

Rivière des Pirogues au site du barrage
Pirogues river at the dam site

ÉTUDE HYDROLOGIQUE
HYDROLOGIC STUDY

Rapport intérimaire
Interim report

OFFICE de la RECHERCHE
SCIENTIFIQUE et TECHNIQUE
OUTRE - MER

BECHTEL - FRANCE

RIVIERE des PIROGUES au SITE du BARRAGE
PIROGUES RIVER at the DAM SITE

ETUDE HYDROLOGIQUE
HYDROLOGIC STUDY

RAPPORT INTERIMAIRE
INTERIM REPORT

Juin, 1971
June, 1971

RESULTS OF THE STUDY

1°) PIROGUES RIVER

Drainage area at the dam site: $108 \text{ Km}^2 - 41.6 \text{ mi}^2$

Mean annual precipitation depth : $1900 \text{ mm} \pm 100 \text{ mm} - 74.6 \text{ inch}$
 10 year annual precipitation depth : $1300 \text{ mm} - 51.2 \text{ inch}$
 50 year annual precipitation depth : $1000 \text{ mm} - 39.5 \text{ inch}$
 10 year daily precipitation depth : $250 \text{ mm} - 9.85 \text{ inch}$
 (ponctual)

Mean annual discharge : $4 \text{ m}^3/\text{s.} - 141 \text{ cusecs} - 63,200 \text{ Gpm}$
 10 year annual discharge : $2 \text{ m}^3/\text{s.} - 71 \text{ cusecs} - 31,600 \text{ Gpm}$

Recession : $Q = Q_0 e^{-\alpha t} \quad \alpha = 0.0286$

$$\frac{1}{\alpha} = 35 \text{ days}$$

(from observed data in 1971)

Discharge $> 0.400 \text{ m}^3/\text{s.} - 14 \text{ cusecs} - 6,320 \text{ Gpm}$
 during 355 days / annually
 (in average conditions)

Discharge $> 0.100 - 0,200 \text{ m}^3/\text{s.} - 3-6 \text{ cusecs} - 1,580-3,160 \text{ Gpm}$
 during 355 days / annually
 (in 10 years / dry year)

Monthly discharge : (see Table V)

Design precipitation : (ponctual) $1200 \text{ mm} / 24 \text{ h.} - 47.2 \text{ inch}$

Design flood : (runoff for 24 h. : $865 \text{ mm} - 34 \text{ inch}$
 (peak discharge : $2300 \text{ m}^3/\text{s.} - 81.500 \text{ cusecs}$

Sediment transport : $400 \text{ metric t./ year}$

Evaporation : $1000-1100 \text{ mm} / \text{year} - 3.28-3.60 \text{ ft.}$
 (Colorado sunken pan)

Dam and spillway, upstream dam site

Discharge of water supply	: 500 l/s : 1,000 l/s : 1,500 l/s :	: 7,900 Gpm : 15,800 Gpm : 23,800 Gpm :	:
Normal altitude of water level (above sea level)	: 23.60 m : 27.90 m : 36.40 m :	: 77.4 ft : 91.5 ft : 119.4 ft :	:
Total volume of reservoir	: $2 \times 10^6 \text{ m}^3$: $4.5 \times 10^6 \text{ m}^3$: $14 \times 10^6 \text{ m}^3$:	: 1,622 acre ft : 3,640 acre ft : 11,350 acre ft :	:
Available volume of reservoir	: $1 \times 10^6 \text{ m}^3$: $3.5 \times 10^6 \text{ m}^3$: $13 \times 10^6 \text{ m}^3$:	: 811 acre ft : 2,840 acre ft : 10,550 acre ft :	:
Altitude of ground sill of water intake	: 20.70 m : 20.70 m : 20.70 m :	: 67.9 ft : 67.9 ft : 67.9 ft :	:
<u>Spillway without water gate</u>	:	:	:
Altitude of crest of spillway	: 23.60 m : 27.90 m : 36.40 m :	: 77.4 ft : 91.5 ft : 119.4 ft :	:
Length of spillway	: 120 m : 150 m : 210 m :	: 394 ft : 492 ft : 689 ft :	:
Maximal depth of water on spillway (2 300 m ³ /s)	: 4.90 m : 4.22 m :	: 16.1 ft : 13.9 ft :	:
(2 080 m ³ /s)	:	:	: 3.15 m : 10.3 ft :
Maximal altitude of water level (above sea level)	: 28.50 m : 32.12 m : 39.55 m :	: 93.5 ft : 105.4 ft : 129.7 ft :	:
<u>Spillway with water gate</u>	:	:	:
Altitude of crest of spillway	:	:	: 30.00 m : 98.4 ft :
Length of spillway for maximal altitude 38.10 m	:	:	:
peak discharge : 2,300 m ³ /s : 81,500 cusecs	:	:	: 43 m : 141 ft :
(after attenuation: 1,760 m ³ /s : 62,000 cusecs)	:	:	:

Dam and spillway, downstream dam site

Discharge of water supply	: 500 l/s	: 1,000 l/s	: 1,500 l/s
	: 7,900 Gpm	: 15,800 Gpm	: 23,800 Gpm
Normal altitude of water level (above sea level)	: 7.10 m 23.3 ft	: 9.50 m 31.1 ft	: 15.40 m 50.4 ft
Total volume of reservoir	: $2 \times 10^6 \text{ m}^3$ 1,622 acre ft	: $4.5 \times 10^6 \text{ m}^3$ 3,640 acre ft	: $14 \times 10^6 \text{ m}^3$ 11,350 acre ft
Available volume of reservoir	: $1 \times 10^6 \text{ m}^3$ 811 acre ft	: $3.5 \times 10^6 \text{ m}^3$ 2,840 acre ft	: $13 \times 10^6 \text{ m}^3$ 10,550 acre ft
Altitude of ground sill of water intake	: 5.80 m 19 ft	: 5.80 m 19 ft	: 5.80 m 19 ft
<u>Spillway without water gate</u>			
Altitude of crest of spillway	: 7.10 m 23.3 ft	: 9.50 m 31.1 ft	: 15.40 m 50.4 ft
Length of spillway	: 160 m 525 ft	: 170 m 557 ft	: 205 m 672 ft
Maximal depth of water on spillway (2000 m ³ /s - 70,600 cusecs)	: 3.70 m 12.1 ft	: 3.60 m 11.8 ft	: 3.10 m 10.2 ft
Maximal altitude of water level (above sea level)	: 10.80 m 35.5 ft	: 13.10 m 43 ft	: 18.50 m 60.5 ft
<u>Spillway with water gate</u>			
Altitude of crest of spillway	:	:	: 10 m 32.6 ft
Length of spillway for maximal altitude 15.40 m - 50.4 ft	:	:	:
max. discharge 2,300 m ³ /s. 81,500 cusecs	:	:	: 103 m 338 ft
max. discharge 2,000 m ³ /s. 70,600 cusecs	:	:	: 90 m 295 ft
Length of spillway for maximal altitude 17.10 m - 56 ft	:	:	:
peak discharge : 2,300 m ³ /s 81,500 cusecs	:	:	: 52 m 171 ft
(after attenuation : 1,730 m ³ /s 61,000 cusecs):	:	:	:

2°) BERGERIE RIVULET AND KAORIS RIVULET

It is premature, at the stage of the interim report, to give data about these two rivulets.

Par convention passée avec la Société "BECHTEL FRANCE", l'O.R.S.T.O.M. s'est vu confier l'exécution d'un programme d'études hydrologiques sur le bassin de la rivière des Pirogues, pour laquelle il devra déterminer les principaux éléments du régime hydrologique, ainsi qu'il est spécifié à l'article II de cette convention. Des études hydrologiques sommaires ont été prévues sur une rivière représentative des cours d'eau traversant le tracé de la future conduite d'amenée d'eau vers son point médian, et sur une autre rivière représentative de la zone de dépôt des stériles.

Un rapport préliminaire concernant uniquement la rivière des Pirogues a été remis à "BECHTEL FRANCE", en Mars 1971.

L'article IV de la convention prévoit un rapport plus complet, mis au point à partir des mesures disponibles au 10 Mai. Tel est l'objet du présent mémoire. Il a été entendu qu'en ce qui concerne le dimensionnement du déversoir, le présent document ne contiendrait que les indications que puisse donner un hydrologue. Les dispositions essentielles de cet ouvrage devraient être fixées au cours de discussions entre hydrologues et ingénieurs spécialistes du Génie Civil.

Chapitre I

RIVIERE DES PIROGUES

I.1 - Installations réalisées :

La station limnigraphique contrôle un bassin versant de 108 km². Elle a été installée à environ 200 m en aval du site du barrage projeté. Elle comprend un limnigraphe à pression, "TELMNIP" NEYRPIC d'amplitude 0-12 m et une batterie d'échelle de sept éléments d'un mètre. Le limnigraphe a été mis en route le 8 Février 1971.

Le réseau pluviométrique comporte trois pluviographes STEVENS à rotation hebdomadaire, chaque graduation du diagramme équivalant à 0,01 pied soit 3,05 mm de pluie et deux totalisateurs, un STEVENS et un totalisateur ORSTOM mis en place en 1957 (T3 ou YATE 1). De nouvelles pistes ayant été ouvertes récemment, on a installé le 19 Mai, à l'extrémité Nord du bassin, un pluviographe SIAP à rotation hebdomadaire.

Un bac d'évaporation type ORSTOM de 1 m² de surface a été enterré à côté du pluviographe P1, les observations ont débuté le 19 Mars.

I.2 - Pluviométrie :

Le tableau suivant rassemble les pluviométries mensuelles observées aux différents appareils installés sur le bassin.

TABLEAU I

	F		M		A		M	
	mm	in	mm	in	mm	in	mm	in
P1	263,3	10.37	343,4	13.52	68,3	2.67	68,3(1)	2.69
P2	158,2	6.23	378,5	14.90	50,9	2.00	46,1(2)	1.81
P4	341,3	13.44	404,2	15.91	76,2	3.00	29,3(2)	1.15
T3	402,2	15.83	357,4	14.07	64,9	2.55	48,8(2)	1.92
T5		632,9 mm		24.92	66,4	2.61	69,6(3)	2.74

(1) du 1 au 10/5.

