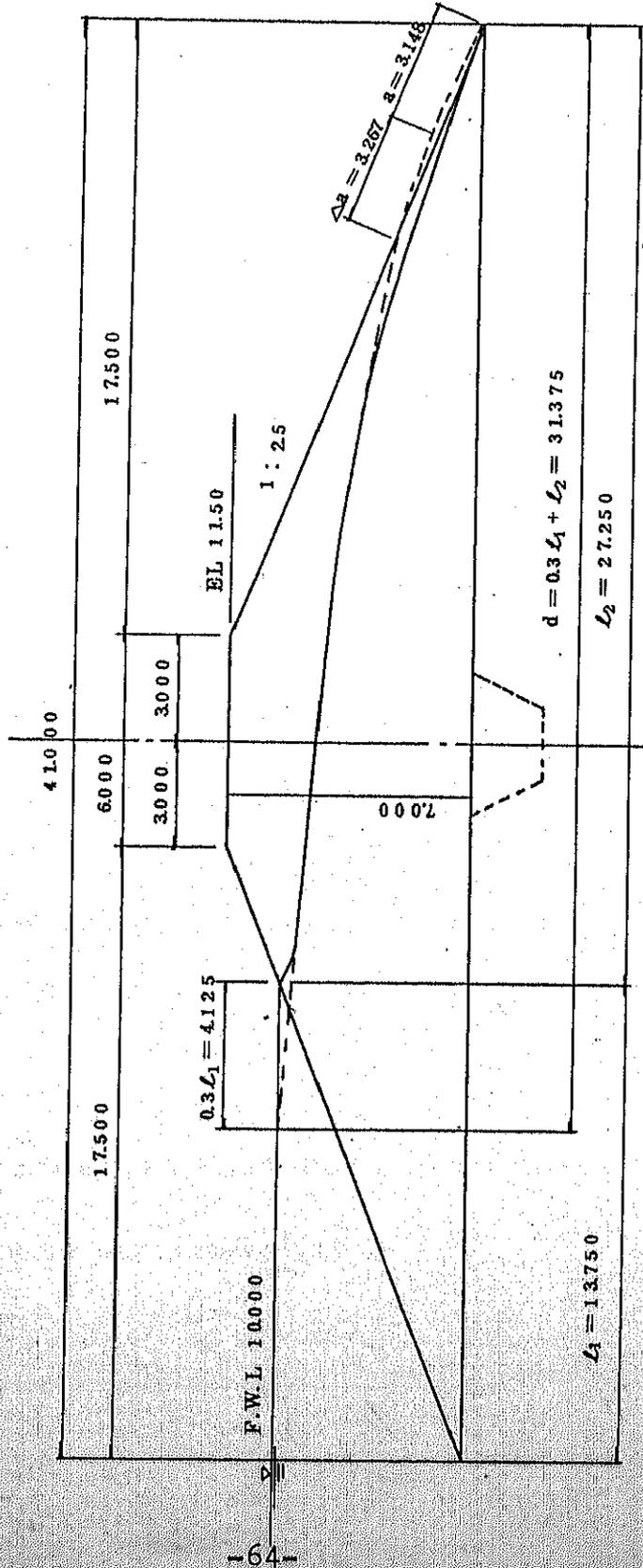
$$\Delta a = 6.685 - 3.418 = 3.267 \text{ m}$$

e os elementos perpendiculares de a e $(a + \Delta a)$

$$a \sin \alpha = 3.418 \times 0.3714 = 1.269 \text{ m}$$

$$(a + \Delta a) \sin \alpha = 6.685 \times 0.3714 = 2.483 \text{ m}$$

Quadro 3-3 LINHA DE PENETRAÇÃO
NO CORPO DA REPRESA



(2) Quantidade infiltrada no corpo da represa

a) quantidade infiltrada por largura unitária do corpo da represa (q_D)

$$q_D = K \cdot y_o$$

em que K : coeficiente de filtração = $5.0 \times 10^{-8} \text{ cm/sec}$

$$\text{logo, } K = 5.0 \times 10^{-8} \text{ m/sec}$$

y_o : altura da superfície filtrada = 0,478m

$$q_D = 5.0 \times 10^{-8} \times 0.478 = 2.39 \times 10^{-8} \text{ m}^3/\text{sec}/\text{m}$$

b) Quantidade filtrada total a partir do corpo da represa (Q_o)

$$Q_o = q_o \ell$$

em que ℓ : largura média de penetração no corpo da represa = 200,0m

$$\ell_1 = 220,0\text{m (FWL 10,00)}$$

$$\ell_2 = 180,0\text{m (cobertura do chão da represa)}$$

$$\text{logo, } \ell = \frac{\ell_1 + \ell_2}{2} = \frac{220.0 + 180.0}{2} = 200.0\text{m}$$

$$\text{logo, } Q_o = 2,39 \times 10^{-8} \times 200 = 4,78 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{logo, } Q_{\text{dia}} = 4,78 \times 10^{-6} \times 86,400 = 4,1 \times 10^{-1}/\text{dia} = 0,41\text{m}^3/\text{dia}$$

c) Índice de água permeada

quantidade armazenada total:

$$V = 178,000 \text{ m}^3$$

$$\Delta W = \frac{Q_{\text{day}}}{V} \times 100$$

$$\Delta W = \frac{0,41}{178,000} \times 100 = 2,30 \times 10^{-4} \text{ \%/day}$$

(3) Quantidade filtrada na base do corpo da represa

A base do terreno da represa constitui um cobertura quase natural, em que um solo limoso se acumula sobre uma base semi-permeável ($K = 4,5 \times 10^{-4} \text{ cm/seg}$). Portanto, a quantidade

permeada a partir do terreno de base se apresenta com uma con-
 formação muito semelhante a uma cobertura natural.

a) Comprimento da rota de filtração

$$X = \sqrt{\frac{t \times d \times k_1}{k}}$$

em que x: comprimento da rota de filtração(m)
 t: espessura média da cobertura natural = 2,0m
 d: profundidade da base = 3,0m(hipótese)
 k₁: índice de filtração da cobertura natural

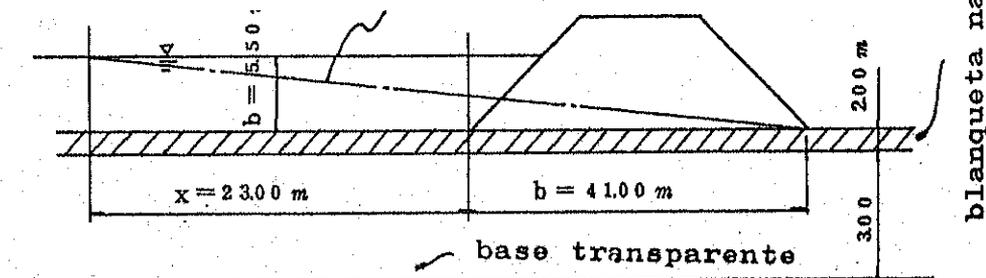
logo $5.0 \times 10^{-6} \text{ cm/sec} = 5.5 \times 10^{-8} \text{ m/sec}$

k: índice de filtração da base

logo $4.5 \times 10^{-4} \text{ cm/sec} = 4.5 \times 10^{-6} \text{ m/sec}$

logo, $X = \sqrt{\frac{2.00 \times 3.00 \times 4.5 \times 10^{-6}}{5.0 \times 10^{-8}}} = 23.238 \approx 23.2 \text{ m}$

GRADIENTE HIDRAULICO DA CAMADA DE TRANSPARENCIA



b) Quantidade filtrada na base

i) quantidade filtrada por largura unitária (q)

$$q = \frac{k \times d \times h}{0.62x + b}$$

$$\therefore q = \frac{4.5 \times 10^{-6} \times 3.0 \times 5.5}{0.62 \times 23.2 + 41.00} = 1.34 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{sec}/\text{m}$$

ii) quantidade filtrada total(Q)

$Q = q \cdot \ell$ em que $\ell = 2000 \text{ m}$

$$Q = 1.34 \times 10^{-6} \times 2000 = 2.68 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_{\text{day}} = 2.68 \times 10^{-4} \times 86,400 = 23.155 \text{ m}^3/\text{day}$$

c) Índice de água permeada
 quantidade total de água armazenada:

$$V = 178.000 m^3$$

$$\Delta W = \frac{Q_{day}}{V} \times 100$$

$$\therefore \Delta W = \frac{23.155}{178.000} \times 100 = 0.0130 \%$$

(4) Resumo da água filtrada

Expressamos abaixo a água filtrada a partir do corpo da represa e de seu terreno de base:

Fig. 3-11 LISTA GERAL DA QUANTIDADE D'AGUA FILTRADA

Classificação	Água total acumulada V (m ³)	Água acumulada útil VW (m ³)	Água vasada Q(m ³ /dia)	$\Delta W = \frac{Q}{V} \times 100$ (%)	$\Delta W' = \frac{Q}{VW} \times 100$ (%)	Resultado
Corpo da Represa	178.000	140.000	0.410	0,00023	0,00029	OK
Base			23,155	0,0130	0,0165	OK
			23,565	0,01323	0,01679	OK

Tal como explicamos antes, a quantidade de água permeada é $Q = 23.565 m^3/dia$, enquanto que a porcentagem da água acumulada útil é de $140.000 m^3$. A relação para com este último é de

$$\Delta W' = 0.0168 \%$$

3) Cálculo equilibrado do corpo da represa

(1) Condições para um cálculo equilibrado

Faz-se o cálculo equilibrado do declive do corpo da represa a partir da lista de cálculos equilibrados de Taylor.

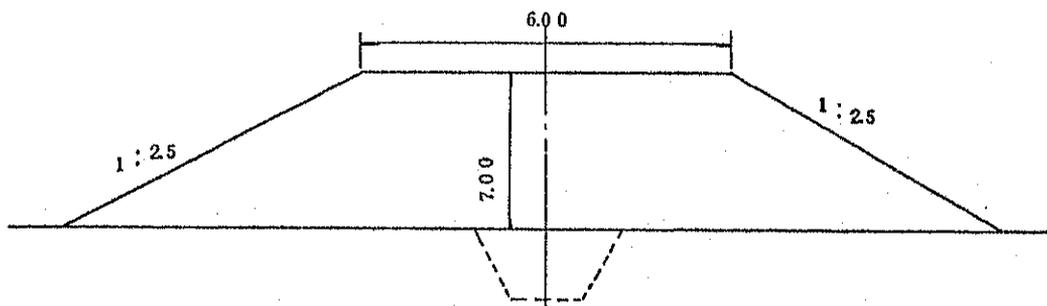
a) Materiais para a construção da represa

Fig.3-12 VALORES DE CONSTRUÇÃO

Peso unitário		Força do Corte			
Secagem	Umidade	Adesividade	Angulo de choque interno		Resumo
γ_d	γ_t	c	ϕ	tan ϕ	
t/m ³	t/m ³	t/m ³	(grau)		
1,55	2,65	1,0	15°00'	0,26795	

b) Estrutura do corpo da represa

SECÇÃO NORMAL



tipo da represa: represa de terra, tipo equilibrado
 altura da represa: $H_D' = 7,00m$

peso unitário: $\gamma t H_D' = 2,65 \times 7,00 = 18,55 t/m^2$

gradiente: no leito superior $1 : 2,5 (21^\circ 48')$

no leito inferior $1 : 2,5 (21^\circ 48')$

(2) Cálculo equilibrado

a) adotamos $F_s = F_\phi = F_0 = 2,0$

$$C_{2,0} = \frac{C}{F_s} = \frac{1,0}{2,0} = 0,5 t/m^2$$

$$\phi_{2,0} = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi}{F_s} \right)$$

$$= \tan^{-1} \left(\frac{\tan 15^\circ}{2,0} \right)$$

$$= \tan^{-1}(0,13397) = 7^\circ 38'$$

para $\phi_{2,0} = 7^\circ 38'$, $\beta = 21^\circ 48'$

quadro de Taylor abaixo

, a partir do

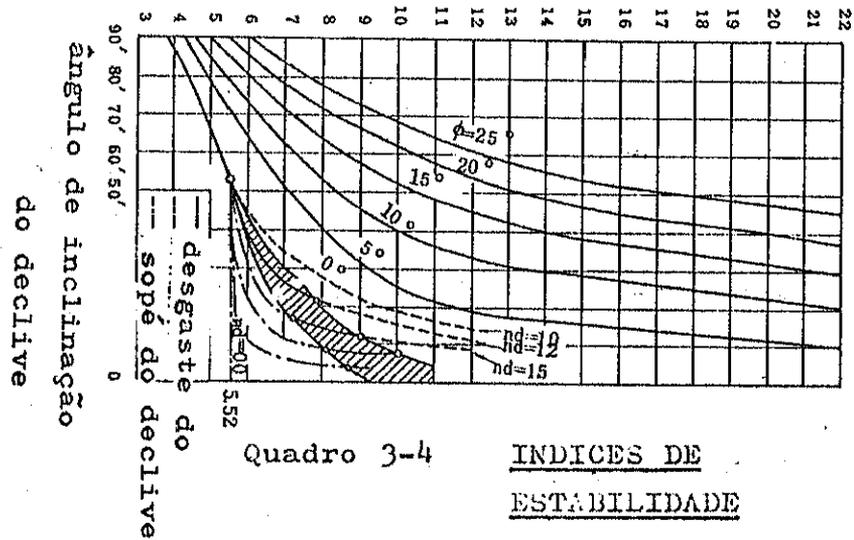
$$N_s = \frac{\gamma t H}{C_{2,0}} = 16$$

$$H = \frac{N_s \times C_{2,0}}{\gamma t} = \frac{16 \times 0,5}{2,65} = 3,02 m$$

b) adotamos

$$F_s = F_\phi = F_0 = 1,5$$

Índice de estabilidade $N_s = \gamma H/C$



$$C_{1.5} = \frac{1.0}{1.5} = 0.667 \text{ t/m}^2$$

$$\phi_{1.5} = \tan^{-1} \left(\frac{\tan 15^\circ}{1.5} \right) = 10^\circ 08'$$

para $\phi_{1.5} = 10^\circ 08'$, $\beta = 21^\circ 48'$, a partir do quadro de Taylor acima

$$N_s = \frac{\gamma t \cdot H}{C_{1.5}} = 2.1$$

$$H = \frac{2.1 \times 0.667}{2.65} = 5.28 \text{ m}$$

c) adotamos $F_s = F_\phi = F_C = 1.2$

$$C_{1.2} = \frac{1.0}{1.2} = 0.833$$

$$\phi_{1.2} = \tan^{-1} \left(\frac{\tan 15^\circ}{1.2} \right) = 12^\circ 35'$$

para $\phi_{1.2} = 12^\circ 35'$, $\beta = 21^\circ 48'$, a partir do quadro de Taylor acima

$$Ns = \frac{7t \cdot H}{C_{1.2}} = 2.5$$

$$H = \frac{2.5 \times 0.833}{2.65} = 7.86 \text{ m}$$

d) Índice de segurança (F_s)

a partir de (2) e (3) concluímos,

$$F_s = 1.2 + (1.5 - 1.2) \times \frac{7.86 - 7.00}{7.86 - 5.28} = 1.30$$

$$F_s = 1.30 > 1.20 \quad \text{O. K.}$$

3.1.7 Cálculo da água inundada no planejamento

1) Situação do vale

A maior parte do vale ocupado pela represa está sendo atualmente ocupado pela Estação Experimental Agrícola, numa suave inclinação. Sua vegetação é em parte mata virgem ou então vegetação secundária. Como culturas há árvores frutíferas, chá, capim, mas a terra desnuda sofre um forte desgaste da erosão pluvial.