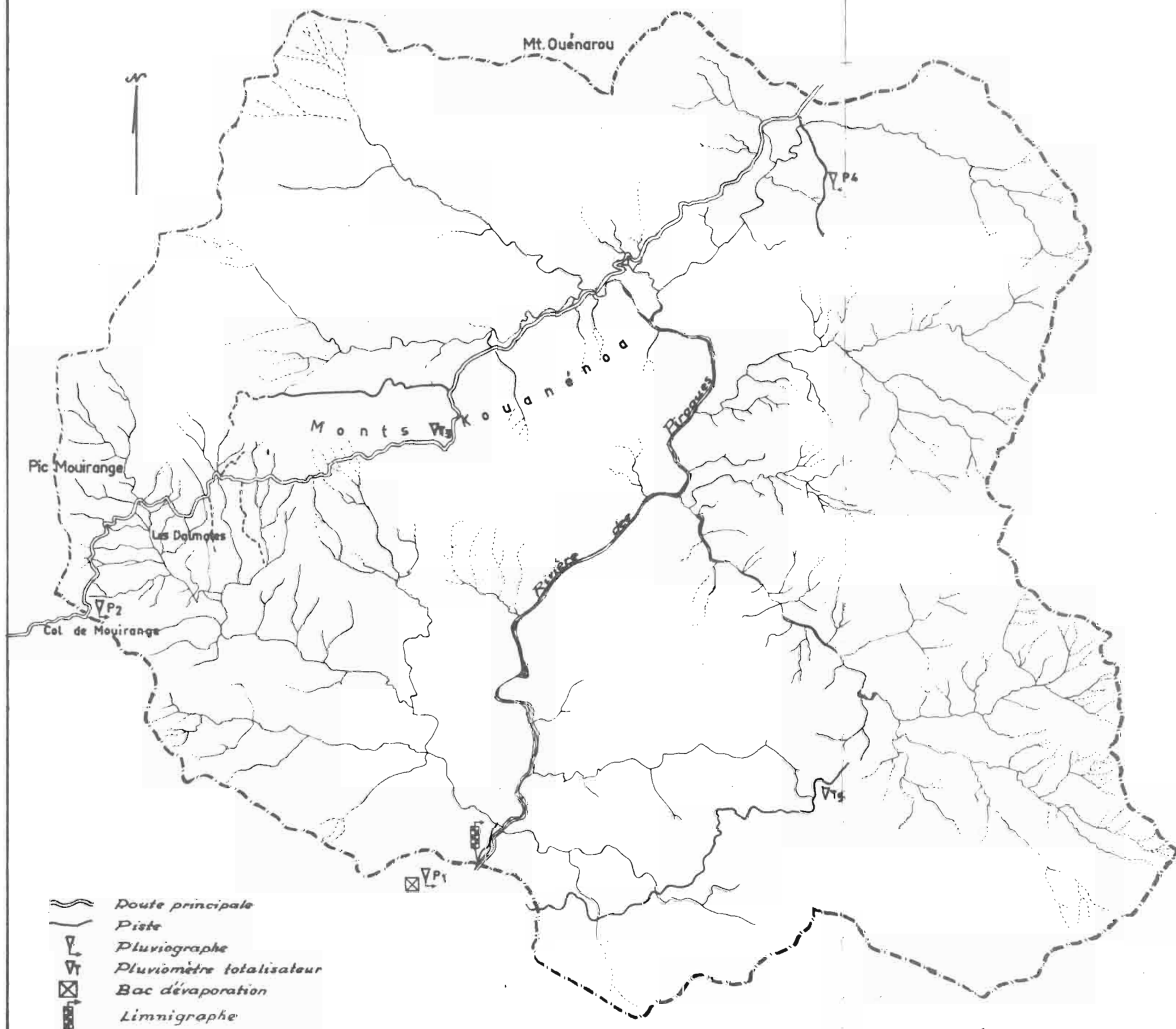
(2) du 1 au 6/5

(3) du 1 au 17/5

A partir des données de ce tableau, on a calculé les pluviométries moyennes mensuelles sur le bassin en utilisant les polygones de Thiessen. Le totalisateur T5 n'ayant pas été relevé régulièrement (route impraticable, interdiction de circuler dans le champ de tir), on a été obligé de grouper les précipitations de Février et de Mars.

RIVIÈRE DES PIROGUES

Équipement hydropluviométrique



On obtient ainsi :

$$\begin{aligned}\bar{P} \text{ Février} + \text{Mars} &= 624,4 \text{ mm} & 24.58 \text{ in} \\ \bar{P} \text{ Avril} &= 63,4 \text{ mm} & 2.50 \text{ in}\end{aligned}$$

Dans le rapport préliminaire, on avait admis que la hauteur moyenne de précipitation sur le bassin était égale à la 1/2 somme des précipitations à PLUM et à OUEENAROU.

$$I_p = \frac{PLUM + OUEENAROU}{2}$$

Si pour la période du 1er Février au 30 Avril 1971 nous calculons I_p : on obtient 684,4 mm soit 26.94 in. au lieu de 27.08. Pour ces trois mois la hauteur de précipitation moyenne, telle que nous l'avons calculée, paraît donc en bon accord avec l'indice choisi.

Nous verrons plus loin qu'il est possible que l'implantation de nos cinq pluviomètres conduise à une valeur un peu faible.

I.3 - Jaugeages :

Huit jaugeages ont été effectués sur la rivière des Pirogues au droit du limnigraphe.

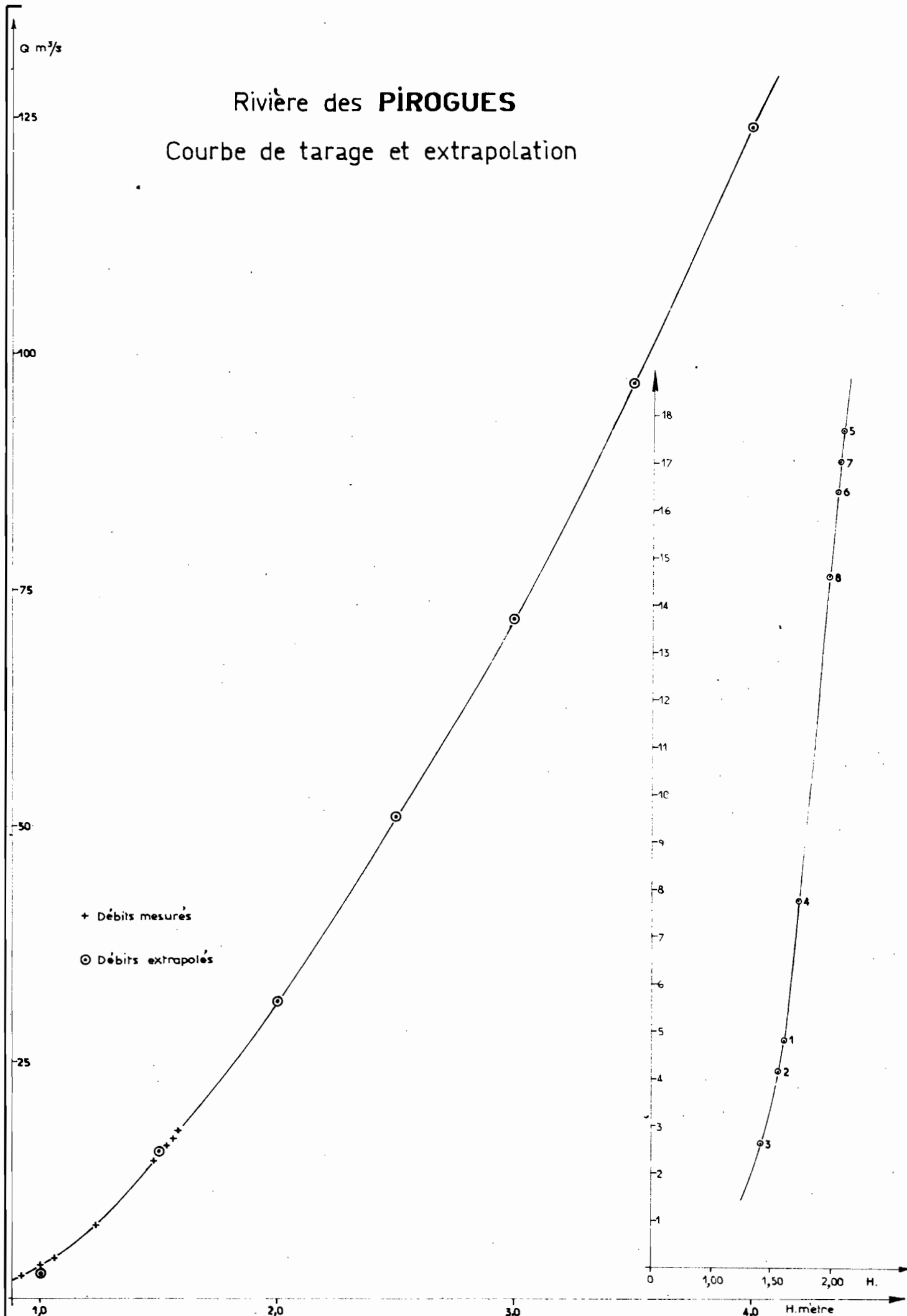
TABLEAU II

N°	Date	Hm	Q m ³ /s	Q cusec
1	22-1-71	1,12	4,79	169
2	29-1-71	1,06	4,13	146
3	10-2-71	0,92	2,62	93
4	15-3-71	1,235	7,75	274
5	19-3-71	1,585	17,7	632
6	22-3-71	1,545	16,4	579
7	24-3-71	1,565	17,0	600
8	25-3-71	1,48	14,6	516

Afin de pouvoir estimer les débits qui correspondent aux cotes comprises entre 1,60 m et 3,50 m, on a extrapolé la courbe de tarage en utilisant la courbe des surfaces mouillées en fonction des hauteurs $S = f(H)$ et la droite $U = f(\lg H)$ définie à l'aide des huit jaugeages exécutés.

Rivière des PIROGUES

Courbe de tarage et extrapolation



I.4 - Débits :

A l'aide du barème établi à partir de la courbe de tarage, on a calculé les débits moyens journaliers qui figurent au tableau III.

TABIEAU III

Débits moyens journaliers
en m³/s

Date	Février	Mars	Avril	Mai
1		10,2	13,4	2,95
2		9,39	12,1	4,00
3		8,45	10,2	3,07
4		7,39	9,05	3,05
5		7,39	7,99	2,95
6		6,81	7,46	2,85
7		6,12	7,66	2,67
8		5,39	7,26	2,65
9	2,67	9,39	7,19	2,65
10	2,27	8,58	7,46	2,62
11	21,1	7,66	7,59	2,52
12	14,8	7,39	7,26	2,80
13	14,4	6,93	6,63	2,60
14	11,6	6,63	6,01	2,55
15	8,59	7,79	5,33	2,45
16	6,94	7,86	5,00	2,30
17	6,12	7,72	4,77	2,22
18	5,33	12,2	4,55	
19	4,88	21,9	4,33	
20	4,66	27,4	4,22	
21	4,57	20,9	4,11	
22	4,82	17,0	4,00	
23	4,52	18,6	3,89	
24	4,41	18,6	3,78	
25	6,04	15,4	3,78	
26	17,4	13,2	3,67	
27	14,4	12,5	3,35	
28	12,2	11,7	3,25	
29		11,5	3,15	
30		12,2	3,05	
31		13,6		
Moy	(8,58)	11,5	6,05	

Les débits moyens mensuels exprimés en m³/s et en cusecs sont rassemblés dans le tableau IV.

TABLEAU IV

	F	M	A	M
Q m ³ /s	8,58(1)	11,5	6,05	2,74(2)
Q cusec	303	406	214	97

(1) à partir du 9/2/71

(2) jusqu'au 18/5/71

On obtient ainsi pour la période du 1er Février au 30 Avril un débit moyen de 8,71 m³/s, 308 cusecs, soit un apport de 66,976 10³ m³, ce qui correspond à une lame d'eau équivalente de 614 mm. Le coefficient de ruissellement est de 89 %. Cette valeur est très élevée, mais elle est calculée sur la période la plus arrosée de l'année.

Si l'on compare la valeur de l'indice pluviométrique $I_p = \frac{\text{OUENAROU} + \text{PLUM}}{2}$ pour la période de Février à Mars 1971 aux valeurs obtenues pour les autres années, on voit que I_p 1971 est dépassé 7 fois en 10 ans. On peut donc estimer que les débits mensuels probables mentionnés dans le premier rapport sont réalistes. On a profité de la période du 10 au 24 Avril, pendant laquelle il n'a pratiquement pas plu sur le bassin, pour estimer le coefficient de tarissement α et son inverse, le temps caractéristique de tarissement T_c .

On a obtenu $\alpha = 0,0286 \text{ j}^{-1}$, soit $T_c = 35$ jours. Ce temps caractéristique de tarissement est faible, comparé à ceux qui ont été calculés pour d'autres rivières calédoniennes. Il est du même ordre que celui de la OUIÑNE, mais la moitié de celui des DUMBEA. Cependant, comme la période sur laquelle on a calculé T_c est très courte, il n'est pas impossible qu'il se produise une cassure^c dans la courbe et que le temps de tarissement réel, c'est-à-dire celui qui correspond à la vidange des réserves profondes du bassin, soit beaucoup plus long.

En résumé on retiendra pour le moment les valeurs déjà avancées dans le rapport de Mars, valeurs transposées du bassin de la Plaine des Lacs.

Débit moyen annuel	: 4 m ³ /s, 141 cusecs
Débit moyen décennal fort	: 6 m ³ /s, 212 cusecs
Débit moyen décennal faible	: 2 m ³ /s, 71 cusecs
Débit caractéristique d'étiage moyen	: 0,400 m ³ /s, 14 cusecs
Débit caractéristique d'étiage décennal	: 0,100 à 0,200 m ³ /s, 3 à 6 cusecs.

Le tableau V reprend les valeurs probables des débits moyens mensuels en m³/s et cusecs. Le débit moyen de Mai est jusqu'au 18, inférieur à la valeur moyenne probable, mais la pluviométrie du mois est, elle aussi, bien inférieure à la moyenne pour les postes de PLUM et de OUENAROU.

TABLEAU V

		J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
En moyenne	m ³ /s cusec	6,4 226	8,4 297	5,5 194	7,6 268	3,8 134	4,0 141	2,1 74	2,7 95	1,9 67	0,9 32	2,0 71	2,2 78	3,9 138
Minimum mensuel Observable sur 10 ans	m ³ /s cusec	0,4 14	0,5 18	1,3 46	1,8 64	1,6 56	1,3 46	0,8 28	0,34 12	0,53 19	0,14 5	0,10 3	0,6 21	0,8 28

I.5 - Les crues :

Depuis le début des enregistrements, huit crues ont dépassé 10 m³/s en débit de pointe.

La plus importante s'est produite le 10 Février et a atteint 74 m³/s (2,615 cusecs), soit 678 l/s.km², son temps de montée est de 2 heures. La pluie moyenne sur le bassin, estimée à partir des enregistrements des trois pluviographes est de 70 mm. Les plus fortes intensités relevées en 3 heures sont 24 mm/h au P1, 5 mm/h au P2 et 13 mm/h au P4.

Le tableau VI rassemble les valeurs des débits de pointe des huit crues observées, leur temps de montée et la pluviométrie moyenne lorsqu'elle a pu être calculée.

TABLEAU VI

Date	Q _{max.}			T _M	P _m
	m ³ /s	cusec	l/s.km ²	Heure	mm
10/2	74	2,615	679	2	70
12/2	20,0	707	183	3	
13/2	18,8	664	172	0,5	
26/2	25,0	883	229	1,5	83
18/3	27,5	972	252	4	48
19/2	37,0	1,307	339	3	44
23/3	28,0	989	257	0,5	
	31,4	1,109	288	2	56

La plupart de ces crues sont des crues complexes. La crue du 10 Février est une crue simple, mais les précipitations qui l'ont engendrée sont hétérogènes et la décrue est perturbée par les crues du 12 et du 13. Cette crue résulte en grande partie des précipitations dans la zone aval du bassin et est certainement de fréquence moins rare que la fréquence annuelle.

En fait, ces données ne permettent pas de majorer ou de minorer les estimations faites dans le rapport de Mars et l'on retiendra pour le moment les valeurs suivantes pour les pointes de crue.

Crue décennale : 1 000 m³/s, 35 300 cusecs,

Crue exceptionnelle : 2 000 - 2 400 m³/s, 70 700 à 84 800 cusecs.

I.6 - Transports solides :

J.J. TRESCASES, géologue au Centre ORSTOM de NOUMEA, a effectué des prélèvements lors des cyclones BRENDA et GLENDA sur la DUMBEA. A partir de ces prélèvements et des dosages des éléments dissous dans les

eaux, il a estimé la charge dissoute à environ 1 000 t/an et la charge solide maximale à 400 t/an. On peut retenir ce dernier chiffre, relativement faible, pour le bassin versant de la rivière des PIROGUES à l'état naturel, moins boisé que ne l'est celui de la DUMBEA mais présentant des pentes moins fortes.

I.7 - Evaporation :

L'évaporation mesurée sur bac Colorado pour Avril 1971 est de 2,2 mm/j. Cette valeur est tout à fait comparable à celles observées dans la Plaine des Lacs et sur les bassins versants de la DUMBEA. On peut donc avancer que l'évaporation annuelle sur bac sera en moyenne de 1 000 à 1 100 mm, 3,28 à 3,60 pieds.

Chapitre II

RUISSEAU DE LA BERGERIE

II.1 - Installations réalisées :

La station hydrométrique est installée par $22^{\circ}19'58''$ S et $166^{\circ}47'50''$ E, à environ une centaine de mètres en amont de la cascade. Elle comporte 1 limnigraphe à flotteur STEVENS à rotation hebdomadaire et deux échelles limnimétriques graduées en centième de pied. Une passerelle en bois lancée sur le ruisseau permet d'effectuer les jaugeages à pied sec. A côté du limnigraphe, on a installé un pluviographe STEVENS ; deux totalisateurs, l'un au Nord, l'autre au Sud du bassin, complètent l'équipement.

Le limnigraphe a été mis en route le 4 Mars 1971.

II.2 - Caractères physiques du bassin :

Le cours du ruisseau de la Bergerie est sensiblement Ouest-Est. Après avoir drainé une sorte de cuvette limitée par des sommets peu importants, il rejoint la partie basse par l'intermédiaire d'une cascade étagée et se jette dans la Baie de la Somme au Sud de PRONY.

Le tableau VII rassemble les principaux caractères physiques du bassin.

TABEAU VII

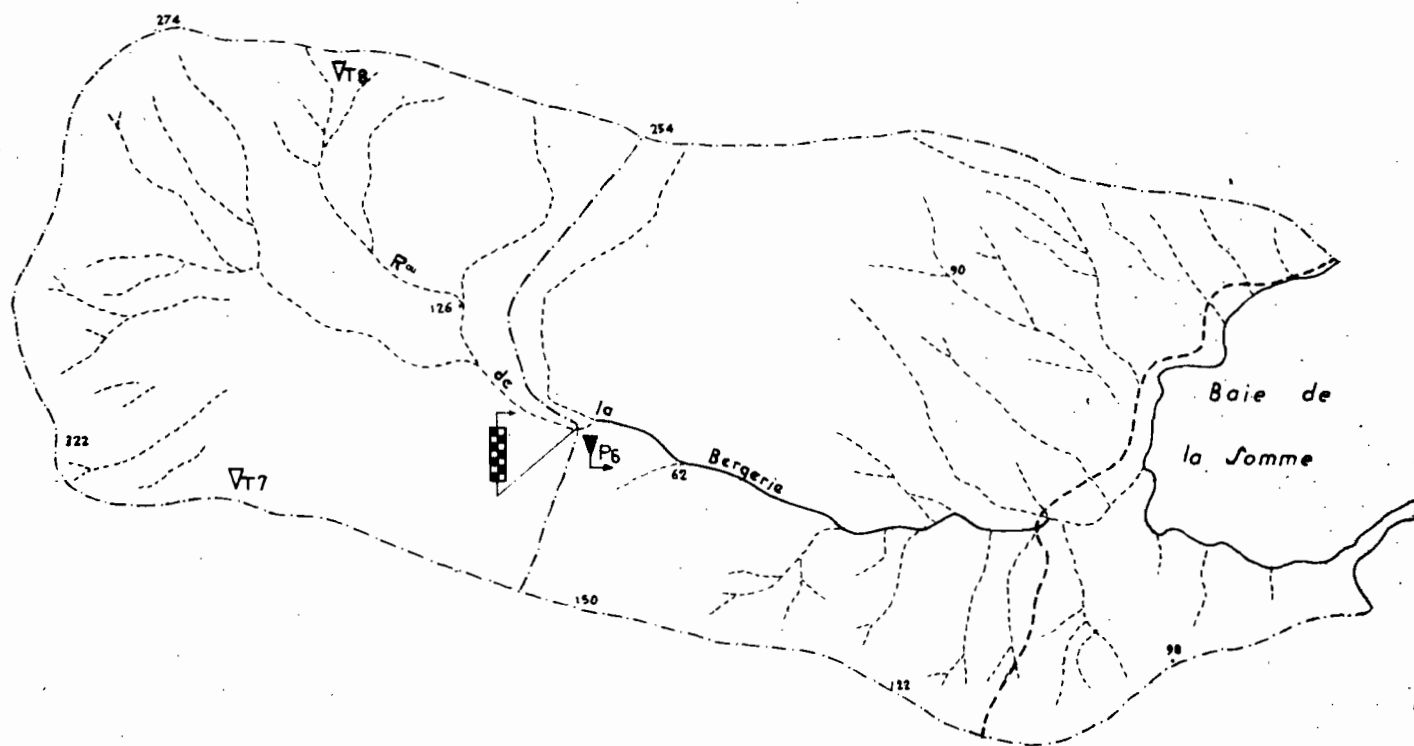
:	:	:
: Surface	: 2,61 km ²	:
: Périmètre	: 6,5 km	:
: Indice de compacité	: 1,12	:
: Longueur du rectangle équivalent	: 1,61 km	:
: Indice de pente de M. ROCHE Ip	: 0,310	:
: Indice de pente global Ig	: 89,4 m/km	:
: Altitude moyenne	: 167 m	:
: Altitude maximale	: 322 m	:
: Altitude minimale	: 110 m	:
:	:	:

On peut noter que le rectangle équivalent est en fait un carré parfait.

II.3 - Pluviométrie :

Les pluviométriques mensuelles observées aux trois postes pluviométriques sont rassemblées dans le tableau VIII, exprimées en mm et en pouces.

Bassin versant de la BERGERIE



-  Pluviographe
-  Pluviomètre totalisateur
-  Limnigraphe

Echelle: 1/25.000

O R S T O M

A.

DATE:

DESSINÉ

CAL. 211190

TABLEAU VIII

	Mars		Avril		Mai	
	mm	in	mm	in	mm	in
P6	253,4	9.98	65,2	2.57	30,8(1)	1.21
T7	252,2	9.93	79,0	3.11	67,6	2.66(2)
T8	293,4	11.55	92,2	3.63	46,0	1.81(2)

(1) jusqu'au 7/5 - (2) jusqu'au 14/5.