2) Quantidade de chuvas

(1) Posição do observatório

Dentro da área experimental que se encontra no vale há instalações de observação, sendo utilizadas aqui os dados do mesmo Observatório.

(2) Período de observação

As observações têm continuado desde janeiro de 1957 até atualmente.

(3) Quantidade máxima de chuvas por dia

Apresentamos a seguir dados sobre a quantidade máxima de chuvas por dia, num período entre janeiro de 1957 a maio de 1973.

Fig. 3 - 13 QUANTIDADE MAXIMA DE CHUVA POR DIA

Ordem	Quantidade de chuva (mm)	Ano e mês da ocorrência	i / n	Resumo
1	192,0	1972, Maio	0,0588	
2	180,6	1961, Fevereiro	0,1176	
3	153,0	1963, Janeiro	0,1765	
4	150,8	1960, Novembro	0,2353	
5	128,4	1967, Março	0,2941	
6	98,0	1965, Abril	0,3529	
7	93,0	1971, Janeiro	0,4118	
8	92,0	1969, Março	0,4706	
9	86,6	1972, Fevereiro	0,5294	
10	83,3	1957, Dezembro	0,5882	
11	80,0	1970, Dezembro	0,6471	
12	74,5	1958, Março	0,7059	
13	70,0	1966, Fevereiro	0,7647	
14	67,0	1962, Março	0,8235	
15	64,6	1968, Janeiro	0,8824	
16	58,6	1964, Junho	0,9412	
17	50,6	1959, Janeiro	1,000	

(4) Quantidade provável de chuva

O cálculo de probabilidades será feito usando a folha de cálculo logarítmico de probabilidades. Apresentamos abaixo os resultados.

Ano provável	Quantid. de chuva provável (mm/dia)
10	170
20	195
50	235
100	260

3) Quantidade de água inundada no planejamento do vertedouro

(1) Intensidade das chuvas

A intensidade das chuvas, num cálculo probabilístico de 100 anos, apresenta-se da maneira a seguir:

$$r_t = \frac{r_{24}}{24} \left(\frac{24}{t} \right)^n \quad -72-$$

em que r_t : intensidade da quantidade
de chuvas por hora(mm/hr)
 r_{24} : quantidade de chuvas p/dia
segundo o planejamento(mm/dia)
 t : hora do atingimento da
inundação(hora)
 n : coeficiente 0,5

$$t = \frac{\ell}{w}$$

em que ℓ : extensão do curso d'água 1,5(km)
 w : velocidade de propagação da água
(km/hr)

$$w = 72 \left(\frac{H}{\ell} \right)^{0.6} \quad (\text{km/hr})$$

diferença de altitude entre $H : \ell$ 0,02(km)

$$w = 72 \left(\frac{0.2}{1.5} \right)^{0.6} = 4.95 \quad (\text{km/hr})$$

$$t = \frac{\ell}{w} = \frac{1.5}{4.95} = 0.30 \approx 1.0$$

$$r_t = \frac{260}{24} \left(\frac{24}{1} \right)^{0.5} = 53.07 \quad (\text{mm})$$

(2) Quantidade de inundação em planejamento

A quantidade de inundação em planejamento calcula-se segundo o seguinte cálculo racional:

$$Q = \frac{1}{3.6} \cdot f \cdot r_t \cdot A$$

em que Q : quantidade de inundação(m³/seg.)
 f : índice de saída 0,6
 r_t : intensidade de chuvas 53,07(mm/hr)
 A : área do vale 2,0(km²)

$$Q = \frac{1}{3.6} \times 0.6 \times 53.07 \times 2.0 = 17.69 \quad (\text{m}^3/\text{seg})$$

Adotamos portanto como valor para a quantidade de inundação em planejamento 17,7(m³/seg)

3.1.8 Traçado do vertedouro

1) Determinação do local

A posição do vertedouro exige considerações a respeito da segurança, devendo ser construído num local completamente separado. O prorrogamento do conduto deve ser curto. No sentido de reduzir a quantidade de terra escavada, é **vantajoso** construir o vertedouro na margem esquerda, de relevo mais suave. O conduto desempenha ainda as funções de canal recolhedor da água que corre dos declives. Decidimos assim construir o vertedouro de maneira mais racional, na margem esquerda.

2) Determinação da forma

A represa é de pequeno tamanho, e assim a forma do vertedouro deve ser a não-ajustável. Como é ainda uma represa do tipo cheio, é necessário considerar o aspecto da segurança ao se construir o vertedouro em morros. Considerando os aspectos que acabamos de citar, o vertedouro com vala é o mais indicado.

3) Traçado hidráulico

(1) Condições do traçado

quantidade de inundação do traçado	$Q = 17,7\text{m}^3/\text{seg.}$
coeficiente de aspereza	$n = 0,015$
profundidade de super-fluxo	$H = 0,50\text{m}$
altura da água	$F.W.L = 10,00$
altura da inundação da planta	$H.W.L = 10,50$
altura do dique de super-fluxo	$R.L = 10,00$
altura do leito na entrada	$R.L = 9,50$

(2) secção de super-fluxo

a) deverá ser adotada a seguinte forma na parte da secção de super-fluxo

$$W \geq H/5$$

W : profundidade na entrada	$0,50\text{m}$
H : profundidade de super-fluxo	$0,50\text{m}$

$$0.50 \geq 0.5/5 = 0.1$$

O.K

b) Inclinação da parte superior do dique

$$\frac{W}{H} = \frac{0.5}{0.5} = 1.0 \quad \text{logo, no âmbito de } 0.4 \leq \frac{W}{H} < 2.50$$

neste caso, a inclinação 1: 2/3 é apropriada (segundo o critério do planejamento).

c) Coeficiente da descarga

Segundo o critério do planejamento, $C = 2,16$.

d) Comprimento do ponto mais alto do dique de super-fluxo do dique de super-fluxo

$$Q = C \cdot B \cdot H^{3/2}$$

em que Q : quantidade de água inundada $17,7 \text{ m}^3/\text{seg.}$

B : comprimento do dique de super-fluxo

$$B = \frac{Q}{C \cdot H^{3/2}} = \frac{17.7}{2.16 \times 0.5^{3/2}} = 23.16 \div 23.2 \text{ m}$$

e) carga de velocidade dentro do canal d'água de aproximação

carga geral a partir do canal $1,00 \text{ m}$

aproximação

largura $23,2 \text{ m}$ descarga $Q = 17,7 \text{ m}^3/\text{seg.}$

se adotamos $10,47$ como valor da posição d'água dentro do canal de aproximação,

a profundidade d'água $d = 10,47 - 9,50 = 0,97 \text{ m}$

área do corte seccional $A = 0,97 \times 23,2 = 22,5 \text{ m}^2$

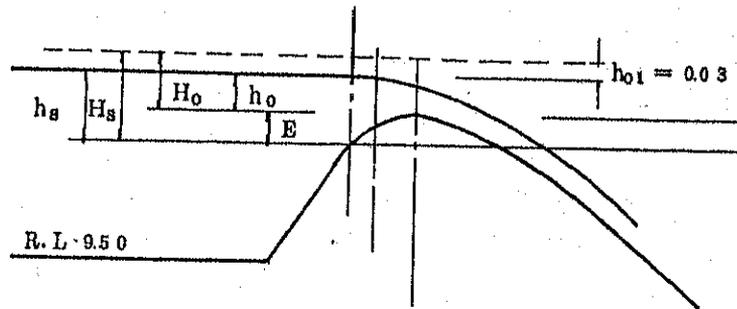
do fluxo $v = \frac{Q}{A} = \frac{17.7}{22.5} = 0.787 \text{ (m/sec)}$

velocidade da corrente

carga de velocidade $h_v = \frac{v^2}{2g} = 0.03 \text{ (m)}$

carga geral $0.97 + 0.03 = 1.00 \text{ m}$

f) Força da secção do corte



Admitimos que

$$H_s = 0,53 \text{ m}$$

$$h_a/H_s = 0.03/0.53 = 0.057$$

logo, segundo o gráfico

$$E/H_s = 0.057$$

$$E = 0.057 \times 0.53 = 0.030$$

$$H_0 + E = 0.50 + 0.03 = 0.53 = H_s$$

(3) Canal lateral

a) Âmbito do leito do canal lateral

O âmbito do leito do canal lateral é tanto melhor quanto mais estreito. Consideramos aqui o contacto com o canal de divisão, admitindo 2,00m.

b) Cálculo hidráulico

Pelo processo básico,

$$Q_x = q \cdot x$$

$$V = a \cdot x^n$$

$$y = \frac{n+1}{n} \cdot h_v = \frac{n+1}{n} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

Fig. 3-14 COORDENADAS CRUZADAS DA REPRESA

(na superf. de frente z/s , $na/ns = 0,06$) $Hs = 0,53$

X/Hs	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25
X	0	0,027	0,053	0,08	0,106	0,133
Y/Hs	0,00	0,029	0,046	0,054	0,056	0,052
Y	0	0,015	0,024	0,029	0,030	0,028
Elevação	9,970	9,985	9,994	9,999	10,00	9,998
X/Hs	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,60
X	0,159	0,186	0,212	0,239	0,265	0,318
Y/Hs	0,045	0,035	0,023	0,008	-0,009	-0,052
Y	0,024	0,019	0,012	0,004	-0,005	0,028
Elevação	9,994	9,989	9,982	9,974	9,965	9,942
X/Hs	0,70	0,80	0,90	1,00	1,20	1,40
X	0,371	0,424	0,477	0,530	0,636	0,742
Y/Hs	-0,105	-0,165	-0,233	-0,307	-0,482	-0,690
Y	-0,056	-0,087	-0,123	-0,163	-0,255	-0,366
Elevação	9,914	9,883	9,847	9,807	9,715	9,604
X/Hs	1,60	1,80	2,00	2,20	2,40	2,50
X	0,848	0,954	1,060	1,166	1,272	1,325
Y/Hs	-0,935	-1,205	-1,506	-1,833	-2,199	-2,399
Y	-0,056	-0,087	-0,123	-0,163	-0,255	-0,366
Elevação	9,474	9,331	9,172	8,999	8,805	8,699

em que, Q_x : descarga no ponto x ($m^3 \times \text{seg}$)
 q : descarga no dique, pelo comprimento unitário ($m^3 \times \text{seg}$)
 x : distância da extremidade superior do dique até um ponto arbitrário (m)
 u : velocidade da corrente num ponto arbitrário (m/seg)
 a : coeficiente da velocidade da corrente
 n : índice da velocidade da corrente
 y : distância perpendicular entre o alto do dique a uma inclinação arbitrária e a superfície da água no canal lateral
 h_v : cabeça d'água da velocidade

para uma profundidade de super-fluxo $H = 0,50$, realiza-se um ajustamento de n , a , em que $n = 0,40 \sim 0,80$, a escavação se torna mínima, procurando com calculadora a secção vertical do canal d'água lateral nesse momento.

Como resultado, $n = 0,607$ $a = 0,3583$, e a fórmula da velocidade da corrente será $V = 0,3583 \times x^{0,607}$.

c) Determinação da inclinação do fundo do canal lateral

A inclinação do fundo do canal lateral será determinada considerando como fundo do canal corrigido a linha reta que liga um ponto $1/10$ a partir do terminal do canal lateral e do terminal superior do canal lateral

inclinação do fundo $I = 0,088 = 1/11,36$

d) Profundidade limite do terminal do canal lateral

$Q = 1770 \text{ m}^3/\text{sec}$ $b = 200 \text{ m}$ $m = 0,60 \text{ t b}$

de profundidade limite, a partir da fórmula simplificada

$$b^{25} = 2.0^{25} = 5.66$$

$$K = Q/b^{25} = 17.70/5.66 = 3.13$$

para fazer frente a isto, dc/b , a partir do gráfico,

$$dc/b = 0.84$$

$$dc/b = 0.84$$

$$dc = 0.84 \times 2.00 = 1.600 \text{ m}$$

Por outro lado, como a profundidade na extremidade do canal lateral é de 2,205m, desce a corrente num fluxo ordinário.

e) Rebaixamento da superfície das águas no ponto de transição

Princípios de hidráulica na extremidade do vertedouro

$$I_1 = 1/11,36$$

$$h_1 = 2,205 \text{ m}$$

largura do fundo = 2,0m

inclinação lat. 1 : 0,5, 1 : 0,7

área de fluxo em

$$\text{secção cruzada } A_1 = 7,327 \text{ m}^2$$

$$\text{descarga } Q = 17,70 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\text{velocidade da } V_1 = 2,416 \text{ m/seg.}$$

corrente

f) Princípios de hidráulica no ponto inicial do canal de diversão

$$I_2 = 1/500$$

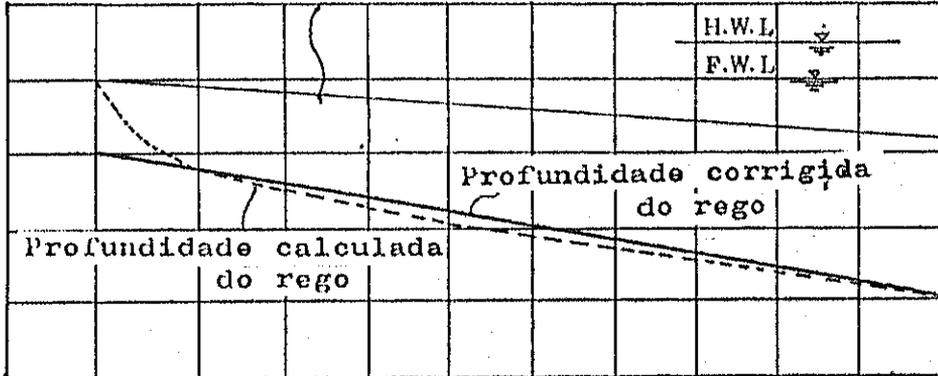
$$h_2 = 2,58 \text{ m}$$

$$b = 2.0 \text{ m}$$

$$A_2 = 11.816 \text{ m}^2$$

$$V_2 = 1.498 \text{ m}$$

Altura teorica da
superfície da água



Altura do caminho lateral	Altura da superfície d'água		Água inundada	Distância
	Valor corrigido	Valor de cálculo		
	10000			00
	9951			232
	9951			464
	9888			696
	9817			928
	9741			1160
	9660			1392
	9576			1624
	9489			1856
	9399			2088
	9306			2320
	9212			2552

comprimento da transição $L = 10,0m$

$$\Delta h_{ge} = f_{ge} \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g} + I_m \cdot L + \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g}$$

em que, Δh_{ge} : queda da superfície pela extensão

I_m : gradiente hidráulico médio entre os pontos de transição

$$I_m = \frac{I_1 + I_2}{2}$$

f_{ge} : coeficiente de perda com a extensão

forma em linha reta 0,50

$$\begin{aligned} \Delta h_{ge} &= 0,50 \frac{2,416^2 - 1,498^2}{2 \times 9,8} + \frac{0,088 + 0,002}{2} \times 10 + \frac{1,498^2 - 2,416^2}{2 \times 9,8} \\ &= 0,092 + 0,45 - 0,183 = 0,359 \text{ (m)} \end{aligned}$$

posição d'água no ponto final do vertedouro	9,212
altura do leito	7,007
posição inicial no ponto inicial do canal de diversão	$9,212 - 0,359 = 8,853$
altura do leito	$8,853 - 2,58 = 6,273$

Fig.3-15 PROCURA DA SUPERFÍCIE D'AGUA NO REGO

X	△X	EL	① △Yt	W.L	b	d'	A	Q	V	Q ₁ +Q ₂	⊕ Q ₁ q(Q ₁ +Q ₂)	⊖ V ₁ +V ₂	⊖ △V	⊖ q.V ₁ △X Q ₁	⊕ ⊕+⊖	⊕×⊖×⊕	①-②	Erro
23.20	2.32	7.007		9,212	200	2205	7,327	17.70	2416									
20.88	2.32	7.208	0.079	9,291	200	2083	6,769	15.93	2353	33.63	0.054	4.769	0.063	0.242	0.305	0.079	0	
18.56	2.32	7.412	0.087	9,378	200	1996	6,251	14.16	2265	30.09	0.054	4.618	0.088	0.261	0.349	0.087	0	
16.24	2.32	7.616	0.097	9,475	200	1859	5,792	12.39	2139	26.55	0.054	4.404	0.126	0.283	0.409	0.097	0	
13.92	2.32	7,820	0.107	9,582	200	1,762	5,387	10.62	1791	23.01	0.055	4.110	0.168	0.306	0.474	0.107	0	
11.60	2.32	8,024	0.112	9,694	200	1,670	5,013	8.85	1765	19.47	0.056	3.736	0.206	0.329	0.535	0.112	0	
9.28	2.32	8,228	0.111	9,805	200	1,577	4,645	7.08	1524	15.93	0.057	3.289	0.241	0.353	0.594	0.111	0	
6.96	2.32	8,432	0.106	9,911	200	1,497	4,270	5.31	1243	12.39	0.058	2.765	0.281	0.381	0.662	0.106	0	
4.64	2.32	8,636	0.097	10,008	200	1,372	3,873	3.54	0.914	8.85	0.061	2.157	0.329	0.414	0.743	0.097	0	
2.32	2.32	8,840	0.083	10,091	200	1,251	3,441	1.77	0.514	5.31	0.068	1.428	0.400	0.457	0.857	0.083	0	
0	2.32	9,044	0.074	10,165	200	1,121	2,995	0	0	1.77	0.102	0.514	0.514	0.909	1.923	0.074	0	

$Q = 17.70 \text{ m}^3/\text{sec}$ $B = 23.2 \text{ (m)}$

$q = Q/B = \frac{17.70}{23.2} = 0.763 \text{ m}^3/\text{sec}$

$A = bd + md^2 = 2 \times d + 0.6 \times d^2$

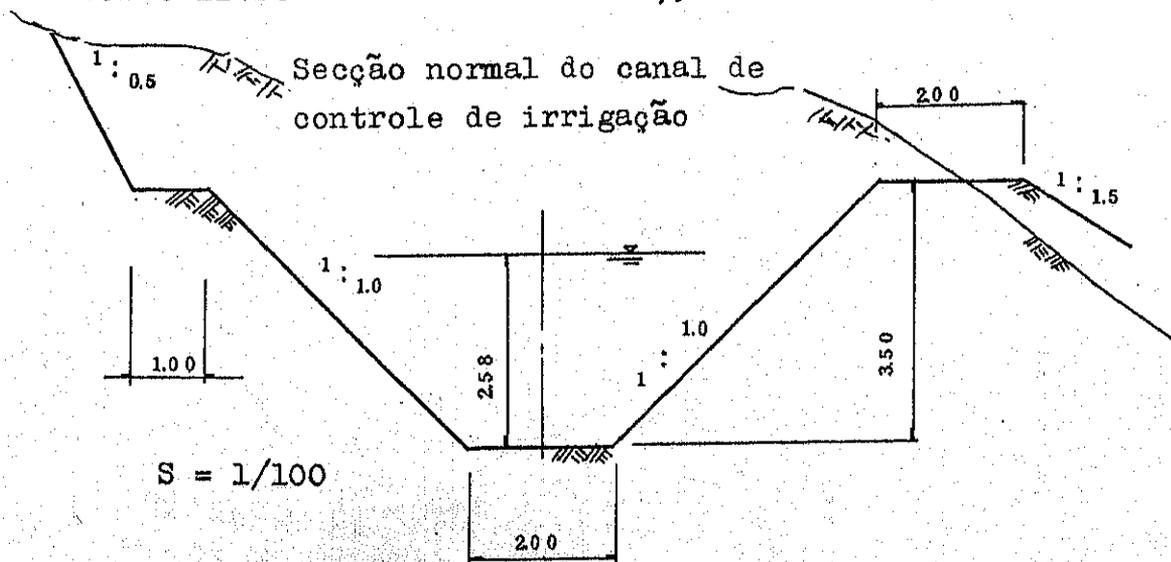
3.1.9 Traçado do canal de diversão (colina)

A fim de se obter uma drenagem natural para fora da represa a partir do tanque, procura-se escavar a encosta a esquerda e construir um canal de diversão. O solo da encosta é de estrutura limosa rígida, traçando-se como canal de terra, sem revestimento. A velocidade tolerada da corrente é de 1,50m/seg.

A fim de evitar o perigo do desabamento de terra, deverá ser um canal aberto entre a terra com inclinação lateral de 1 : 10

1) Princípios de traçado

descarga projetada	$Q = 17,70\text{m}^3/\text{seg}$
inclinação do leito	$I = 1/500$
largura do leito	$b = 2,00\text{m}$
coeficiente de aridez	$n = 0,035$
profundidade	$h = 2,58\text{m}$
área de corte seccional do fluxo	$A = 1/2h (2 \times 2,0 + 2xh) = 11,816\text{m}^2$
raio hidráulico	$R = \frac{A}{P} = 1,271$
velocidade da corrente	$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} = 1,498 < 1,50 \text{ m}$
descarga	$Q = 1,498 \times 11,816 = 17,70 \text{ m}^3/\text{seg}$
bordo livre	$h' = 0,92$



2) Canal de diversão (terreno baixo)

Desde o canal de diversão da colina até o Rio Jacupiranga constroi-se um canal condutor.

A inclinação lateral será um canal de terra de 1 : 1,0.

Princípios de traçado

descarga do traçado $Q = 17,70\text{m}^3/\text{seg}$

inclinação do leito $I = 1/1000$

largura do leito $b = 5,00\text{m}$

coeficiente de aridez $n = 0,035$

profundidade $h = 2,18\text{m}$

área do corte seccional $A = 15,65\text{m}^2$

do fluxo

$$R = \frac{A}{P} = 1,402\text{ m}$$

raio hidráulico

velocidade da corrente $V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} = 1,132\text{ m/sec}$

descarga

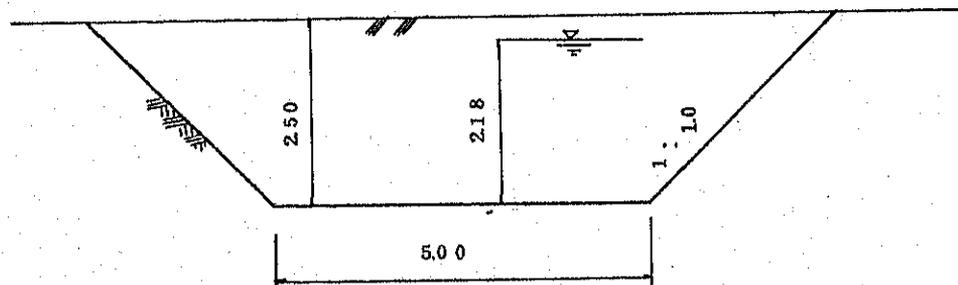
$$Q = V \cdot A = 1,132 \times 15,65 = 17,72\text{ m}^3/\text{seg}$$

bordo livre

$$h' = 0,32\text{m}$$

Secção Normal

Linha do terreno atual



logo, a cabeça mínima H_1 da entrada da bacia estática de proteção contra as chuvas

$$\begin{aligned} H_1 &= 6.50 - (h_i + h_b \times 2 + h_f) \\ &= 6.50 - 0.28 \\ &= 6.22 \text{ (m)} \end{aligned}$$

3) Determinação do método de redução de pressão

Há vários elementos na determinação do método de redução de pressão das instalações:

- .variação de pressão de no mínimo 0,22 e no máximo 4,0m
- .poucos desarranjos
- .não haver força elétrica
- .carga de uso é pequena
- .econômico

Como métodos de redução da pressão são considerados:

- (1) algo que consista de válvula de disco
- (2) válvula Howell-Dunger
- (3) algo que contenha válvula de controle d'água
- (4) algo que possua uma válvula automática
- (5) algo que contenha válvula piloto ,interno

Dentro desta lista, (3) válvula de controle d'água é algo barato, mas excluímos aqui as condições que determinavam o tipo automático.

Em conclusão, usamos aqui a válvula em disco, e julgamos que a descarga, a pressão objeto é própria. Além disto, a estrutura é simples, julgando-se que os desarranjos

Fig. 3-16 COMPARAÇÃO DO METODO DE REDUÇÃO DE PRESSÃO

Método de redução de pressão Condição	Válvula de disco ①	Howell-Bunger ②	Válvula de controle ③	Válvula automat. ④	Válvula piloto ⑤	Obs.
Perda da nascente	Pequeno	Grande	Pequeno	Grande	Mais ou menos grande	
Estrutura	Simples	Complexo	Mais Complexo	Complexo	Mais ou menos complexo	
Desarranjo	Pouco	Pouco	Pouco	Muito	Muito	
Aspecto operacional	Bom	-	Mau	Ótimo	Bom	
Aspecto econômico	Baixo preço	Alto preço	Mais baixo preço	Alto preço	Preço mais ou menos alto	
	Para baixa pressão	Para alta pressão	Para baixa pressão	Para alta pressão	Para média pressão	

jos sejam menos numerosos. A Fig.3-16 mostra uma lista diferencial.

4) Traçado da redução de pressão

Nas válvulas de disco há dois tipos, **coberto e submerso**, mas cremos que no caso houve uma passagem de baixa pressão ($H_s = 10,00 - 6,00 = 4,00$ (m)), além do caso de uma pequena descarga ($Q = 71,3$ l/s. Houve válvula em disco

(1) Escolha do orifício de válvula

$$d = cf \sqrt{\frac{Q}{Hr}}$$

em que, Q : descarga = $71,3$ l/s

Hr : cabeça d'água mínima de uso =
 $= 6,22 - 6,00 =$
 $0,22$ (m)

$$d = 19 \times \sqrt{\frac{71.3}{0.22}}$$

Cf : coeficiente de descarga
=19

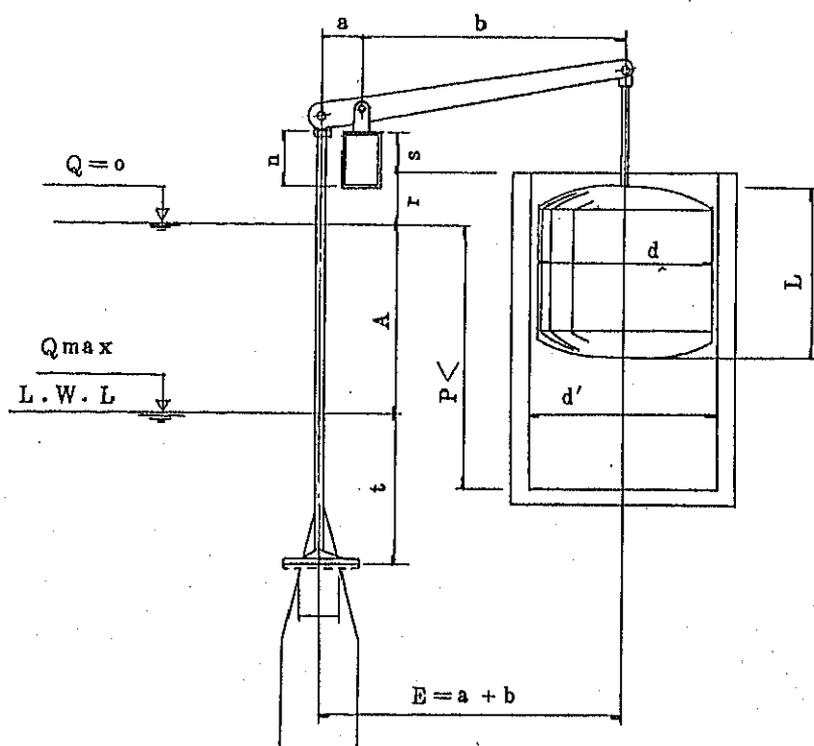
d : orifício necessário(mm)

logo, admitimos como norma da válvula

d = 250(mm), e a pressão máxima de uso 1,6 kg/cm²

Adotamos ainda as dimensões do Quadro 3-6

Quadro 3-6



Lista dos tamanhos dos discos submersos

φ	b	a	E	r	s	m	p	d	L	d'	Δ
250	160	1350	1510	200	100	120	1150	750	670	800	até 1000

(2) Cabeça d'água de perda com a válvula de disco h_v

$$h_v = f_v \times \frac{v'^2}{2g}$$

$$h_v = 1.56 \times \frac{(1.452)^2}{19.6}$$

$$= 0.17 \text{ (m)}$$

f_v coeficiente de perda com
válvula

$$= 1,56$$

$$v = \frac{Q}{A'} = \frac{0.0713}{0.049} = 1.452 \text{ (m/s)} \quad v' \text{ velocidade da corrente no dreno da válvula}$$

logo, posição da água mínima em expansão: HL

$$HL = 6.50 - (0.28 + 0.17)$$

$$= 6.05 \text{ (m)}$$

(3) Posição da água para manutenção Δ (mm) cálculo de do tanque em expansão

$$\Delta = 0.2 \frac{b}{a} \phi + 1000 \frac{a}{b} \left(\frac{\phi}{d} \right)^2 \cdot (1.6 H_s - 1.15 H_r)$$

em que

ϕ : orifício da válvula = 250mm

d : diâmetro da boia = 750mm

H_s : cabeça d'água estática =
máxima

$$10,00 - 6,05 = 3,95 \text{ (m)}$$

H_r : cabeça d'água dinâmica na posição
da válvula =

$$3,95 - 0,20 = 3,65 \text{ (m)}$$

E : distância entre a posição da válvula e a boia = 1,510(mm)

a : distância entre a posição da válvula e o ponto de conservação do braço = 160(mm)

b : distância do centro da boia até o centro do apoio do braço = 1350(mm)

logo,

$$\Delta = 0,2 \times \frac{1,350}{160} \times 250 + 1,000 \times \frac{160}{1,350} \times \left(\frac{250}{750}\right)^2 \times (1,6 \times 395 - 1,15 \times 3,67)$$
$$= 450 \text{ (mm)}$$