La pluviométrie moyenne sur le bassin ressort à 269 mm pour Mars, 10.69 in. et 82 mm pour Avril, 3.23 in.

II.4 - Jaugeages :

Quatre jaugeages ont été effectués sur le Ruisseau de la Bergerie. Le tableau IX rassemble les résultats de ces jaugeages.

TABLEAU IX

N°	Date	H ft	Q m ³ /s	Q cusec
1	24/2/71	0.46	0,067	2.4
2	22/3/71	0.70	0,235	8.3
3	30/3/71	0.57	0,198	7.0
4	14/5/71	0.39	0,044	1.5

Le jaugeage n° 3 donne un débit beaucoup trop élevé par rapport aux autres valeurs obtenues et on n'en tiendra pas compte. On a extrapolé la courbe de tarage à partir de la cote 0.80 en utilisant la courbe des surfaces mouillées en fonction des hauteurs et la droite $U = f(\log H)$.

II.5 - Débits :

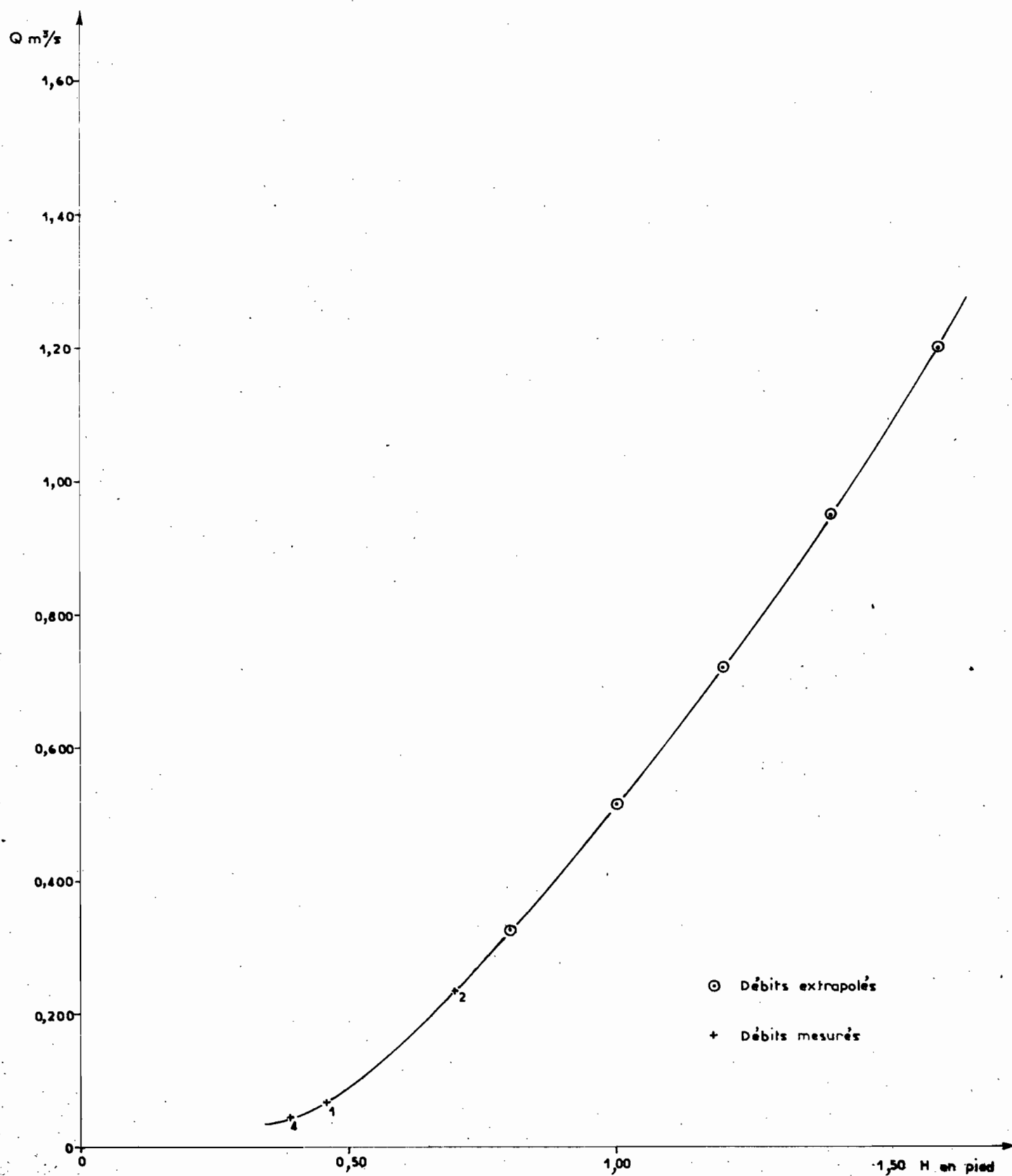
Le tableau X rassemble les débits moyens journaliers pour les mois de Mars et d'Avril. On obtient comme valeurs du débit moyen mensuel :

Mars : 0,165 m³/s , 5.3 cusecs, soit 6,3 l/s.km².

Avril : 0,061 m³/s , 2.1 cusecs, soit 2,3 l/s.km².

Bassin versant de la **BERGERIE**

Courbe de tarage et extrapolation



O R S T O M

A.

DATE:

DÉSSINÉ

CAL. 211191

TABLEAU X
Débits moyens journaliers

Date	Mars	Avril
1		0,078
2		0,070
3		0,064
4		0,055
5	0,108	0,058
6	0,088	0,056
7	0,085	0,082
8	0,086	0,098
9	0,127	0,111
10	0,100	0,092
11	0,082	0,082
12	0,074	0,073
13	0,069	0,073
14	0,100	0,070
15	0,117	0,059
16	0,095	0,055
17	0,093	0,048
18	0,151	0,048
19	0,576	0,046
20	0,381	0,047
21	0,285	0,053
22	0,236	0,053
23	0,251	0,053
24	0,237	0,053
25	0,200	0,055
26	0,177	0,046
27	0,235	0,044
28	0,163	0,044
29	0,125	0,044
30	0,127	0,044
31	0,101	

Le coefficient de ruissellement pour la période Mars-Avril 1971 est de 65 %, ce qui est tout à fait normal compte tenu de l'allure du bassin qui, avec son écoulement diffus, favorise notablement l'évaporation.

II.6 - Les crues :

Durant le mois de Mars, on a pu observer une série de petites crues. La plus importante se produit le 19 Mars avec deux pointes, l'une de 1,0 m³/s 35.3 cusecs, l'autre de 1,20 m³/s 42.4 cusecs, qui correspondent

exactement aux deux pointes d'intensité de l'averse. La réaction du bassin est immédiate et la décrue s'amorce dès que l'intensité pluviométrique diminue, la durée du ruissellement étant de l'ordre de cinq à six heures. Il sera de toute façon délicat de procéder à une étude très poussée des crues; l'enregistrement de la pluie se faisant à une échelle de temps incompatible avec la rapidité du phénomène naturel, il faudrait disposer au minimum sur le bassin d'un pluviographe à rotation journalière.

Les coefficients de ruissellement de ces crues sont faibles, maximum observé 20 % pour une précipitation de 18,3 mm 0.72 in, faisant suite à une précipitation de 30,5 mm 1.20 in. 1 heure avant; toutefois les délaissés de crue visibles permettent de penser que des crues de l'ordre de 6 à 7 m³/s en débit de pointe se sont produites sur le bassin en Janvier.

Chapitre III

RUISSEAU DES KAORIS

III.1 - Installations réalisées :

La station hydrométrique est installée par 22°17'15" S et 166°52'03" E. Elle comporte un limnigraphe à flotteur STEVENS à rotation hebdomadaire et deux échelles graduées en centième de pied.

Trois postes pluviométriques sont répartis sur le bassin, 1 pluviographe STEVENS à la station et 2 totalisateurs de la même marque fournissant les hauteurs des précipitations en pouce.

Le limnigraphe a été mis en route le 30 Avril 1971.

III.2 - Caractères physiques du bassin :

Le ruisseau des Kaoris se jette dans la Baie du CARENAGE au Nord-Est de PRONY. Son bassin versant est limité au Nord par un chaînon montagneux qui le sépare de la Plaine des Lacs. A l'extrémité Nord-Est du bassin, au lieu dit le Déversoir, ce chaînon s'abaisse et c'est la piste PRONY-PORT BOISE qui constitue alors la ligne de partage des eaux.

Le bassin versant limité à la station hydrométrique correspond au cours supérieur du Ruisseau des Kaoris. Au pied du chaînon montagneux peu élevé, on trouve une zone relativement plane où l'écoulement est diffus. L'eau court dans de petits chenaux peu profonds, avec de nombreuses pertes et résurgences et le cours du Ruisseau ne s'affirme qu'après la rupture de pente un peu à l'amont de la station de mesure.

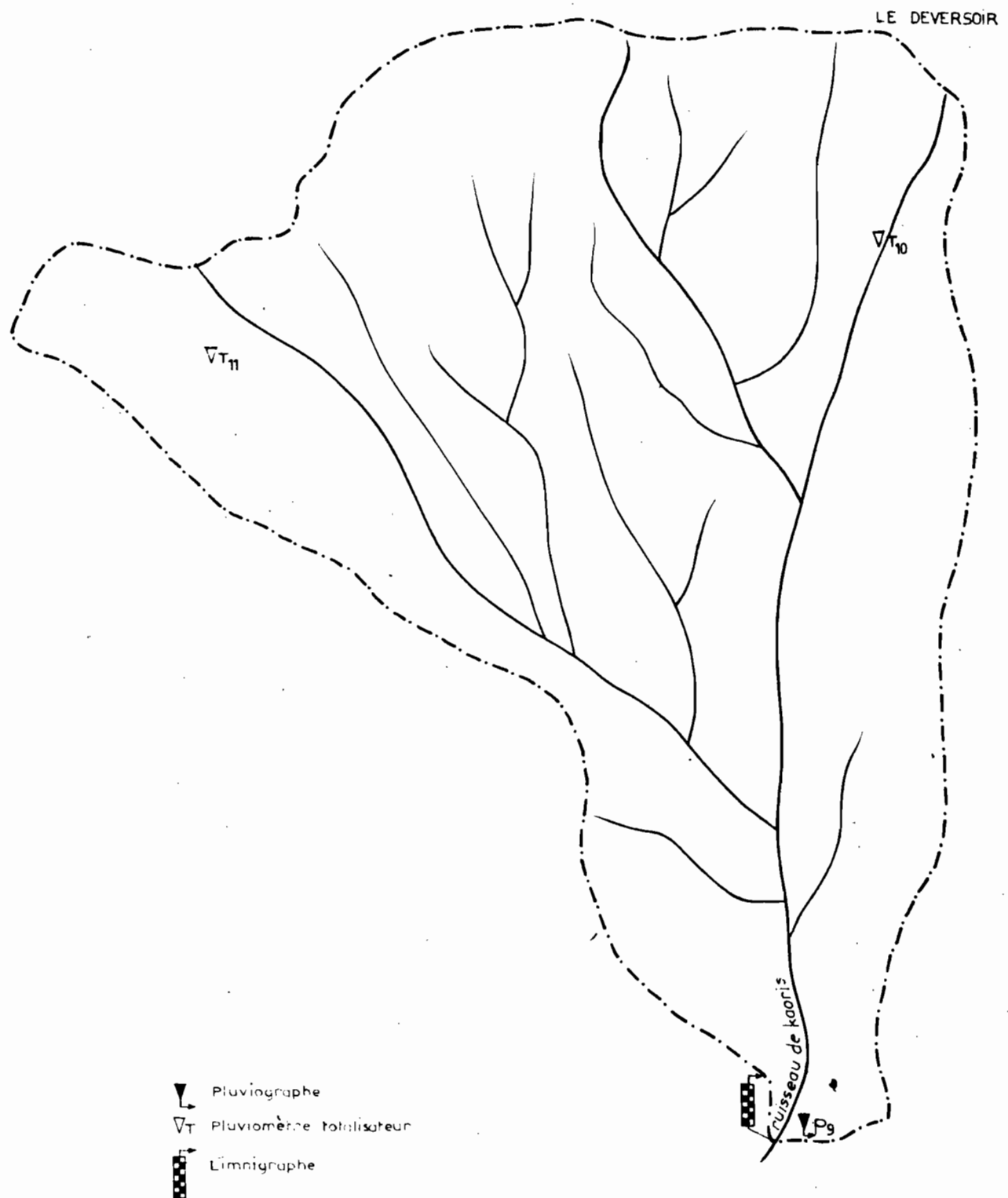
La zone contrôlée est bien représentative de toute cette région qui s'étend du Déversoir à la rivière du CARENAGE avec un écoulement de sub-surface important et très certainement de nombreuses communications avec la Plaine des Lacs.