(4) Capacidade do tanque em expansão V

Determinamos a seguir a capacidade necessária do tanque para absorver a água expelida:

① $h > H_s/3$ のとき

$$V = Q \cdot H_s / \left(195 \cdot \sqrt{\frac{h}{H_s} \times 3} \right)$$

② $h \leq H_s/3$ のとき

$$V = Q \cdot (H_s - h) / (75 \times 10)$$

em que V : capacidade necessária do tanque (m³)

H_s : cabeça d'água máxima = 3,95m

h : cabeça d'água de perda = 0,28m
dentro do canal

$$\frac{H_s}{3} = 1,32 > h$$

em que

$$V = 7,13 \times (3,95 - 0,28) / (75 \times 10)$$
$$= 0,35 \text{ (m}^3\text{)}$$

plano

$$V = 0,45 \times 1,80 \times 2,75$$
$$= 2,22 > 0,35 \text{ OK}$$

(5) Dispositivo para a quantidade d'água

No caso em que se utiliza tal como afirmamos antes a válvula de disco, dentro do tanque podem ocorrer mudanças no nível da água, variações do grau de abertura da válvula, com o que muda a posição da água total. Mesmo sob estas con

dições, há necessidade de montar um relógio de descarga, fazendo assim um planejamento da distribuição d'água para facilitar a operação da própria distribuição, e realizar a mesma segundo o planejamento.

Como relógio a ser usado para a abertura da água, podem ser considerados o dique de super-fluxo e o canal de Parshall. Contudo, devemos observar que

1.º dique de super-fluxo é conveniente para o caso em que há suficiente inclinação no canal, não podendo portanto ser usado no presente caso, em que não há folga suficiente na cabeça d'água.

2.º canal de Parshall apresenta as vantagens de menores perdas do que o dique de super-fluxo, além de maior precisão. Contudo, apresenta uma estrutura mais complexa, além de exigir cuidados na época do acabamento das obras, entre outras desvantagens. Recentemente porém passaram a ser usadas peças de chapas de aço montáveis, com o que foram superados os problemas de construção.

Adotamos portanto aqui o canal de Parshall montável.

(1) Tamanho do canal de Parshall

As características gerais do canal de Parshall se apresentam como no Quadro 3-7. Seu tamanho está descrito na Fig. 3-17, Quadro 3-8. Aí se apresenta a necessidade de escolher algo apropriado.

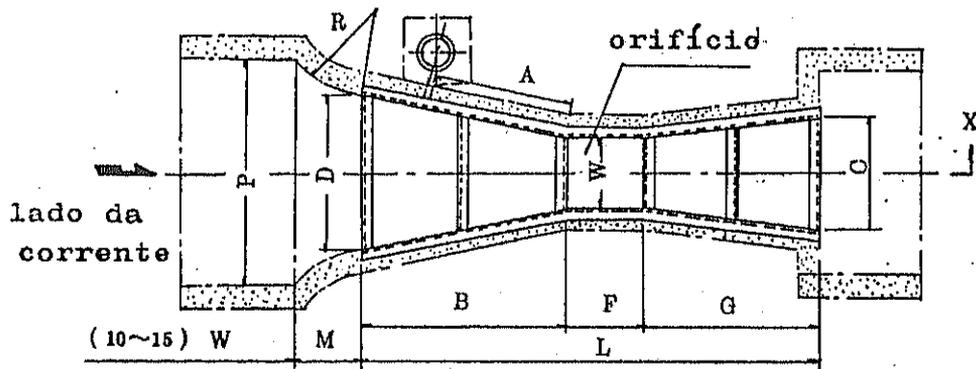
Canal Parshall I₂

a partir de $q_2 = 6.21 \text{ l/s}$ escolhemos o tipo de 6 inch

Canal Parshall I₅

a partir de $q_5 = 5.24 \text{ l/s}$ escolhemos o tipo de 6 inch

Quadro 3-7 Dimensão Externa do Canal Parshall



Corte transversal X - X'

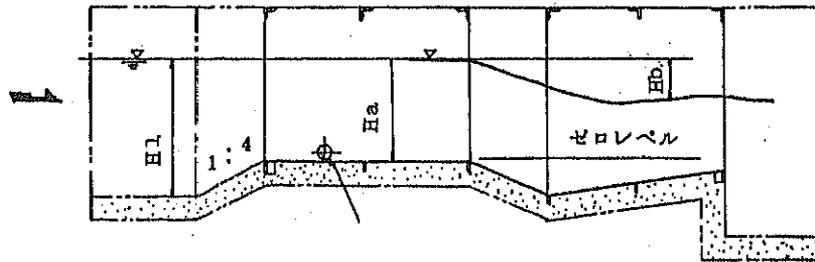
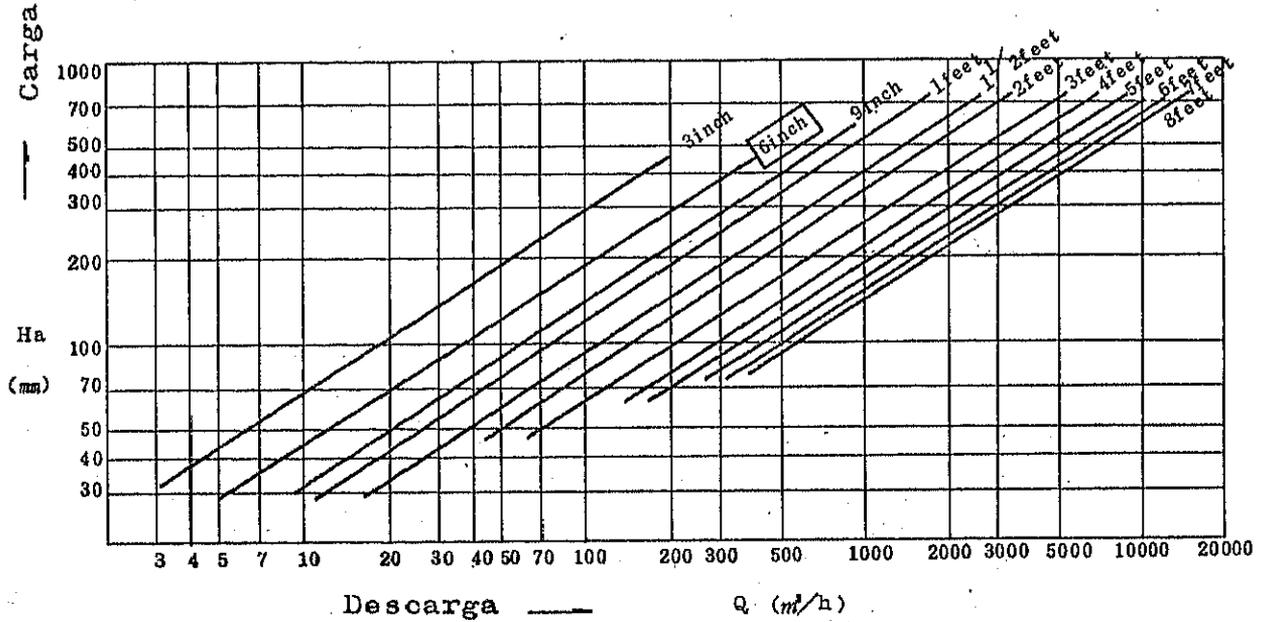


Fig. 3-17 DIMENSÃO DA CORRENTE DO
CANAL PARSHALL E DIMENSÕES

Unid: mm

Dimensão do canal		3in	6in	9in	1ft	1 ¹ / ₂ ft	2ft
Forma		PFO3	PFO6	PFO9	PF10	PF15	PF20
W		76,2	152,4	228,6	304,8	457	609,4
Ambito da corrente	Mínimo m ³ /h	3	5	9	11	15	43
	Máximo m ³ /h	194	398	907	1641	2508	3375
A		311	414	587	914	965	1016
B		457	610	864	1343	1419	1495
C		178	394	381	610	762	914
D		259	397	575	845	1026	1026
E		610	610	762	914	914	914
F		152	305	305	610	610	610
G		305	457	457	914	914	914
K		25	76	76	76	76	76
N		57	114	114	229	229	229
R		406	406	406	508	508	508
M		305	305	305	381	381	381
P		768	1080	1080	1492	1676	1954
L		914	1626	1626	2867	2943	3019
Dimensão do canal		3ft	4ft	5ft	6ft	7ft	8ft
Forma		PF30	PF40	PF50	PF60	PF70	PF80
W		914,4	1219,2	1524,0	1828,0	2133,6	2438,4
Ambito da corrente	Mínimo m ³ /h	62	133	163	256	306	357
	Máximo m ³ /h	5138	6923	8723	10550	12380	14220
A		1118	1219	1321	1422	1524	1626
B		1645	1794	1943	2092	2241	2391
C		1219	1524	1829	2134	2438	2743
D		1572	1937	2302	2667	3032	3397
E		914	914	914	914	914	914
F		610	610	610	610	610	610
G		914	914	914	914	914	914
K		76	76	76	76	76	76
N		229	229	229	229	229	229
R		508	610	610	610	610	610
M		381	457	457	457	457	457
P		2223	2711	3086	3442	3810	4172
L		3169	3318	3467	3616	3765	3915

Quadro 3-8 CANAL PARSHALL: CARGA - DESCARGA



Fórmula de descarga de 6 inch expressa por

$$q = 0.264 Ha^{1.58}$$

em que q ; (l/s)

Ha ; (cm)

logo, $Ha = (q/0.264)^{1/1.58}$

posição de

aproximação I-2 $Ha_2 = \left(\frac{6.21}{0.264}\right)^{1/1.58} = 3.17 (cm)$

posição de

aproximação I-5 $Ha_5 = \left(\frac{5.24}{0.264}\right)^{1/1.58} = 2.84 (cm)$

b) cabeça d'água de perda mínima tolerada (cabeça d'água necessária para produzir completamente o jato de corrente)

H_b

no caso de I-2 $H_{b-2} = 0.4 H_{a-2} \div 1.2.7 \text{ (cm)}$

no caso de I-5 $H_{b-5} = 0.4 H_{a-5} \div 1.1.4 \text{ (cm)}$

(3) Exame da secção hidráulica do canal condutor

a) no caso de I-2 de $q = 6.2.1 \text{ l/s}$ $H_a = 3.1.7 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \text{profundidade } H_1 &= H_a + M \times \frac{1}{4} \\ &= 3.1.7 + 3.0.5 \times \frac{1}{4} \\ &= 3.9.3 \text{ (cm)} \end{aligned}$$

logo, a secção hidráulica do largura do leito $P=90,0$
canal anexo I-2 cm
profundidade secção de
39,3cm

b) no caso de I-5 de $q = 5.2.4 \text{ l/s}$ $H_a = 2.8.4 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \text{profundidade } H_1 &= H_a + M \times \frac{1}{4} = 2.8.4 + 3.0.5 \times \frac{1}{4} \\ &= 3.6.0 \text{ (cm)} \end{aligned}$$

logo, a secção I-5

largura do leito $P = 90 \text{ cm}$
profundidade $H_1 = 36,0 \text{ cm}$

3.2 Plano de preparação da área plantada

3.2.1 Dimensão e distribuição da área plantada

Como é necessário que as funções da área experimental satisfaçam as necessidades de pesquisa, experiência, demonstração de técnica agrícola, orientação, etc., é conveniente que haja instalações permanentes de estradas e drenos, bem como plantações móveis.

Em outras palavras, uma área plantada deve receber o mesmo tratamento de preparação do terreno do que uma quadra, podendo assim atender às variações de situação no fu-

turo.

O comprimento da área plantada deverá ser tal que permita realizar com facilidade a drenagem, estabelecendo-se em 100 metros, aproximadamente, por razões de rendimento das atividades de controle (transporte de vegetais, bananas, plantas tropicais até a estrada, trabalho de defesa da estrada com máquinas).

A largura deverá ter uma dimensão ideal de 30m, já que sob o ponto de vista do controle hidráulico a área unitária de trabalho com a força humana de um dia é de 20 a 30 ares.

Logo, uma área plantada será

$$100 \times 30 = 3.000\text{m}^2$$

Por conseguinte, a forma da quadra deverá ter um comprimento de 300m, extensão tolerável de um canal secundário, com o que o tamanho de uma quadra será

$$100 \times 300 = 30.000\text{m}^2$$

3.2.2 Planejamento de estradas

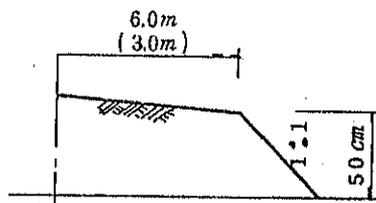
Estrada de plantação - na direção do comprimento da quadra, tornam-se necessárias as atividades de controle do dreno secundário, transporte da colheita, estradas para trabalho de defesa, etc., construindo-se para isto uma estrada de serviço com a largura de 3,0m.

Estrada principal - no sentido da largura da quadra, torna-se necessário construir uma estrada para o transporte da colheita, devendo ter uma largura de 6,0m.

altura da estrada - altura de 50cm, com uma inclinação transversal de 3 por cento.

Como base da estrada, haverá uma camada de turfa de 0,5m ~ 1,0m na superfície, e para evitar a destruição e afundamento da mesma, faz-se um levantamento da estrada retirando a camada de turfa. Este levantamento de terra será feito com

a terra escavada do canal de diversão.