Le tableau XI rassemble les caractères physiques principaux du bassin déterminé sur photos aériennes.

TABEAU XI

:	:	:	:
: Surface	:	1,15 km ²	:
: Périmètre	:	4,86 km	:
: Indice de compacité	:	1,27	:
: Longueur du rectangle équivalent	:	1,78 km	:
: Indice de pente de M. ROCHE Ip	:	0,30	:
: Indice de pente global Ig	:	69,6 m/km	:
: Altitude moyenne	:	226 m	:
: Altitude maximale	:	346 m	:
: Altitude minimale	:	140 m	:
:	:	:	:

Bassin versant des KAORIS



Echelle : 1/10000

O R S T O M

A.

DATE :

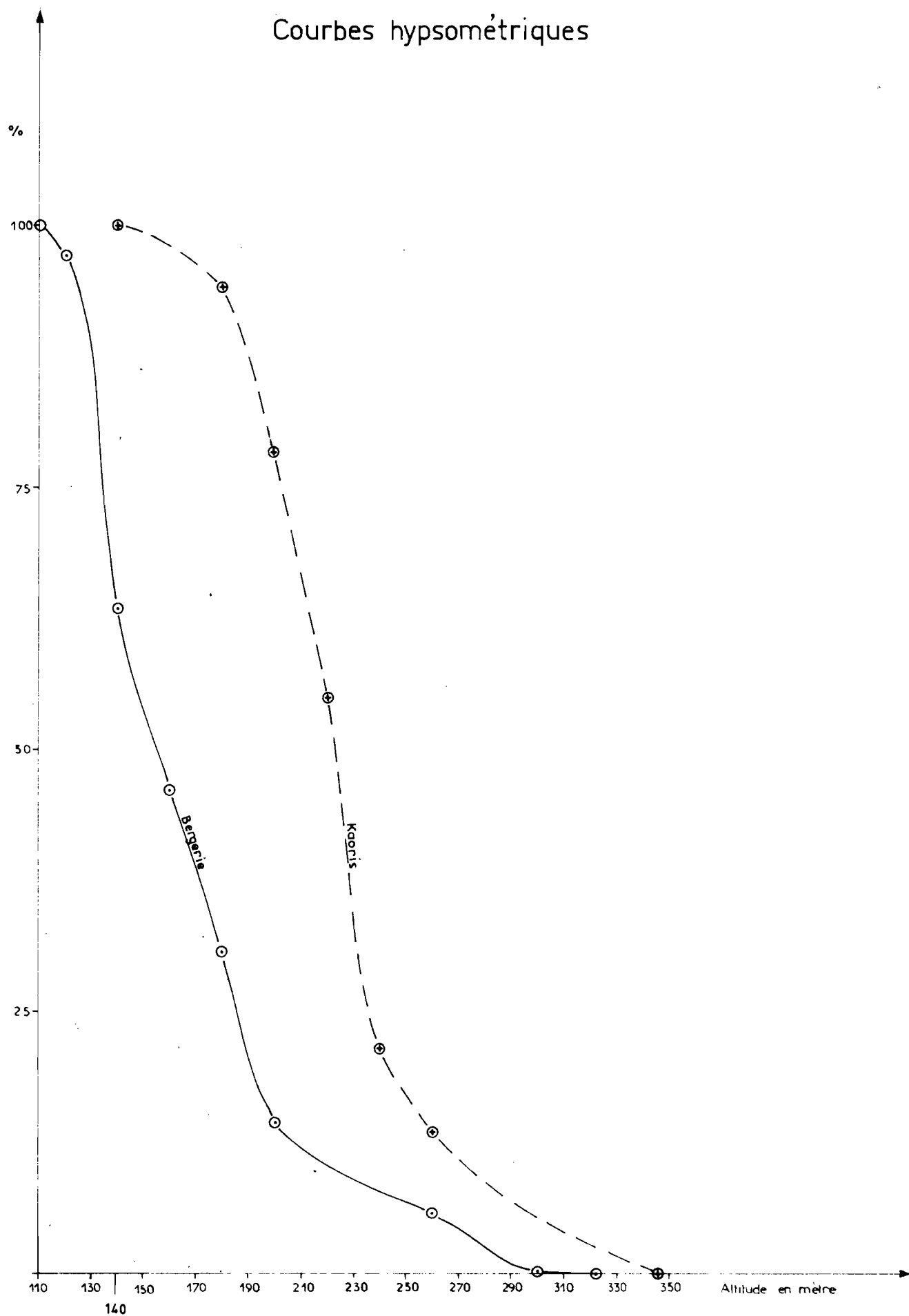
DÉSSINÉ

CAL. 211192

Les observations en notre possession sont encore trop peu nombreuses pour être utilisées. Un jaugeage effectué le 14 Mai a donné un débit de 10 l/s pour une cote à l'échelle de 0.62 ft et on a enregistré, les 1er et 2 Mai, deux crues ayant atteint respectivement les cotes 0.92 et 0.88 ft et correspondant à des averses de 9,5 et 6,7 mm 0.37 et 0.26 in, les crues présentant un temps de ruissellement assez long, 10 à 12 heures, pour la taille du bassin. Il faut voir là l'importance de la circulation de l'eau dans la carapace latéritique, et qui ressort au niveau de la rupture de pente.

Bassins versants de la **BERGERIE** et des **KAORIS**

Courbes hypsométriques



O R E T O M

A.

DATE :

DESSINÉ

CAL - 211193

Chapitre IV

CAPACITE D'UN RESERVOIR DE REGULARISATION SUR LA RIVIERE DES PIROGUES

IV.1 - Données de base :

D'après les documents dont on dispose, on peut :

1°) tracer la courbe de capacité de la retenue, le barrage étant implanté au point défini par les coordonnées suivantes :

$$x = 673,500 \text{ km}$$

$$y = 7\,535,650 \text{ km}$$

2°) estimer le débit caractéristique d'étiage de fréquence décennale de la rivière des Pirogues à 0,150 m³/s environ;

3°) si l'on admet une courbe de tarissement d'allure exponentielle, le temps caractéristique de tarissement $\frac{1}{a}$ est de 35 jours (en adoptant la formule de tarissement $Q = Q_0 e^{-at}$);

4°) les hauteurs mensuelles d'évaporation sur nappe d'eau libre sont estimées :

:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Total	:
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
51	65	80	117	117	128	118	109	99	77	57	43	1 061 mm	:
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:

IV.2 - Détermination du volume utile de la retenue :

Il n'est pas possible d'envisager une période de tarissement prolongée pendant de longs mois, car cela est incompatible avec les caractéristiques climatologiques de la NOUVELLE CALEDONIE ; on devra donc limiter l'effet du tarissement à allure exponentielle à 1 mois 1/2 environ.

1°) Supposons que le débit de captage soit fixé à 0,500 l/s, c'est-à-dire 16 millions de m³/an, de façon continue. Supposons que l'on ait affaire à un étiage décennal $Q = 150 \text{ l/s}$.

$$Q = Q_0 e^{-\frac{t}{35}}, \quad \text{en posant } Q_0 = 0,500 \text{ et } Q = 0,150,$$

on trouve $t_0 = 42 \text{ jours}$, ce qui est acceptable.

Si V est le volume à prélever dans la retenue, on a :

$$V = 86\,400 \int_0^{42} (0,5 - Q) dt \quad \text{avec} \quad Q = 0,5e^{-\frac{t}{35}}$$

On trouve, tout calcul fait, $V = 755\,000 \text{ m}^3$.

En faisant intervenir l'évaporation (120 mm en 42 jours) sur une surface de $1\,330\,000 \text{ m}^2$, on obtient une perte de $165\,000 \text{ m}^3$, soit au total $920\,000 \text{ m}^3$ que l'on peut porter, pour arrondir, à $1\,000\,000 \text{ m}^3$.

2°) Supposons maintenant que le débit de captage soit fixé d'abord à $1,00 \text{ m}^3/\text{s}$, puis à $1,50 \text{ m}^3/\text{s}$. On va d'abord essayer de reconstituer une série de débits mensuels de la rivière des Pirogues. On a établi, par ailleurs, que le module interannuel de cette rivière est voisin de $4 \text{ m}^3/\text{s}$. Or, on dispose des débits mensuels de la DUMBEA-Est depuis 1963 et le module de cette rivière, pendant les huit années considérées, s'élève à $3,42 \text{ m}^3/\text{s}$. En multipliant les débits mensuels de la DUMBEA de 1963 à 1970 par le rapport $4,00/3,42$, on va obtenir une série qui doit être assez voisine de celle des débits réels de la rivière des Pirogues pendant la même période.

A l'aide de ces débits mensuels reconstitués, on va calculer les volumes dont il aurait fallu disposer pour assurer une distribution permanente de $1,00 \text{ m}^3/\text{s}$, puis de $1,50 \text{ m}^3/\text{s}$. On trouve, par ordre de décroissance, les valeurs suivantes :

N° d'ordre	Volumes nécessaires en 10^6 m^3 pour $Q = 1,0 \text{ m}^3/\text{s}$ et $Q = 1,5 \text{ m}^3/\text{s}$		Année
1	2,27	8,88	1964 1968/1969
2	2,10	7,05	1968 1964
3	1,93	4,77	1965 1966
4	1,25	4,56	1969 1965

Le temps d'utilisation permanente de la retenue peut être estimé à 3 mois pour un captage de $1,0 \text{ m}^3/\text{s}$, et à 7 mois pour un captage de $1,5 \text{ m}^3/\text{s}$. La lame d'eau évaporée est de $0,300 \text{ m}$ dans le premier cas et de $0,600 \text{ m}$ dans le second, à faire valoir sur des superficies respectives voisines de $1,5 \times 10^6 \text{ m}^2$ et $2,0 \times 10^6 \text{ m}^2$. On obtient des volumes évaporés de $450\,000 \text{ m}^3$ et de $1,2 \times 10^6 \text{ m}^3$.