3.2.3 Preparo do terreno

A distribuição das áreas plantadas e das quadras deve obedecer ao máximo ao relevo, tomando como princípio que o trabalho de preparação deverá terminar com a terra removida dentro de uma área plantada. Tendo em vista a unidade de trabalho para o teste de arroz irrigado, controle d'água e máquinas agrícolas, uma área plantada deverá atingir as dimensões de 100 x 30, realizando para isto o trabalho de preparação do terreno de uma quadra.

Quanto ao terreno da área plantada, apresenta-se com uma camada de mais ou menos 50cm de turfa, com muitas substâncias orgânicas, será conservada como camada superficial. Como esta camada é grossa, o seu tratamento não será feito.

3.2.4 Exame do sistema de emissão d'água

Tal como foi demonstrado em página anterior, serão usadas a água armazenada na represa e a água bombeada como fontes d'água. A água bombeada é enviada por pressão até a represa através da bomba, e depois de armazenada na represa é usada como água para irrigação.

A tomada de água da represa é feita por meio de um conduto em forma de ipoméia, sendo controlado o nível da água por meio de um tanque d'água com forma de válvula de disco.

A válvula de disco e a válvula de fornecimento d'água terminal se ligam por meio de um canal corrugado (canal prin

cipal).

O arrozal e as demais plantações ocupam uma área de 30 ares, 100m x 30m, instalando-se uma válvula para fornecimento d'água por lote(ou seja, a cada 30cm acompanhando o caminho dentro da plantação), praticando-se em seguida a irrigação por sulco.

Haverá uma duplicação de instalações de irrigação,mas para experimentar o resultado da irrigação da banana, vegetais, instala-se em parte da quadra uma área de irrigação por aspersão. Por conseguinte, depois da separação dos tanques de válvula de disco, instala-se uma bomba auxiliar, aumentando a pressão.

O plano de irrigação é como está exposto na Quadro
3-9

Fig.3-18 HORAS DE MOVIMENTO DA CASA
DE BOMBA POR ANO

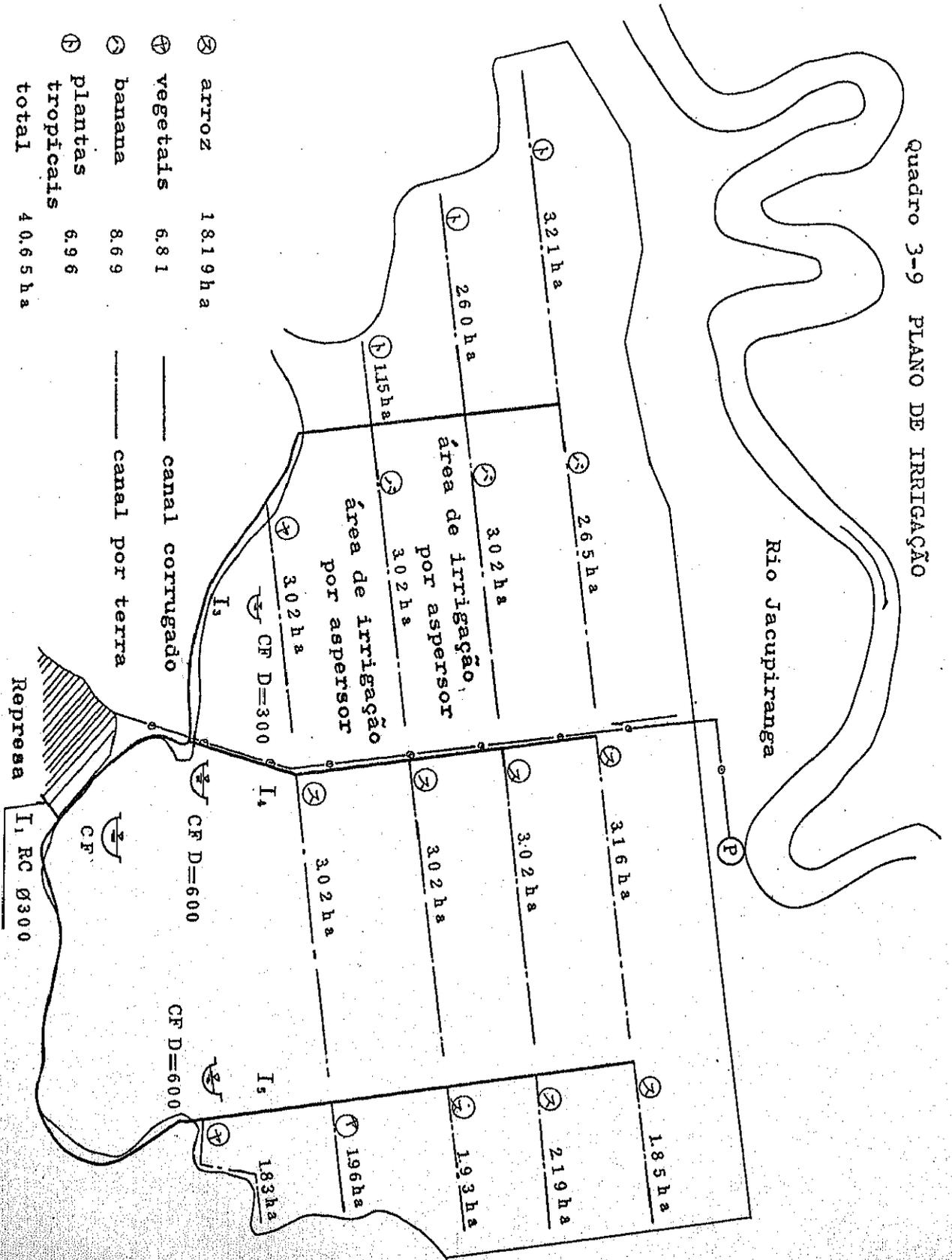
Mês.	Água faltante	Capacidade na bomba	Horas em movimento	Dias em movimento	Obs.
	(m)	(m ³ /min)	(hr)	(dia)	
10	0	2.86	0	0	Horas em movimento durante o dia : 24 horas, por hipótese
11	0	2.86	0	0	
12	9,853	2.86	406	17	
1	9,853	2.86	57	2	
2	0	2.86	0	0	
3	0	2.86	0	0	
4	0	2.86	0	0	
5	0	2.86	0	0	
6	0	2.86	0	0	
7	0	2.86	0	0	
8	0	2.86	0	0	
9	0	2.86	0	0	
Total	79,441	-	463	19	

Horas de funcionamento da bomba por ano

No caso de faltar água da represa, liga-se a bomba montada no Rio Jacupiranga, lançando água na represa.

Calculando as horas de funcionamento da bomba por mês, organizamos a Fig.3-18, num total de 463 horas por ano.

Quadro 3-9 PLANO DE IRRIGAÇÃO



⊗	arroz	18.19 ha
⊕	vegetais	6.81
⊙	banana	8.69
⊖	plantas tropicais	6.96
	total	40.65 ha

3.2.5 Exame da secção do canal d'água

1) Exame do orifício do tubo emissor

A água bombeada do Rio Jacupiranga é conduzida em tubo e armazenada em represa.

Como a pressão da água é apenas $1,5 \text{ kg/cm}^2$, em caso de filtração basta usar o tubo Hume. Como o terreno presente é macio e turfoso, o soterramento do cano pode ser desigual, comprometendo assim a segurança. O tubo emissor de água deve estar portanto fixo na superfície da terra, usando-se para isto tubos de polivinil clorido.

O orifício do tubo é calculado em $1,5 \text{ m/S}$ de velocidade da corrente dentro do cano.

$$A = Q / V = 0.048 / 1.5 = 0.032 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{4A/\pi} = 0.202 \text{ m} \approx 200 \text{ mm}$$

logo, o orifício do tubo é de 200 mm .

2) Exame da secção do canal de drenagem

O canal principal será um canal corrugado, enquanto que o canal secundário será sobre a terra. Para a tomada de água a partir da represa, usa-se tubos de concreto.

Fig.3-19 QUANTID. MÁX. DE ÁGUA QUE PASSA (canal principal)

mm Canal No.	Área dominante (ha)				Quantid. máxima de água que passa Q (l/S)
	Arroz	Vegetais	Banana	Plantas tropicais	
	17	5	2	1	
11	18,19	6,81	8,69	6,96	71,3 (56,7)
12	12,22	3,02	8,69	6,96	62,1 (38,1)
13		3,02	8,69	6,96	6,1 (6,1)
14	12,22				62,1 (32,0)
15	5,97	3,79			52,4 (18,5)

Obs. Posição do canal: ver Quadro 3-9

Rendimento da irrigação: 25%

O maior volume de passagem d'água ocorre em puçadagem () é o maior período de controle.

O cálculo da determinação da secção será demonstrado abaixo, mas apresentamos abaixo, na Fig.3-20 os resultados do cálculo.

Fig.3-20 SEÇÕES DOS CANAIS D'ÁGUA

	Q(l/s)	l(m)	Material Forma	I	H(m)	U(m/s)	Fb(m)	Obs.
Canal princ.	11	71,3	RC- ϕ 300	1/ 375	-	1,01	-	Sifão
	12	62,1	CF- 700	1/1000	0,31	0,38	0,12	n=0,025
	13	6,1	CF- 300	1/ 834	0,10	0,22	0,15	n=0,025
	14	62,1	CF- 600	1/ 393	0,26	0,53	0,13	n=0,025
	15	52,4	821	CF-600	1/ 439	0,24	0,49	0,12 n=0,025
Canal secund.	50,0	2.890	Canal por terra	1/ 439	0,25	0,27	0,10	b=0,5m m=1 n=0,035

3)Princípios do canal corrugado

H = r (a venda . 150. 200. 250. 300. 350. 400
450. 500. 600. 650. 750. 800. 900)



Tipo D

$$A = \frac{\pi}{2} r^2$$

$$P = \pi r$$

$$R = A/P = \frac{r}{2}$$

Fig. 3-21

Canal No.	Q (l/s)	L (m)	Atual Ponto inicial	EL(G) Ponto final	Inclinação atual	Inclinação planejado	Plano Ponto inicial	EL(W) Ponto final
11	71,3	75	-	8,50			6,20	6,00
12	62,1	250	850	7,50	1/250	1/1000	6,00	5,75
13	6,1	592	7,50	4,80	1/220	1/ 834	5,75	5,04
14	62,1	460	7,50	4,80	1/170	1/ 393	5,75	4,58
15	52,4	821	8,50	3,90	1/180	1/ 439	6,00	4,13

Obs. O canal I será da forma de sifão.

(1) Exame da secção do canal principal

a) Exame do Canal 1

Usar um tubo de concreto armado de $\phi 300$

b) Exame do Canal 2

$$Q = 0.0621 \text{ m}^3/\text{S}, \pi Q/\sqrt{I} = 0.0491$$

$$n = 0.025$$

$$I = 1/1000$$

r	A	P	R	$R^{2/3}$	$R^{2/3} A - 0.049$
r_1 0.250	0.098	0.785	0.125	0.250	-0.0245
r_2 0.300	0.141	0.942	0.150	0.282	-0.0092
r_3 0.350	0.192	1.099	0.175	0.313	0.0111

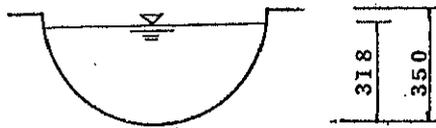
$$\therefore r = 0.350 \text{ m}$$

$$\frac{Q}{\sqrt{I}} = \frac{0.0491}{0.0608} = 0.8076$$

$$\therefore H/r = 0.910 \quad \therefore H = 0.910 \times 0.350 = 0.318 \text{ m}$$

$$\therefore \theta = 169.7^\circ = 2.962 \quad \therefore A = 1/2 r^2 (\theta - \sin \theta) = 0.1212$$

$$\therefore V = Q/A = 0.512 \text{ m/S}$$



Canal corrugado

Forma D100 x 350

c) Exame do Canal 3

$$Q = 6.1 \text{ l/S}$$

$$n = 0.025$$

$$I = 1/834$$

$$nQ/\sqrt{I} = 0.0044$$

r	A	P	R	$R^{2/3}$	$R^{2/3} A - 0.0044$
0.200	0.063	0.628	0.100	0.2154	0.009
0.150	0.035	0.471	0.075	0.1778	0.002

$$\therefore r = 0.150 \text{ m}$$

$$\frac{Q n}{\sqrt{I} \cdot r^{8/3}} = \frac{0.0044}{0.0064} = 0.6875$$

$$\therefore H/r = 0.813 \quad \therefore H = 0.813 \times 0.150 = 0.122$$

$$\therefore \theta = 158.4 = 2.765 \quad \therefore \dot{\Lambda} = \frac{1}{2} r^2 (\theta - \sin\theta) = 0.027$$

$$\therefore U = Q/A = 0.226 \text{ m/S}$$



Canal corrugado Tipo D300 x 150

d) Exame do Canal 4

$$Q = 0.0621 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$n = 0.025$$

$$I = 1/393$$

$$nQ/\sqrt{I} = 0.0308$$

r	A	P	R	$R^{2/3}$	$R^{2/3}A - 0.0308$
0.250	0.098	0.785	0.125	0.250	-0.0063
0.300	0.141	0.942	0.150	0.2823	0.0090

$$\therefore r = 0.300 \text{ m}$$

$$\frac{Qn}{\sqrt{I} \cdot r^{8/3}} = \frac{0.0308}{0.0403} = 0.7643$$

$$\therefore \frac{H}{\gamma} = 0.862 \quad \therefore H = 0.862 \times 0.300 = 0.259 \text{ (m)}$$

$$\theta = 164.1^\circ = 2.864 \quad A = \frac{1}{2} r^2 (\theta - \sin \theta) = 0.117$$

$$\therefore U = \theta/A = 0.531 \text{ m/S}$$



Canal corrugado Forma: D 600 x 300

e) Exame do Canal 5

$$Q = 0.0524 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$n = 0.025$$

$$I = 1/439$$

$$nQ/\sqrt{I} = 0.0274$$

r	A	P	R	$R^{2/3}$	$R^{2/3}A - 0.0274$
0.250	0.098	0.785	0.125	0.250	-0.0029
0.300	0.141	0.942	0.150	0.2823	0.0124

$$\therefore r = 0.300 \text{ m}$$

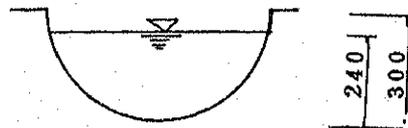
$$\frac{Qn}{\sqrt{I} \cdot r^{8/3}} = \frac{0.0274}{0.0403} = 0.680$$

$$\therefore \frac{H}{r} = 0.800 \quad \therefore H = 0.800 \times 0.300 = 0.240$$

$$\therefore \theta = 156.9^\circ = 2.738$$

$$\therefore A = 1/2 r^2 (\theta - \sin \theta) = 0.106 \text{ m}^2$$

$$\therefore U = Q/A = 0.494 \text{ m/S}$$



Canal Corrugado Forma: D 600 x 300

(2) Exame da secção do canal terminal

O canal terminal será um canal de terra, com uma largura do leito, por conveniências de construção, com uma largura de excavação mínima de 0,5m. A secção do canal será

determinada a partir da área de plantações de arroz (3,16ha) que mais consome água.

$$Q = \{ (10 D_1 A_1 + 10 D_2 (3.16 - A_1)) / 86400 E \}$$

$$= \{ 10 \times 150 \times 2 + 10 \times 10 \times (3.16 - 2) \} / 86400 \times 0.75$$

$$= 0.050 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$n = 0.035 \quad I = 1/1000$$

$$b = 0.50 \quad m \quad nQ/\sqrt{I} = 0.0455$$

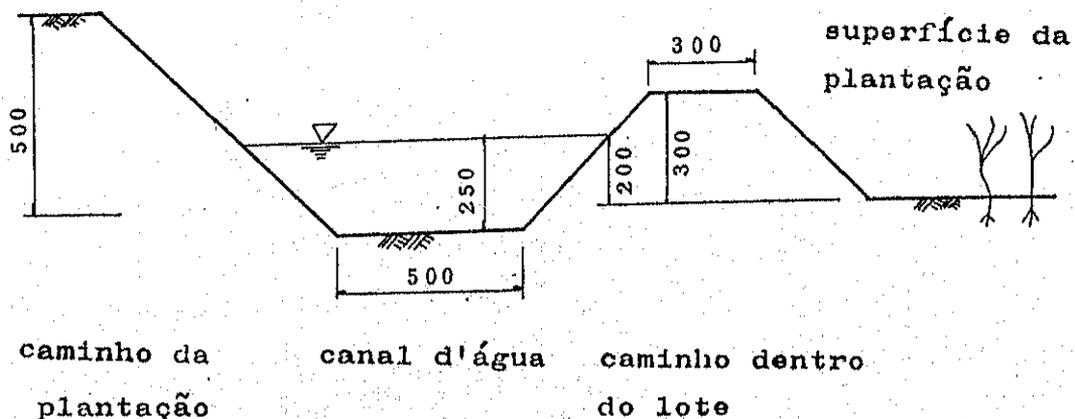
$$m = 1.0$$

	$\frac{A}{(b+mH)H}$	$\frac{P}{b+2\sqrt{1+m^2}H}$	$\frac{R}{A/P}$	$R^{2/3}$	$R^{2/3}A - 0.055$
0.20	0.140	1.066	0.131	0.2579	-0.019
0.25	0.188	1.207	0.156	0.2898	-0.001

$$\therefore H = 0.25 \text{ m}$$

$$U = Q/A = 0.27 \text{ m/S}$$

O canal terminal terá a forma abaixo.



3.2.6 Traçado da irrigação das plantações

Será realizada a irrigação por aspersão para testar

os resultados da irrigação por aspersão sobre vegetais, banana e plantas tropicais. No traçado tomamos como padrão os vegetais, traçando o projeto segundo as condições abaixo.

Algumas condições

1. Area.....A = 7,38ha
2. Descarga.....D' = 5 x 5 = 25mm
3. Efeito de irrigação.....85%
4. Descarga bruta.....D = 29,4mm
5. Número de dias do interv. de irrig. F = 5 dias
6. Horas de irrigação p/vez.....T = 5 hr
7. Horas de irrigação p/dia.....H = 20hr
8. Intervalo entre aspersores..... $\left. \begin{array}{l} S_L = 15m \\ S_m = 18m \end{array} \right\}$

2) Capacidade do aspersor

$$f = \frac{D \cdot S_L \cdot S_m}{60 \cdot T} \quad (l/min)$$

$$= \frac{29.4 \times 15 \times 18}{60 \times 5} = 26.46$$

$$\approx 26.5 \quad (l/min)$$

Caso for necessário procurar um aspersor com esta capacidade, será o caso de usar um aspersor equivalente ao Rain Bird NO 30B (abertura do gargalo de 11/64" x 3/32", pressão 2,81 kg/cm², diâmetro de aspersão de 28,1m, quantidade de aspersão de 26,6 l/min)

3) Capacidade de organização

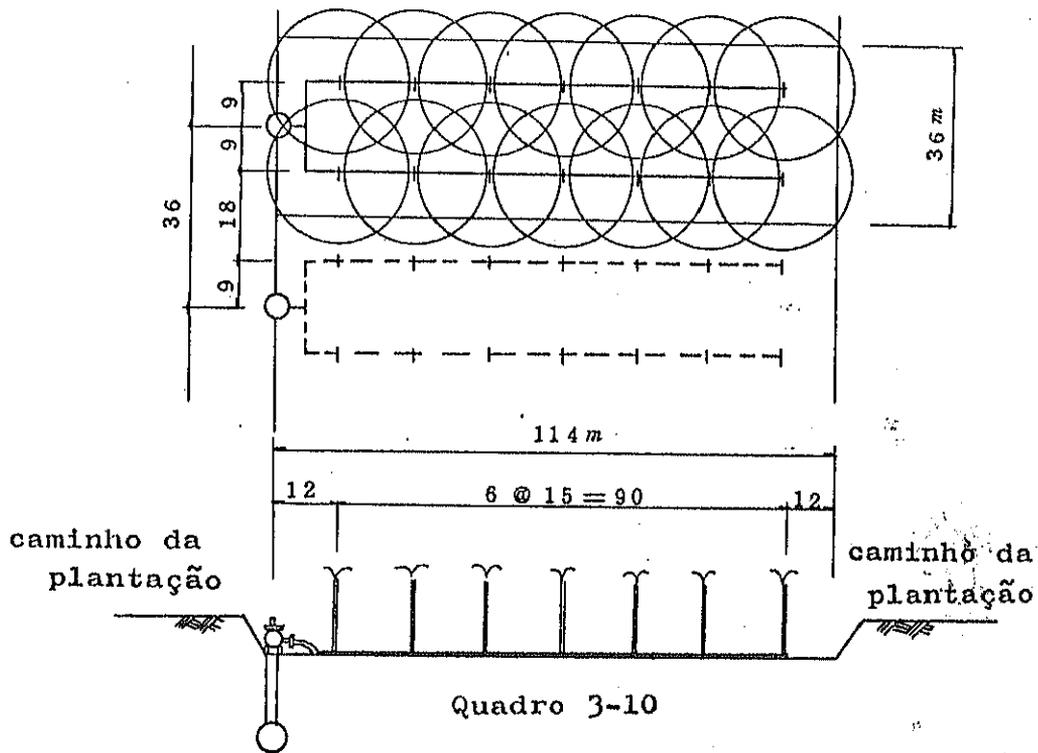
$$Q = 166.7 \times \frac{D \times A}{F \times H} \quad (l/min)$$

$$Q = 166.7 \times \frac{29.4 \times 7.38}{5 \times 20}$$

$$= 361.69$$

$$\approx 362 \quad (l/min)$$

Aspersor usado em uma irrigação



O número de aspersores usados numa aspersão é $7 \times 2 = 14$

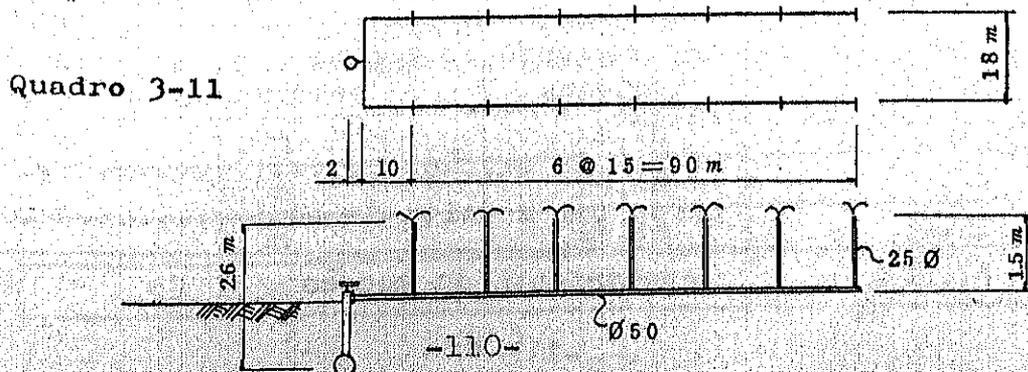
A quantidade total de água aspergida por aspersor usado é

$$Q' = 8.6 \times 14$$

$$= 372.4 \text{ (l/min)}$$

Por estes resultados podemos ver que a quantidade d'água necessária para toda a plantação é 362 l/min , ao passo que toda a quantidade d'água borrifada é de 372 l/min . Há portanto mais ou menos uma identidade, razão porque a distribuição dos aspersores e dos canos de aspersão será feita como a hipótese.

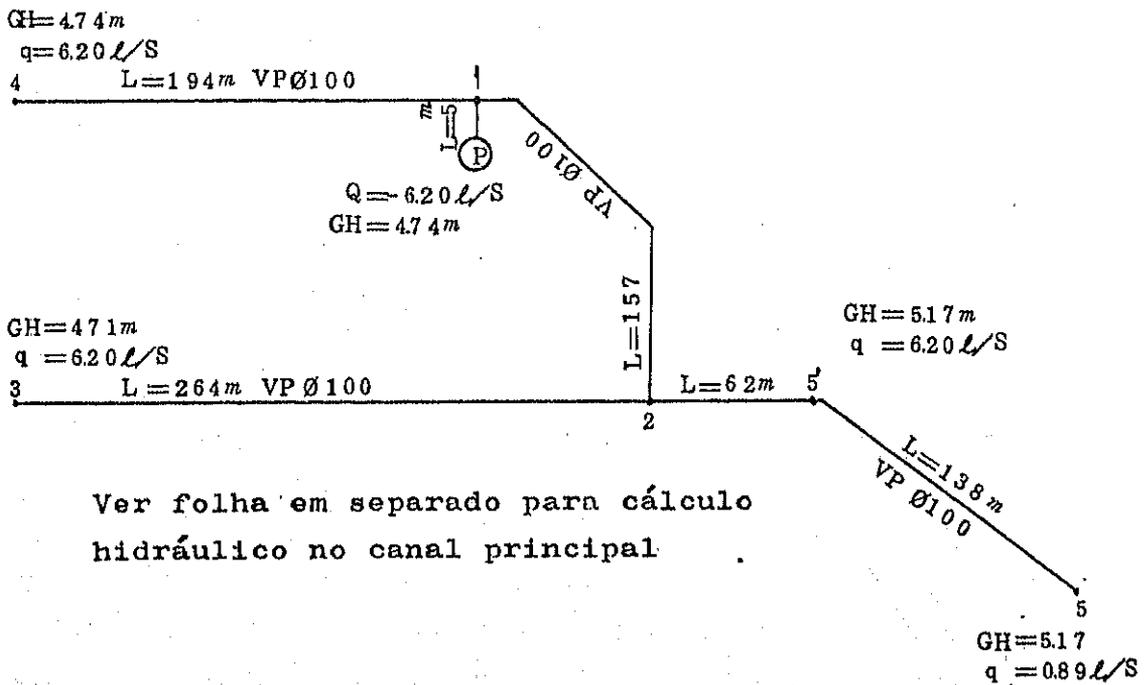
4) Traçado do tubo de aspersão



quantidade de aspersão
 pressão

$f a = 26.6 \text{ l/min}$
 $P = 2.81 \text{ kg/cm}^2$
 $S_L = 1.5 \text{ m}$

(2) Teste de cálculo
 hidráulico



Ver folha em separado para cálculo
 hidráulico no canal principal

5) Determinação da energia necessária para a bomba
 .levantamento do escape

perda do cano principal.....2,1m
 carga útil.....37,54

levantamento do escape $H_1 = 39,64 \text{ m}$

.levantamento da sucção

altura da sucção..... 1,05m
 perda com a volta da bomba..... 2,00

levantamento da sucção $H_2 = 3,05$

levantamento da bomba $H = H_1 + H_2 = 42,69 \text{ m} \approx 43 \text{ m}$

A perda com os choques tolerados será 20 por cento da pressão do aspersor.

perda com choque tolerado ($S_L = 6,0$) =

$$2,81 \times 0,2 = 0,562 \text{ kg/cm}^2$$

perda com choque tolerado ($S_L = 15,0$) =

$$0,562 \times 6/15 = 0,225 \text{ kg/cm}^2$$

(a) o valor $0,225 \text{ kg/cm}^2$ será obtido a partir da Fig.1, (5) juntando-se aos sete aspersores, obtendo-se o ponto de cruzamento (3) com o seu prolongamento.

(2) ligando o ponto de cruzamento (3) com a quantidade aspergida média 26,6 do ponto (1) superior, caso for possível ler o ponto de encontro desta combinação, o número (2) e o ponto de encontro, se obterá uma abertura de $\phi 43 \text{ mm}$ mas se usará $\phi 50 \text{ mm}$

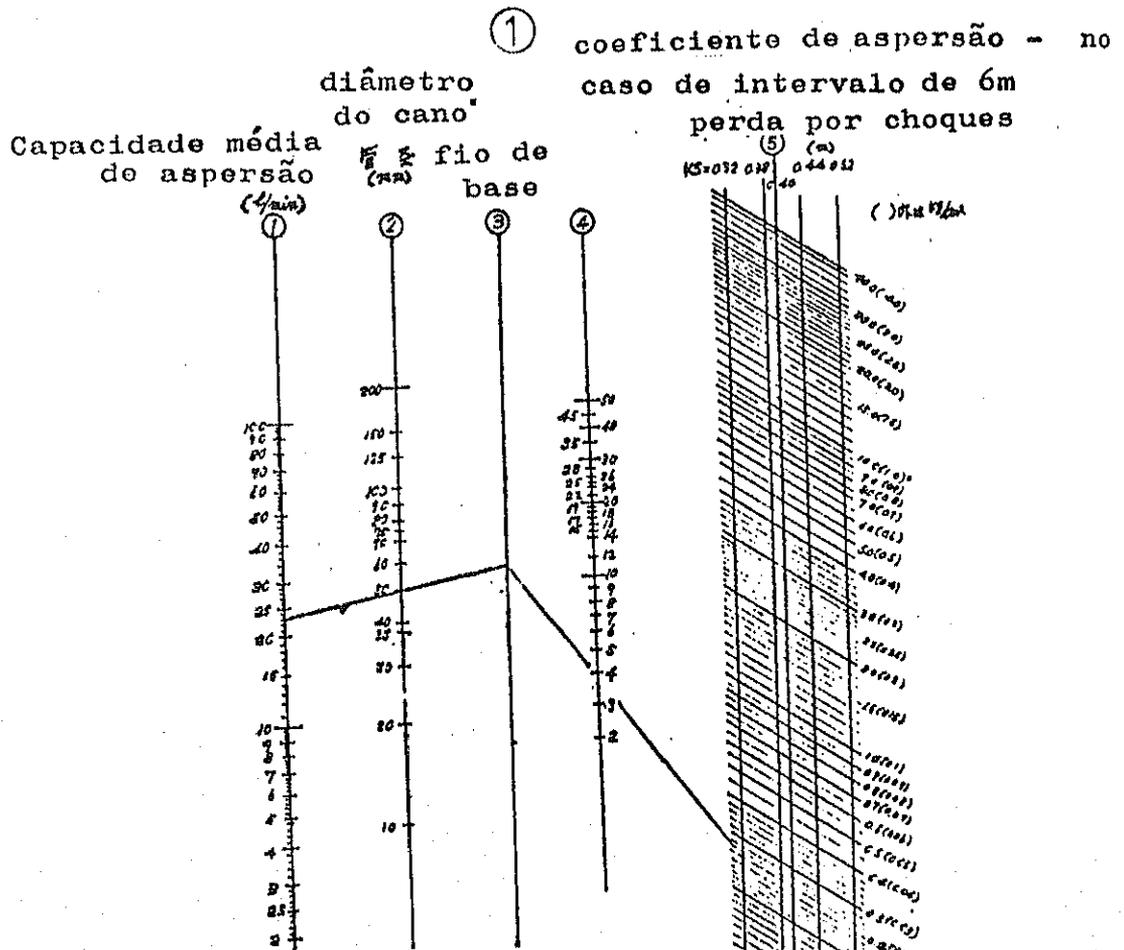
Apresentamos abaixo os valores obtidos a partir do Quadro 3-12.