Pour un débit de captage de $1,0 \text{ m}^3/\text{s}$, on estimera le volume à puiser à 3 millions de m^3 et les pertes par évaporation à 0,5 millions de m^3 , c'est-à-dire qu'un volume d'eau disponible de 3,5 millions de m^3 devrait suffire environ 9 années sur 10.

Pour un débit de captage de $1,5 \text{ m}^3/\text{s}$ on peut estimer, vu les valeurs obtenues ci-dessus, à 11 millions de m^3 le volume à puiser en cas de sécheresse à peu près décennale, et à 1,2 millions de m^3 les pertes par évaporation ; aussi, un volume d'eau disponible de 12,2 millions de m^3 devrait donner satisfaction environ 9 années sur 10. On peut tenter une autre méthode d'approche qui donne un résultat voisin : si l'on suppose que la saison sèche la plus sévère observée depuis huit ans (fin 1968, début 1969), ait donné des débits de basses eaux équivalents sur la DUMBEA-Est (56 km^2) et la rivière des Pirogues (145 km^2), hypothèse tenant compte des différences de pluviométrie et de superficie de bassins, on aboutit au fait qu'il aurait fallu disposer d'une réserve de 11,6 millions de m^3 , à laquelle il faudrait ajouter 1,2 millions de m^3 de pertes par évaporation, soit un total de 12,8 millions de m^3 , pour assurer un débit permanent de captage de $1,5 \text{ m}^3/\text{s}$.

IV.3 - Les transports solides :

On a peu de données sur les transports solides des rivières calédoniennes qui drainent le massif de péridotites. On sait cependant, que l'eau est ordinairement très claire et que ce n'est qu'en crue qu'elle se charge de matières en suspension et roule de gros galets. Vu la faible pente du lit à peu de distance de l'embouchure de la rivière des Pirogues, il semble qu'il n'y ait que peu de transport de galets, même en forte crue. Les matières en suspension, bien qu'elles rendent rapidement l'eau très opaque, comme à MADAGASCAR, ne sont pas très abondantes, car les deux retenues existantes, installées sur des rivières de même régime (YATE et DUMBEA) ne présentent pas de signes précis d'envasement, après une quinzaine d'années de service. Comme il a été dit au chapitre I.6, le poids de sels dissous est supérieur à celui des matières en suspension qu'on évalue à 400 t/an. Admettons donc que la moitié des 2 m^3 de matériaux arrachés par kilomètre carré de bassin versant, vienne se déposer dans la retenue. Après cent ans de fonctionnement, la retenue serait encombrée d'un volume de dépôts égal à :

$$V = \frac{1}{2} \quad 2 \times 107 \times 100 = 1,07 \times 10^4 \text{ m}^3.$$

Par conséquent, il semble que l'on soit à l'abri des méfaits de l'envasement, si l'on ménage un volume de 1 million de m^3 dans la retenue pour contenir ces dépôts.

IV.4 - Conclusion : Capacité de la retenue :

En raison des hypothèses de départ, les résultats obtenus ci-dessus ne définissent que des ordres de grandeur. Il en ressort malgré tout :

a) que le site choisi pour la construction du barrage n'est peut-être pas adapté aux besoins, si l'on voulait se limiter à un débit de

captage de $0,5 \text{ m}^3/\text{s}$. En effet, le volume total de la retenue serait de 2 millions de m^3 correspondant à la cote 7,10 m, tandis que le niveau minimal serait à 5,80 m. La tranche utile ne serait alors que de 1,30 m ; le site serait assez mal utilisé.

b) que pour un débit de captage de $1,0 \text{ m}^3/\text{s}$, soit 31,5 millions de m^3 par an, on aurait besoin, une année sur 10, d'un volume utile égal ou supérieur à 3,5 millions de m^3 , ce qui porterait le volume total de la retenue à 4,5 millions de m^3 . Ce volume est disponible à la cote 9,50 m. La hauteur utile serait, dans ce cas, de 3,70 m.

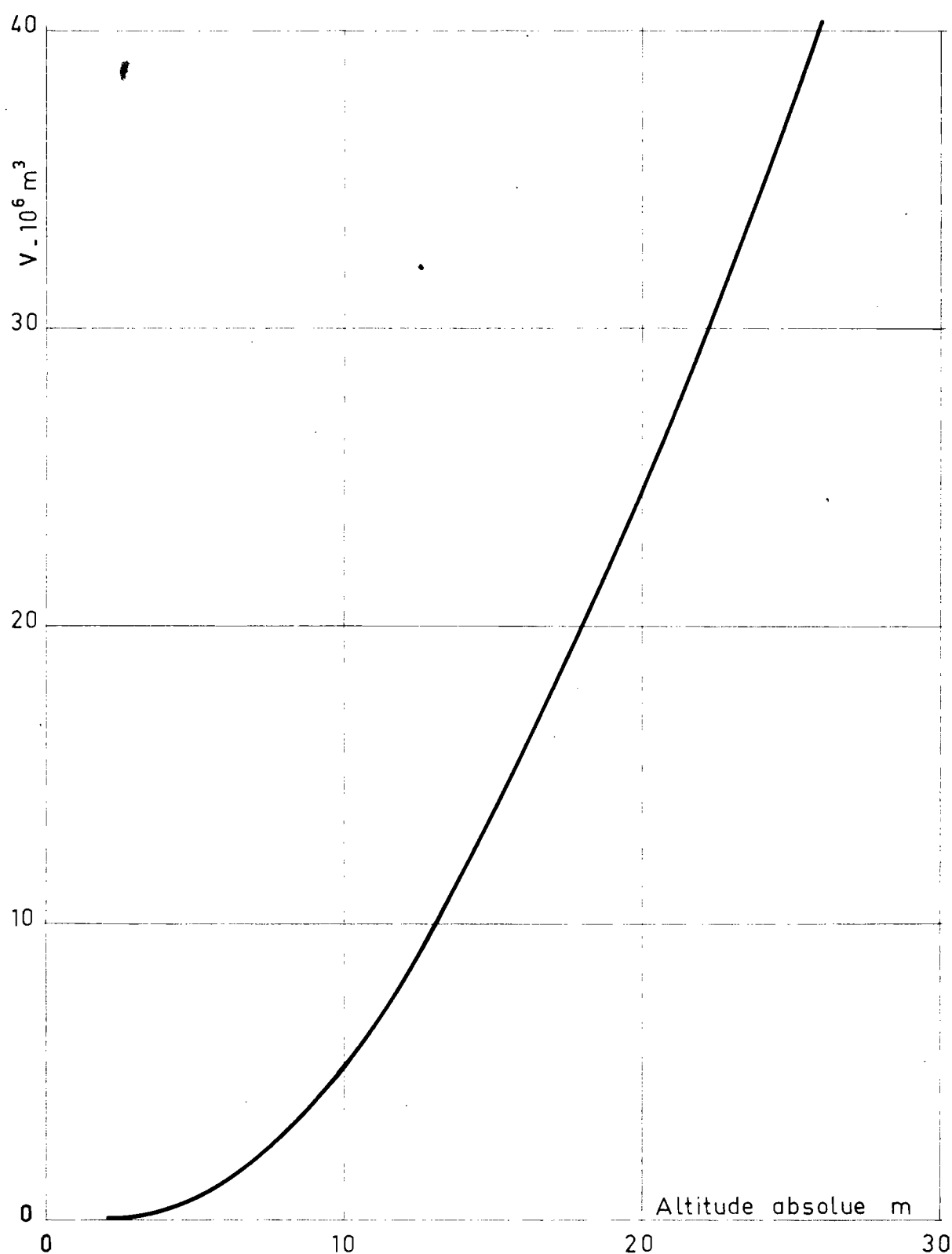
c) que pour un débit de captage de $1,5 \text{ m}^3/\text{s}$, soit 47 millions de m^3 par an, une retenue d'un volume utile de 13 millions de m^3 , c'est-à-dire d'un volume total de 14 millions de m^3 donnerait satisfaction 9 années sur 10 en moyenne. A ces 14 millions de m^3 correspond l'altitude 15,40 m, et la hauteur utile du barrage, au-dessus de la prise d'eau, serait, dans ce cas, de 9,60 m.

A ces trois cotes de 7,10 m, 9,50 m et 15,40 m, il conviendrait d'ajouter une hauteur de revanche pour l'amortissement de la crue exceptionnelle et les vagues.

d) En choisissant le site du barrage aux coordonnées $22^\circ 15' \text{ S}$ et $166^\circ 42' \text{ E}$, on a une nouvelle courbe de capacité de la retenue, l'altitude du lit de la rivière étant de 10 m au-dessus du niveau de la mer.

- Pour un débit de captage de $0,5 \text{ m}^3/\text{s}$, les 2 millions de m^3 de retenue correspondent à la cote 23,60 m tandis que le niveau minimal serait à 20,70 m. La tranche utile serait de 2,90 m.
- Pour un débit de captage de $1,0 \text{ m}^3/\text{s}$, les 4,5 millions de m^3 correspondent à la cote 27,90 m et la hauteur utile serait de 7,20 m.
- Pour un débit de captage de $1,5 \text{ m}^3/\text{s}$, les 14 millions de m^3 correspondent à la cote 36,40 m et la hauteur utile serait de 15,70 m.

Il conviendrait également d'ajouter une hauteur de revanche pour l'amortissement de la crue exceptionnelle et les vagues.



RIVIÈRE DES PIROGUES
Courbe de capacité de la retenue
au site aval

O.R.S.T.O.M. Service Hydrologique

date
vi. 71

des.
RG

CAL. 211 187

Chapitre V

DIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE EVACUATEUR DE CRUE

I. SITE AVAL (x = 673,500 km y = 7 535,650 km)

Le plan au 1/5 000ème permet d'établir un profil en travers approximatif de la vallée au site du barrage. Il montre que ce n'est qu'au-dessus de l'altitude 6 m, que les deux berges deviennent abruptes tandis que le lit du cours d'eau est à une altitude voisine de 1 m.

V.1 - Débit de captage fixé à 0,5 m³/s :

On a vu que, dans ces conditions, la cote normale du plan d'eau s'élevait à l'altitude de 7,10 m. A cette altitude, le profil montre que la superficie de la section de la vallée est de 700 m² environ. Il est certain qu'un débit de 2 000 m³/s ferait occuper à l'eau à peu près tout cet espace. Il faudrait donc que le barrage puisse déverser sur toute la longueur de sa crête à l'altitude de 7,10 m, le seuil déversant risquant peut-être même d'être noyé. En ne le supposant pas, on chercherait la hauteur maximale de la lame déversante en appliquant la formule :

$$Q = 0,4 \times l \times h \sqrt{2gh} \quad \text{avec} \quad Q = 2\,000 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{et} \quad l = 160 \text{ m}$$

$$h = \left(\frac{Q}{m \times l \times 2g} \right)^{2/3} = \left(\frac{2\,000}{0,4 \times 160 \times 4,42} \right)^{2/3}$$

$$h = 3,68 \text{ m}$$

Le niveau maximal atteint par le plan d'eau lors d'une crue exceptionnelle serait donc : 7,10 m + 3,70 m = 10,80 m. Pour une retenue d'aussi faible volume, l'atténuation de la pointe de crue est négligeable.