Fig.3-22

Instrumentos de irrigação	Corrente (1/3)	Carga de perda (m)		
		Válvula de distribuição	Conjunto de aspersores	Total
14	6,2	3,45	4,49	7,94
10	4,4	1,79	2,19	3,98
6	2,7	0,69	0,42	1,11
2	0,9	0,08	0,06	0,14

Altura da superfície da plantação ao gar-do aspersores	Cabeça do gargalo do aspersor	Cabeça necessária à superfície da plantação
1,5m	28,1m	37,54
1,5m	28,1m	33,58
1,5m	28,1m	30,71
1,5m	28,1m	29,74

Quadro 3-12 CALCULO DE PERDAS POR CHOQUES NO CANAL



Processo de cálculo: fórmula Scobey

$$H_f = f \left(\frac{255 K_s (Q/L)^m}{1000 D^m} \right)$$

$$\therefore f = \frac{1}{2N+1} + \frac{1}{2N} + \frac{\sqrt{m}}{24}$$

H_f: Carga de perda por choques

D: Diâmetro do cano

Q: Descarga Total,

K_s: Coeficiente da fórmula

m: no índice da fórmula Scobey, m = 1,9

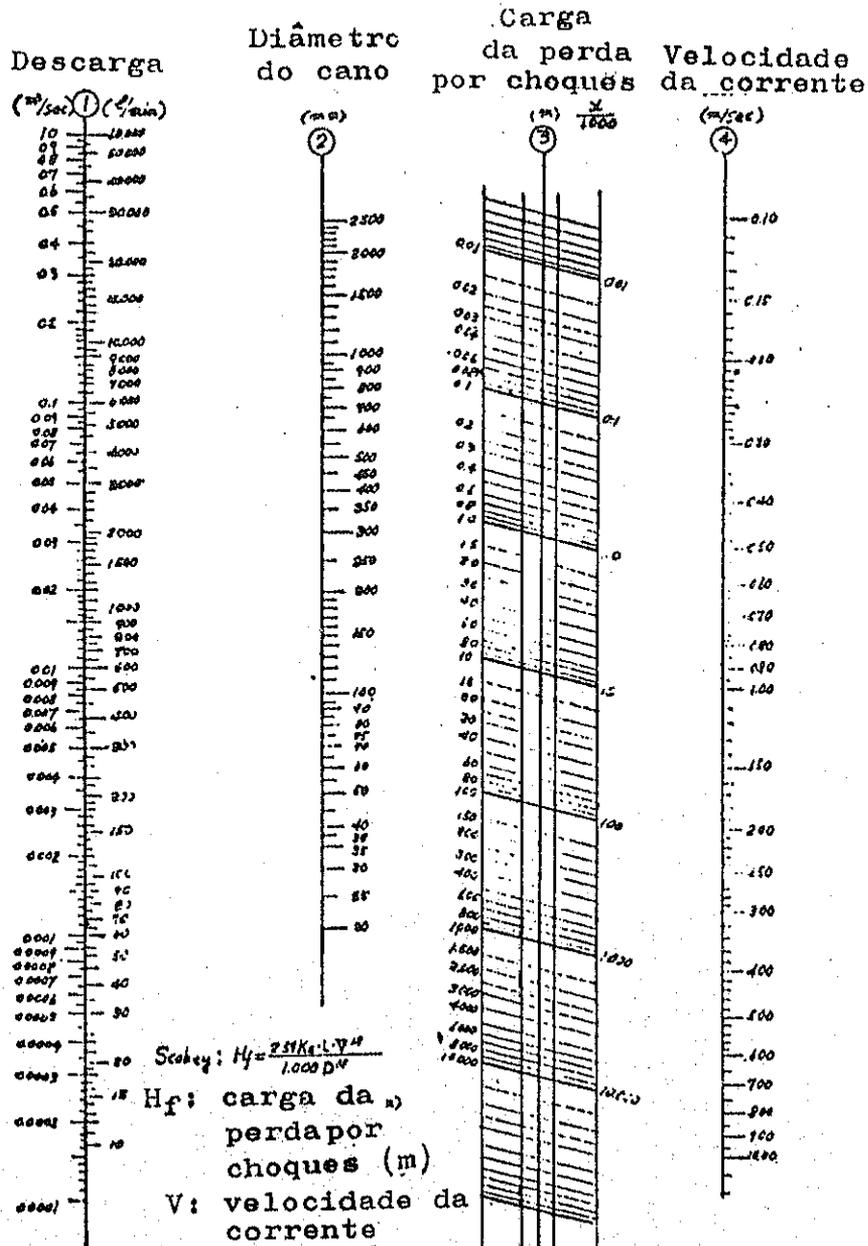
L: para o comprimento do cano auxiliar, neste quadro foi calculado L = 6m.

N: Número dos canais de diversão

Q: Capacidade média do aspersor

②

CALCULO DE PERDAS POR
CHOQUES DENTRO DO CANO



$$\text{Scobey: } H_f = \frac{2.5 K_s L V^3}{1.000 D^5}$$

H_f : carga da perda por choques (m)

V : velocidade da corrente dentro do cano (m/s)

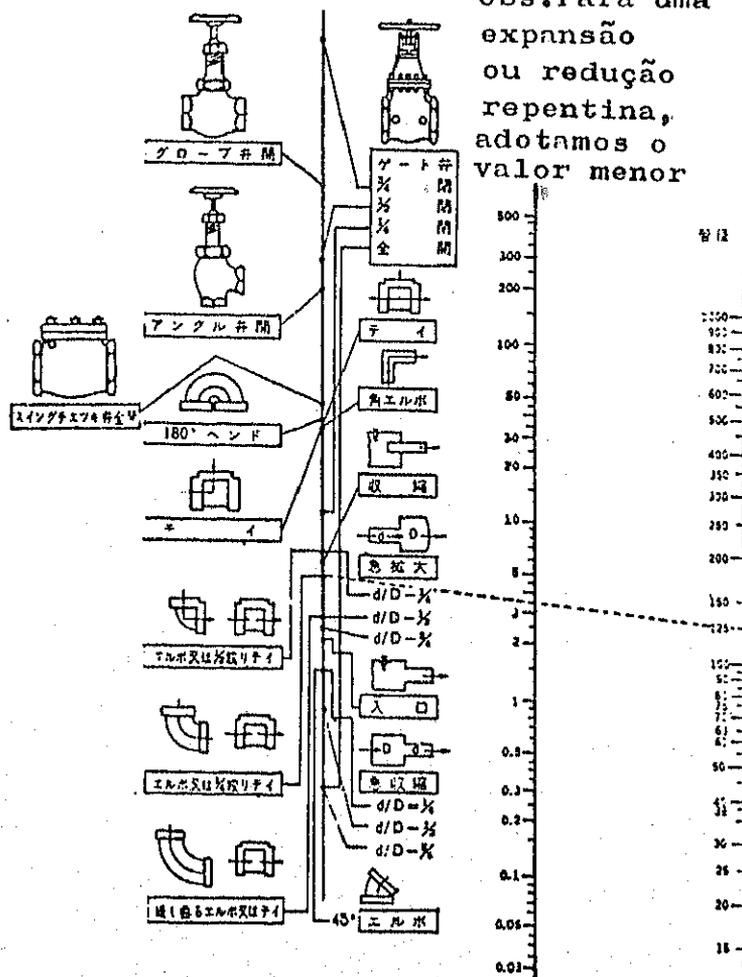
L : comprimento do cano (m)

D : diâmetro (m)
(no quadro, em unidade por mm)

K_s : coeficiente

③

CARGA DE PERDA DA VALVULA E JUNTURA



Obs. Para uma expansão ou redução repentina, adotamos o valor menor

Abertura de válvula de globo

Abertura de válvula de ângulo

Válvula de segurança swing-check

Curva de 180°

Tipo T

Tipo cotovelo ou de diâmetro 1/2

Tipo cotovelo ou de diâmetro 1/2

Tipo curva suave ou tipo T

Válvula da comporta

Fechamento 3/4

Fechamento 1/2

Fechamento 1/4

Abertura total

Tipo T

Tipo cotovelo em ângulo

Contração

Expansão repentina

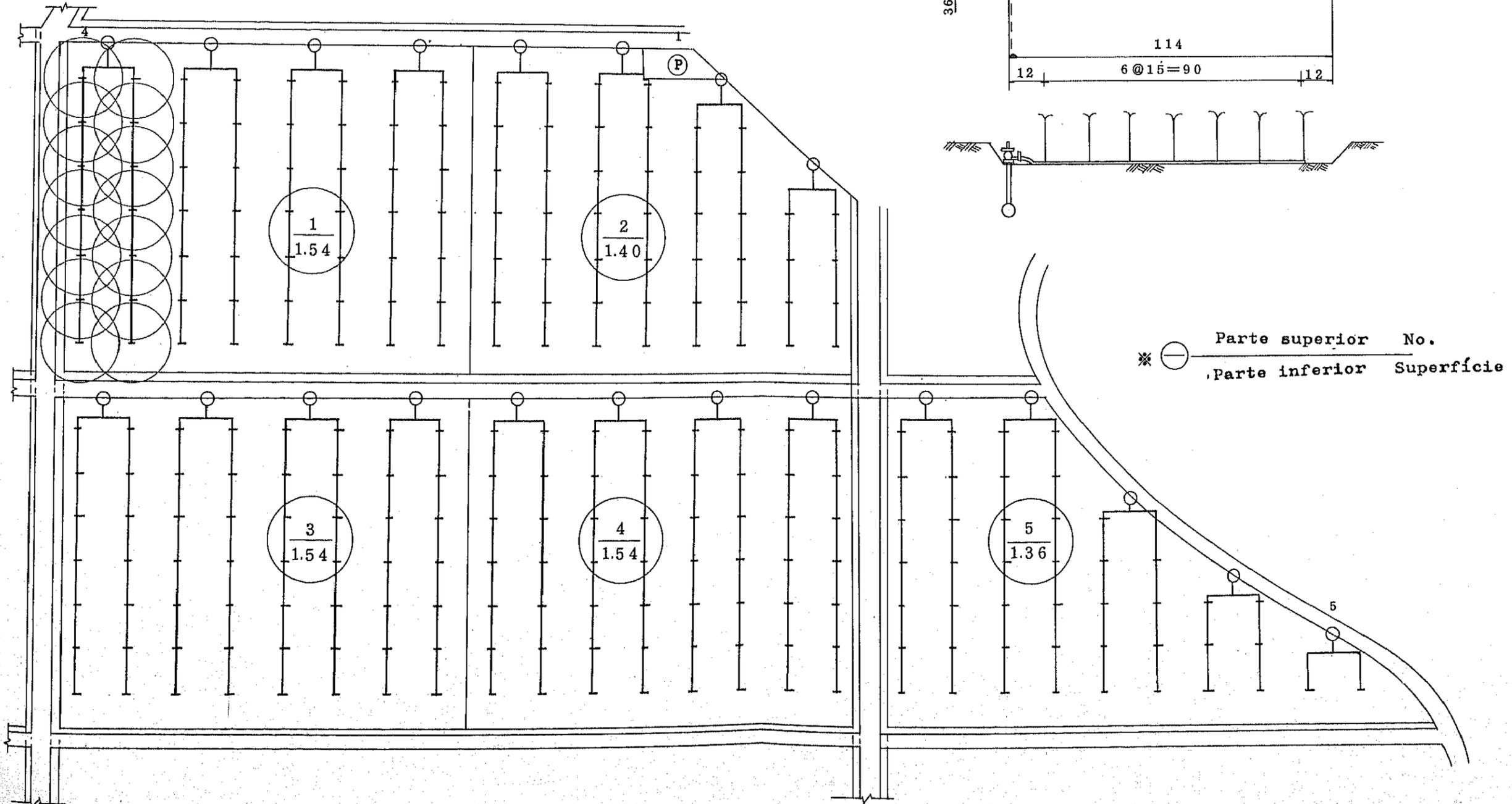
Redução repentina

Cotovelo

Quadro 3 - 22

Cálculo hidráulico dos canais (Grupo Sub-grupo)								Cálculo			Ano	Mês	Dia	Cálculista			Tipo e classe de canal	Resumo
Pontos de cálculo	Corrente Q	Raio interno Ø	Velocidade	Perda por unidade	Extensão do lote L	Extensão por lote	Elevação do canal	Diferença do lote		Queda útil por lote	Cabeça útil	Cabeça estática	Apos pressão					
								(+)	(-)				Cabeça de pressão	Cabeça útil	Cabeça estática			
	/s	mm	m/s	0/00	Km	m	m	m	m	m			m	m	m			
P 1	6,2	100	0,78	6,8	199	1,35	5,51 4,74	0,77		-0,58			43,00	39,95 39,37				
P 3	6,2	100	0,78	6,8	426	2,90	5,51 4,71	0,80		-2,10			43,00	39,95 37,85				
P 5	0,89	100	0,009	0,19	362	0,07	5,51 5,17	0,34		0,27			43,00	39,95 39,68				
P 5	6,2	100	0,78	6,8	224	1,52	5,51 5,17	0,34		-1,18			43,00	39,95 38,77				

Quadro 3 - 1 3 BLOCO DE ROTAÇÃO DA IRRIGAÇÃO POR ASPERÇÃO



.força motriz necessária para a bomba

$$\text{força de cavalos do eixo} = \frac{\text{força motriz da água}}{\eta}$$

$$= \frac{0.163 \cdot r \cdot Q \cdot H}{\eta} \quad (\text{KW})$$

$$= \frac{0.163 \times 1.0 \times 0.3724 \times 43}{0.50} = 5.22 \quad (\text{KW})$$

$$= 5.5 \quad (\text{KW})$$

assim, a bomba usada será centrífuga de estágio múltiplo, 5,5KW, com uma abertura de 65m/m

6) Determinação da capacidade dos açudes

O volume de entrada será portanto de 366 l/min, sendo a quantidade de uso do aspersor de 372,4 l/min, durante 20 horas.

Quantidade de água necessária num açude

$$(372.4 - 366) \times 60 \times 20 = 7680 \text{ l}$$

logo, obtemos o seguinte açude:

sentido vertical: 2,0m

sentido horizontal: 5,0m

profundidade: 0,8m

3.3 Instalações de drenagem

3.3.1 Planejamento de drenagem

O Planejamento do dreno será como no Quadro 3-14.

(1) A água de saída da encosta montanhosa sul no terreno objeto do programa (200ha) será regulada de acordo com a represa construída (dreno natural).

(2) A água de saída da encosta montanhosa sul no terreno objeto do programa (24ha) será drenada para o Rio Jacupiranga por meio do vertedouro da represa (dreno natural).

(3) A água de saída da encosta montanhosa sul do terreno objeto do programa (25ha), bem como a água de saída dentro da plantação serão drenadas pela bomba de drenagem que se encontra na região norte (dreno natural + dreno por máquina)

(4) O dreno será completamente de terra.

(5) A bomba será uma bomba de fluxo de jato de raio de absorção (500mm x duas).

(6) A superfície dominante do dreno será a seguinte:

Fig. 3-23 SUPERFÍCIE DOMINANTE DO DRENO

Nome do dreno	Superfície dominante	Área	Terreno montanhoso	Obs.
D 1	22,08ha	22,08	0,00	Superfície total do dreno 278,14ha
D 2	8,26ha	8,26	0,00	
D 3	13,82ha	13,82	0,00	Superfície do dreno da bomba interna 78,14ha
D 4	56,06ha	31,06	25,00	

3.3.2 Exame da secção do dreno

1) Fórmula da quantidade d'água no pico (Q)

A superfície da encosta é pequena, apenas 78ha, podendo assim calcular racionalmente a quantidade de água no pico.

$$Q = f r_1 A / 3.6$$

em que Q: quantidade de inundação planejada (m³/S)

f: índice de saída área plantada 0,8

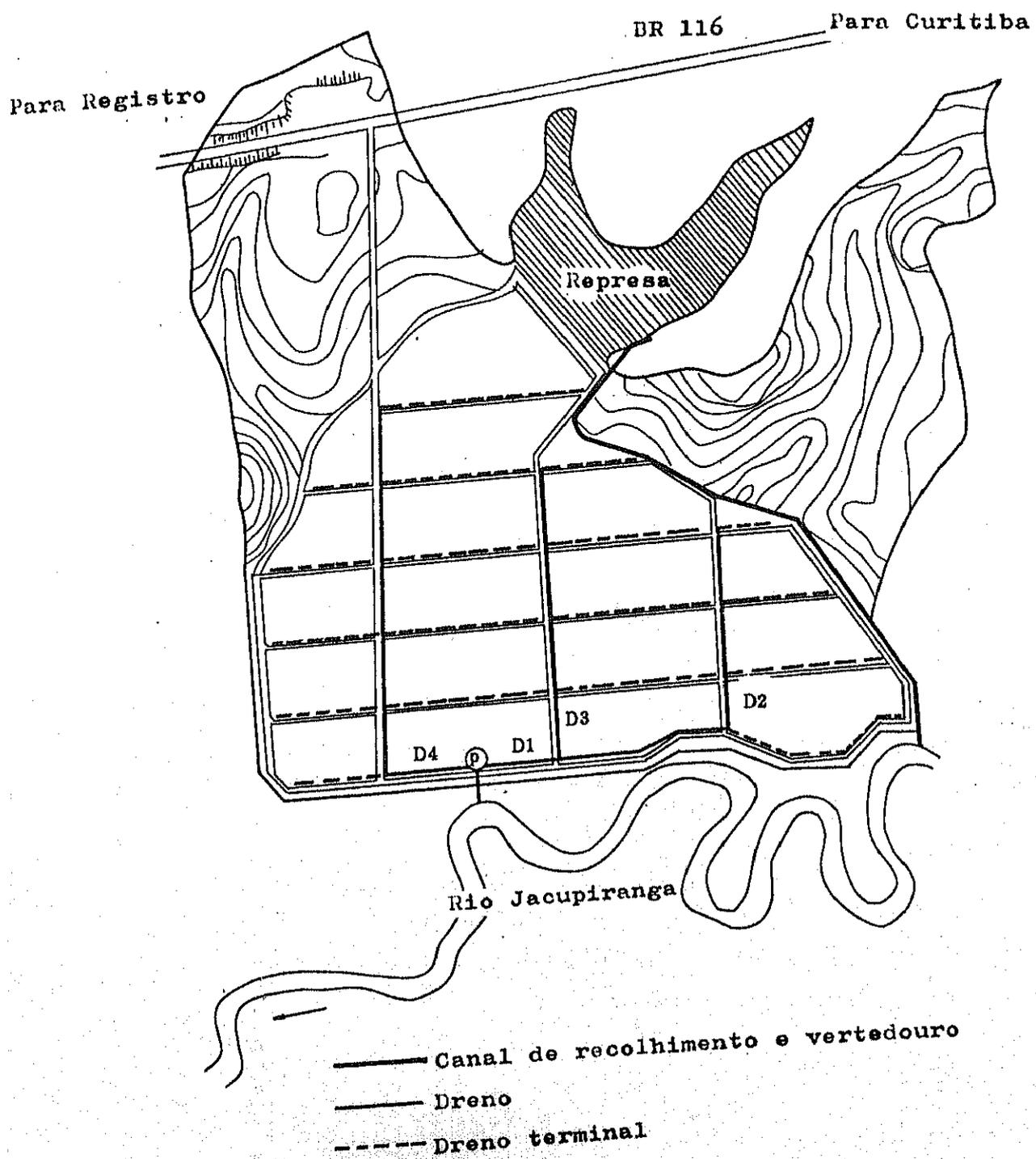
Área montanhosa 0,6

r₁: intensidade média da chuva dentro da hora de chegada (mm/ha)

A: superfície da água reunida (Km²)

2) Fórmula das horas de chegada da inundação (T)

Quadro 3-14 PLANEJAMENTO DO DRENO



Usar a fórmula Rziha

$$T = \ell/W = \ell/20 \left(\frac{H}{\ell} \right)^{0.6}$$

em que T: horas de chegada (Seg)

ℓ : extensão do canal (m)

W: velocidade que se comunica (m/S)

H: diferença ℓ entre ponto alto e baixo (m)

3) Fórmula da intensidade da quantidade média de chuva dentro da hora de chegada (r_1)

$$r_1 = r_{24} (T/24)^k$$

em que r_{24} : intensidade da chuva em intensidade 1/10 (170mm/dia)

T: hora de chegada (ha)

k: número determinado $1/3 \sim 2/3$
média 1/2

4) Cálculo de T, r_1 , Q

A hora de chegada da inundação (T) será estudada sobre o comprimento D4 do comprimento do canal.

Fig. 3-24 CÁLCULO DE T

Nome de dreno	Area	Extensao (ℓ m)	Queda (hm)	Gradiente	Gradiente	Velocidade (Wm/S)	Atingida (T Sec)
D Z	Colinas	450	33,0	1/14	-	4,17	108
	Area de plantação	635	0,4	1/1.587	1/1.000	0,28	2.267

Assim, $T = 2,375$ (Sec) $\div 1.0$ (hr)

$$\therefore r_1 = r_{24} (T/24)^{1/2} = 170 (1.0/24)^{1/2} = 34.7 \text{ (mm)}$$

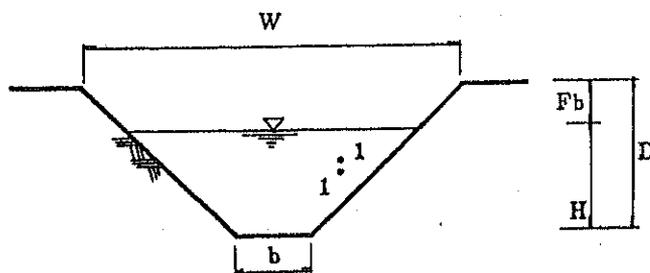
Logo, a quantidade de saída no pico (Q) em cada canal e plantação será a indicada no quadro abaixo.

Fig.3-25 CÁLCULO DE Q

	Superfície dominada	Área plantada	Colinas	Corrente Máxima Q		Total de pressão
				Área plantada	Colinas	
	(ha)	(ha)	(ha)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)
D 1.	22,08	22,08	0,00	1,703	0,000	1,703
D 2	8,26	8,26	0,00	0,637	0,000	0,637
D 3	13,82	13,82	0,00	1,066	0,000	1,066
D 4	56,06	31,06	25,00	2,395	1,446	3,841

5) Cálculo da secção do dreno

Considerando a segurança da construção e do canal, adotamos a secção abaixo.



gradiente em declive	$m = 1$
coeficiente de aridez	$n = 0,035$
gradiente vertical	$I = 1/1000$
largura inferior	$b = 1,00m$
bordo livre	$Fb = 0,60m$

(1) cálculo do dreno D1

$$Q = 1.703 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$H = 1.19 \text{ m} \doteq 1.20$$

$$A = (b + mH)H = 2.640 \text{ m}^2$$

$$V = Q/A = 0.65 \text{ m}/\text{S}$$

$$D = H + Fb = 1.80 \text{ m}$$

$$W = 2D + b = 4.60 \text{ m}$$

(2) Cálculo do dreno D2

$$Q = 0.637 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$H = 0.72 \text{ m}$$

$$A = (b + mH)H = 1.238 \text{ m}^2$$

$$V = Q/A = 0.51 \text{ m}/\text{S}$$

$$D = H + Fb = 1.32 \doteq 1.40 \text{ m}$$

$$W = 2D + b = 3.80 \text{ m}$$

(3) Cálculo do dreno D3

$$Q = 1.066 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$H = 0.92 \text{ m}$$

$$A = (b + mH)H = 1.766 \text{ m}^2$$

$$V = Q/A = 0.60 \text{ m}/\text{S}$$

$$D = H + Fb = 1.52 \doteq 1.60 \text{ m}$$

$$W = 2D + b = 4.20 \text{ m}$$

(4) Cálculo do dreno D4

$$Q = 3.841 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$H = 1.73 \text{ m}$$

$$A = (b + mH)H = 4.723 \text{ m}^2$$

$$V = Q/A = 0.81 \text{ m/S}$$

$$D = H + Fb = 2.33 \div 2.40 \text{ m}$$

$$W = 2D + b = 5.80 \text{ m}$$

(5) Cálculo da secção do dreno secundário

Examinemos o dreno secundário da área máxima (3,65ha).
A forma será a indicada no desenho abaixo, ou seja, escavação direta de canal na terra.

$$Q = 10 \times r, \times A / 3600$$

$$= 10 \times 34.7 \times 3.65 / 3600 = 0.352 \text{ (m}^3/\text{S)}$$

$$n = 0.035$$

$$I = 1/1000, \quad b = 1.00 \text{ (m)}$$

Calculamos a secção a partir das condições acima

$$H = 0.83 \text{ m}$$

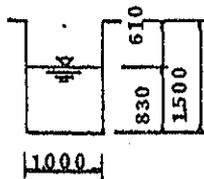
$$A = bH = 0.83 \text{ m}^2$$

$$V = Q/A = 0.42 \text{ (m/S)}$$

Fig. 3-26 SECÇÕES DOS DRENOS

Nome do dreno	Secção	Q (m^2/S)	H (m)	A (m^2)	U (m/S)	D (m)	W (m)
D 1		1,703	1,19	2,64	0,65	1,80	4,60
D 2		0,637	0,72	1,24	0,51	1,40	3,80
D 3		1,066	0,92	1,77	0,60	1,60	4,20
D 4		3,841	4,72	4,72	0,81	2,40	5,80

$$D = H + F_b = 1.43 = 1.50 \text{ (m)}$$



3.3.3 Planejamento de dreno por bomba

1) Quantidade de dreno por bomba

Dentre os cultivos escolhidos para esta área, ou seja, o arroz irrigado, vegetais e plantas tropicais, apenas o arroz aceita irrigações prolongadas. O arroz irrigado aceita até 30cm como profundidade máxima tolerada, mas como também outras culturas estão igualmente misturadas, não será uma irrigação contínua. A drenagem deverá ser a seguinte:

$$Q = 10 f r_1 A / 60,$$

Q : drenagem de bomba m^3/min

f : porcentagem de saída de água da área 0,8

r_1 : quantidade de chuvas 170mm p/dia, num índice de probabilidade 1/10

A : superfície de dreno de bomba 78,14ha

t : hora de dreno 24 horas

$$\therefore Q = 73.8 \text{ m}^3/\text{min}$$

2) Elevação completa da bomba(hr)

Hr = elevação real (ha) + perda por volta na bomba

= (nível de escape - nível de sucção) + perda p/volta na bomba

em que, nível de escape : nível de irrigação planejada no rio Jacupiranga 7,43

nível de sucção : altura do chão planejada de 4,11 2mF.

perda p/ volta da bomba : 1m

$$\therefore H_r = \{ 7.43 - (4.11 - 2.00) \} + 1.00 = 6.32 \pm 7 \text{ (m)}$$

3) Tipos e número de bombas

Como tipos de bombas, usamos a bomba de fluxo de jato, de grande estabilidade em relação a variações de elevação e variações de volume. No sentido de dissolver o perigo, as bombas serão duas.

4) Força geradora necessária para motor gerador

$$P_m = 0.222 rQH(1+\alpha) / \eta_r \eta_c$$

em que P_m : força geradora necessária para motor gerador (PS)

r	: peso da água tratada	1.00	36.9 m ³ /min
Q	: quantidade de água lançada pela bomba		
H	: levantamento total da bomba	7.0 m	
α	: índice de reserva	0.2	
η_r	: eficiência da bomba	0.85	
η_c	: eficiência da condução	0.93	

$$\therefore P_m = 87.0 \text{ PS}$$

5) Abertura da bomba

A abertura da bomba, conforme a lista de opções da bomba de fluxo de jato, deverá ter 600mm.

6) Tipos de motor gerador

O objetivo do uso da bomba é a drenagem, mas não será usada continuamente, e há fortes possibilidades de interrupção de energia enquanto estiver usada. Usaremos motor diesel, de custo barato.