V.2 - Débit de captage fixé à 1,0 m³/s :

Les calculs antérieurs ont montré que la cote utile du plan d'eau serait alors à l'altitude de 9,50 m. En dessous de celle-ci, la superficie de la section de la vallée est d'environ 1 110 m², dans laquelle une vitesse moyenne de 2 m/s serait nécessaire pour évacuer, en lit naturel, le débit de pointe de crue exceptionnelle. Cela est sans doute réalisable, mais il semble bien que là aussi s'impose la solution d'un barrage déversant sur toute sa longueur qui, à 9,50 m, mesure environ 170 m. Le même calcul que celui du cas précédent conduit à une lame d'eau déversante d'une hauteur maximale de 3,54 m.

Le niveau maximal atteint par le plan d'eau lors d'une crue exceptionnelle serait donc : 9,50 + 3,54 = 13,04, soit environ 13,10 m.

V.3 - Débit de captage fixé à $1,5 \text{ m}^3/\text{s}$:

La courbe de capacité de la retenue montre alors que le niveau de l'eau doit, dans ces conditions, atteindre l'altitude de $15,40 \text{ m}$ pour constituer une réserve dont la capacité totale est de 14 millions de m^3 . A cette cote, la largeur entre berge est voisine de 210 m .

1°) Hydrogramme de crue exceptionnelle

La crue exceptionnelle serait provoquée par un cyclone tropical, perturbation dont l'évolution s'étend sur trois à cinq jours. Il ne fait alors pas de doute qu'une telle crue serait complexe, et l'une de ses pointes atteindrait $2\,000$ ou $2\,400 \text{ m}^3/\text{s}$.

Pour établir un tel hydrogramme vraisemblable, nous constituerons d'une part une averse exceptionnelle du type cyclonique, considérée comme une succession d'averses de durée constante égale à trois heures, et d'autre part un diagramme de distribution correspondant à l'hydrogramme-type probable de ruissellement de la rivière des Pirogues.

a) Diagramme de distribution : Le pourcentage de pointe de 20% pour une durée de pointe d'une heure, le temps de montée de trois heures, le temps de ruissellement de 36 h qui, comme il est dit au Chapitre précédent, semblent devoir s'appliquer aux crues unitaires de la rivière des Pirogues, sont à rapprocher des caractéristiques de crue de la DUMBEA-Est, étudiée au barrage. En s'inspirant donc de ces dernières, on admettra que l'hydrogramme-type de ruissellement de la rivière des Pirogues pourrait être semblable à celui défini ci-dessous :

Temps en heures:	- 3	- 2	- 1	0	1	2	3	4	5	6	7	8
Débit m^3/s	0	30	74	100	77	47	35	27	22	19	16	14

Temps en heures:	9	10	12	15	18	22	26	29	33
Débit m^3/s	12	10	7,5	5,5	4	3	2	1	0

pour un débit de pointe de $100 \text{ m}^3/\text{s}$. Il représente un volume ruisselé de $1,65 \times 10^6 \text{ m}^3$ équivalent à une lame d'eau de $15,4 \text{ mm}$.

b) Averse exceptionnelle : La perturbation cyclonique dure plusieurs jours, mais, étant donné que le temps de réponse du bassin versant est de l'ordre de trois heures, nous ne nous intéresserons qu'à la période de 24 heures présentant les précipitations les plus intenses et par suite, les crues les plus violentes. Nous considérons que la précipitation maximale ponctuelle peut atteindre 1 200 mm en 24 heures. Le coefficient d'abattement de ces précipitations sur les 107 km² du bassin versant, sera estimé à 0,8. Le coefficient de ruissellement est très élevé : il sera choisi égal à 0,9. La lame d'eau ruisselée serait égale alors à 1 200 mm x 0,8 x 0,9 = 865 mm. Ceci étant, nous choisissons un exemple aussi intense que possible de la distribution des précipitations et des lames d'eau ruisselées correspondantes :

Heure	0	3	6	9	12	15	18	21	24	
max P par- tielle mm		153,0	69,5	417,0	83,5	132,0	28,2	229,5	90,3	Ponc- tuel
max P cumu- lée mm		153,0	222,5	639,5	723,0	855,0	883,0	1112,0	1203,0	
H = 0,9x 0,8xP mm	110	50	300	60	95	20	165	65		

A chacune des huit averses successives de trois heures chacune nous avons appliqué les deux coefficients d'abattement et de ruissellement, et fait subir aux huit lames d'eau ruisselées la transformation conforme au diagramme de distribution. Décalé chacun de trois heures, les hydrogrammes élémentaires obtenus ont été additionnés pour finalement donner l'hydrogramme de ruissellement de la crue exceptionnelle choisie. Enfin, tous les débits ont été majorés de 100 m³/s pour tenir compte du débit de base et de ruissellement des précipitations immédiatement antérieures, et permettent ainsi de tracer l'hydrogramme global de la crue, étant entendu qu'il ne s'agit là que d'une possibilité, vraisemblable, parmi d'autres.

Le débit de pointe de cette crue très complexe, atteint 2 300 m³/s, valeur qui se situe dans la fourchette indiquée plus haut.

2°) Evacuateur de crue :

a) Déversoir avec vannes. La superficie de la section de passage de l'eau en dessous de l'altitude 10 mètres, est de 1 200 m²

environ. Il semble par conséquent que le seuil déversant, s'il doit rester dénoyé au passage d'une crue exceptionnelle, ne doive pas se situer à une altitude inférieure. Nous fixons donc le seuil de l'évacuateur à vannes à l'altitude 10 m. Deux cas sont à étudier selon que l'on admette ou non la possibilité d'amortissement des crues par la retenue.

1-a) Le niveau utile de la retenue étant à l'altitude de 15,40 m, le plan d'eau ne doit en aucun cas, même temporairement dépasser cette altitude : l'intérêt de ce dispositif serait de réduire la hauteur totale du barrage. Aussi, la lame déversante devrait avoir une hauteur maximale de $15,40 \text{ m} - 10,00 \text{ m} = 5,40 \text{ m}$ pour évacuer le débit maximal, c'est-à-dire $2\,300 \text{ m}^3/\text{s}$ puisqu'il n'y a pas de laminage possible. En appliquant la formule :

$$Q = m \times l \times h \sqrt{2gh} \quad \text{avec} \quad m = 0,4 \quad \text{et} \quad Q = 2\,300$$

on trouve :

$$l = \frac{Q}{m \times h \sqrt{2gh}} = \frac{2\,300}{0,4 \times 5,4 \times 2 \times 9,8 \times 5,4} = 103 \text{ m}$$

et avec $Q = 2\,000 \text{ m}^3/\text{s}$, on trouve $l = 90 \text{ m}$.

2-a) Le niveau utile de la retenue étant toujours à l'altitude de 15,40 m, le plan d'eau peut, occasionnellement, s'élever jusqu'à 1,70 m au-dessus de cette altitude, c'est-à-dire jusqu'à 17,10 m. La courbe de capacité de la retenue montre que, dans ces conditions, on dispose d'un volume complémentaire de $3,7 \times 10^6 \text{ m}^3$ servant au laminage de la crue. Dans l'exemple de crue exceptionnelle cité plus haut, un tel volume serait comblé en 2 h 30 par les débits qui dépassent $1\,730 \text{ m}^3/\text{s}$. Tel devrait donc être approximativement le débit maximal possible de l'évacuateur, la hauteur de la lame d'eau étant alors de $5,40 + 1,70 = 7,10 \text{ m}$.

La largeur du déversoir devient :

$$l = \frac{1\,730}{0,4 \times 7,1 \times \sqrt{2} \times 9,8 \times 7,10} = 52 \text{ m}$$

Soit, en résumé :

	Cote du seuil	Cote utile du plan d'eau	Cote max du plan d'eau	Ecrêtage pour $2\,300 \text{ m}^3/\text{s}$ entrée	Largeur de la passe dévers.	Ecrêtage pour $2\,000 \text{ m}^3/\text{s}$	Largeur de la passe
sans laminage	10,00	15,40	15,40	$2\,300 \text{ m}^3/\text{s}$	103 m	$2\,000 \text{ m}^3/\text{s}$	90 m
avec laminage	10,00	15,40	17,10	$1\,730 \text{ m}^3/\text{s}$	52 m		

b) Déversoir sans vanne. Le seuil du déversoir serait fixé à l'altitude 15,40, de manière à constituer un réservoir d'une capacité totale de 14 millions de m^3 . On peut disposer à cette altitude, d'une largeur de la lame déversante de 205 m.

En affectant de l'indice a le débit entrant dans la retenue et de l'indice b le débit au déversoir, d'un second indice zéro à l'instant t et 1 à l'instant t + 1 h, en appelant S le stockage au-dessus de la cote 15,40, on écrit l'équation de continuité sous la forme :

$$(q_a - q_b) dt = S$$

Normalement S est donné par la courbe de capacité, en fonction de la hauteur h, et la formule du déversoir donne une relation entre h et q_b .

On peut donc chercher à exprimer S en fonction de q_b , mais on va simplifier le calcul en linéarisant cette expression (alors qu'il s'agit d'une parabole de puissance 2/3) : $q_b = 0,4 \times 205 \times h \times \sqrt{2g \times h}$

lorsque $q_b = 0 \text{ m}^3/\text{s}$ $h = 0 \text{ m}$ et $S = 0 \text{ m}^3$,

lorsque $q_b = 1\,520 \text{ m}^3/\text{s}$ $h = 2,60 \text{ m}$ et $S = 5,7 \times 10^6 \text{ m}^3$ comme le montre la courbe de capacité de la retenue. On écrira alors $S = 3\,750 q_b$ ce qui nous donne deux points de la droite représentant S en fonction de q_b . En linéarisant aussi la variation du débit d'entrée pendant les intervalles de temps de 1 h, on pourra écrire l'équation de continuité :

$$\frac{q_{a1} + q_{a0}}{2} \times 3\,600 - \frac{q_{b1} + q_{b0}}{2} \times 3\,600 = 3\,750 (q_{b1} - q_{b0}) \text{ et finalement}$$

$$q_{b1} = 0,325 (q_{a1} + q_{a0}) + 0,350 q_{b0}$$

Cette relation permet de déterminer le débit sortant à partir du débit entrant, donc l'hydrogramme au déversoir, à partir de l'hydrogramme naturel.

Nous avons calculé, point par point, les valeurs horaires des débits au déversoir en partant des valeurs correspondantes du débit naturel de l'hydrogramme de crue exceptionnelle précédemment établi.

Le débit de pointe de crue au déversoir atteint $1\,999 \text{ m}^3/\text{s}$, soit $2\,000 \text{ m}^3/\text{s}$ alors que le débit de pointe de l'hydrogramme naturel s'élevait à $2\,300 \text{ m}^3/\text{s}$. Le volume stocké au-dessus de la cote 15,40 m est mesurable graphiquement, par différence entre les deux hydrogrammes du début de la crue où le régime est sensé être permanent, jusqu'au passage de la pointe au déversoir. On trouve alors $6,94 \times 10^6 \text{ m}^3$. La capacité totale en amont du barrage est alors de $(14 + 6,94) \times 10^6 \text{ m}^3 \approx 21 \times 10^6 \text{ m}^3$ correspondant, d'après la courbe de capacité, à l'altitude 18,50 m. La hauteur de la lame d'eau déversante serait alors : $18,50 - 15,40 = 3,10 \text{ m}$.

Or, si l'on applique la formule du déversoir $Q = m \cdot l \cdot x \cdot h \sqrt{2gh}$
avec $m = 0,4$ et $l = 205$, on trouve $h = \left(\frac{Q}{363}\right)^{2/3}$.

En faisant $Q = 2\,000 \text{ m}^3/\text{s}$, on trouve $h = \left(\frac{2\,000}{363}\right)^{2/3} = (5,51)^{2/3} = 3,12 \text{ m}$.
Le résultat est donc satisfaisant.

En résumé, la solution consistant à adopter un déversoir sans vanne en crête du barrage comporterait les caractéristiques suivantes :

Cote utile du plan d'eau (m)	Cote du seuil du déversoir (m)	Largeur du déversoir (m)	Débit max naturel (m ³ /s)	Débit max au déversoir (m ³ /s)	Cote max du plan d'eau (m)
15,40	15,40	205	2 300	2 000	18,50

V.4 - Conclusion :

On trouvera ci-dessous, un tableau récapitulatif des différents résultats obtenus pour plusieurs solutions d'évacuateurs de crue envisagées :

Débit de captage en m ³ /s	0,5	1,0	1,5
Cote utile du plan d'eau (altitudes en mètres)	7,10	9,50	15,40
Volume total de la retenue (en millions de m ³)	2,0	4,5	14,0
Volume utile de la retenue (en millions de m ³)	1,0	3,5	13,0
Cote de la prise d'eau (altitude en mètres)	5,80	5,80	5,80
Evacuateur de crue : Déversoir <u>sans</u> vanne			
Cote du seuil déversant (altitude en mètres)	7,10	9,50	15,40
Largeur du déversoir en mètres	160	170	205
Hauteur maximale de la lame déversante (2 000 m ³ /s)	3,70	3,60	3,10
Cote maximale du plan d'eau (altitude en mètres)	10,80	13,10	18,50
Evacuateur de crue : Déversoir <u>avec</u> vannes			
Cote du seuil déversant (altitude en mètres)			10,00
Largeur du déversoir, en mètres, pour N max = 15,40 m			
- avec un débit de pointe de 2 300 m ³ /s			103
- avec un débit de pointe de 2 000 m ³ /s			90
Largeur du déversoir, en mètres, pour N max = 17,10 m			
- avec un débit de pointe de 2 300 m ³ /s amorti à 1 730 m ³ /s			52



RIVIÈRE DES PIROGUES

Hydrogrammes d'une crue exceptionnelle

Amortissement par un déversoir de 205 m. de large en crête du barrage

O.R.S.T.O.M. Service Hydrologique

date
vi. 71

des.
ra

CAL_211 188

II. SITE AMONT : 22°15' S, 166°42'30" E

1°) Détermination du niveau normal de la retenue

Le radier du barrage étant à la cote 10,00, le volume d'eau dans la retenue, correspondant à cette altitude, est nul. La courbe de capacité de la retenue en ce site montre que pour disposer d'une réserve de :

2 millions de m³ le plan d'eau doit atteindre la cote 23,60 m
 4,5 millions de m³ le plan d'eau doit atteindre la cote 27,90 m
 14 millions de m³ le plan d'eau doit atteindre la cote 36,40 m

ces trois volumes correspondent à des débits de captage respectifs de 0,5 m³/s, 1,0 m³/s et 1,5 m³/s.

2°) Evacuateur de crue

En adoptant le système d'un déversement par dessus la crête du barrage sur la plus grande longueur possible, on obtient les hauteurs maximales de lame d'eau déversante, si l'on applique la formule du déversoir :

$$Q = 0,4 \times l \times h \times \sqrt{2gh}$$

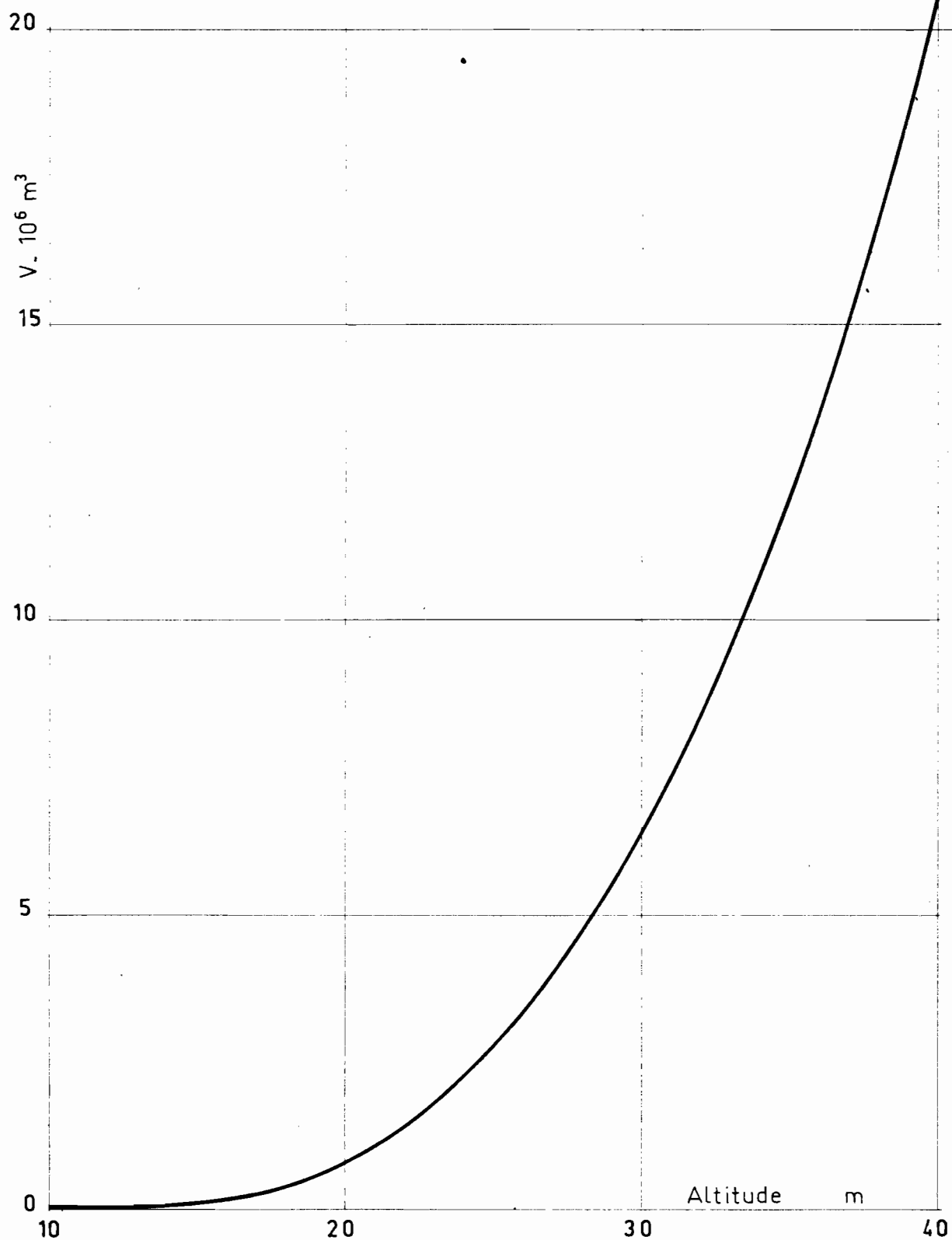
Debit de captage	0,5 m ³ /s	1,0 m ³ /s	1,5 m ³ /s
Niveau normal	23,60 m	27,90 m	36,40 m
Largeur du déversoir	120 m	150 m	210 m
Hauteur lame déversante			
pour Q = 2 300 m ³ /s	4,90 m	4,22 m	3,36 m
pour Q = 2 000 m ³ /s	4,56 m	3,85 m	3,06 m

Dans le cas d'un débit de captage fixé à 1,5 m³/s, on envisage deux solutions d'évacuation des crues :

2-a) évacuateur avec vannes

Etant donné que le niveau normal de la retenue est à 36,40 m et qu'on admet que le plan d'eau puisse s'élever accidentellement jusqu'à 1,70 m au-dessus de cette cote, le niveau maximal admissible du plan d'eau est 36,40 + 1,70 = 38,10 m.

On lit, sur la courbe de capacité que le volume alors disponible pour l'amortissement des crues entre les niveaux 36,40 et 38,10, s'élève à 2,85 millions de m³. En déduisant ce volume, du volume de pointe de l'hydrogramme d'entrée, on constate que les vannes chargées de l'évacuation des crues doivent débiter 1 760 m³/s.



RIVIÈRE DES PIROGUES

Courbe de capacité de la retenue
au site amont

O.R.S.T.O.M. Service Hydrologique

date
vi. 71

des.
RG

CAL 211194

D'après l'allure du profil en travers de la vallée, on constate qu'à l'altitude 30,00 m, la section de passage de l'eau a une superficie d'environ 2 000 m², ce qui semble suffisant pour évacuer une crue exceptionnelle dans le lit naturel. Si donc on place le seuil des vannes de l'évacuateur à l'altitude 30 m, la charge maximale sur le seuil au passage de la pointe de crue sera : 38,10 - 30,00 = 8,10 m. Dans ces conditions, la largeur du déversoir à vannes sera :

$$l = \frac{Q}{m \times h \times \sqrt{2gh}} = \frac{1\,760}{0,4 \times 8,1 \times \sqrt{19,6 \times 8,1}} = 43 \text{ m}$$

2-b) Evacuateur sans vannes

Pour étudier l'amortissement de la crue dans la retenue, on emploie le même procédé que précédemment. Sachant que la hauteur déversante est nulle pour un débit déversant nul, et qu'elle atteint 3,06 m pour un débit déversant de 2 000 m³/s, sachant aussi, qu'entre ces deux cas, le volume d'eau stocké au-dessus de l'altitude 36,40 m est de 5,3 millions de m³ on écrira : $S_m = 2\,650 q_b$ en linéarisant.

L'équation de continuité s'écrit :

$$\frac{q_{a1} + q_{a0}}{2} \times 3\,600 - \frac{q_{b1} + q_{b0}}{2} \times 3\,600 = 2\,650 (q_{b1} - q_{b0})$$

et devient : $0,404 (q_{a1} + q_{a0}) + 0,192 q_{b0} = q_{b1}$

En appliquant cette formule à l'hydrogramme d'entrée dont la pointe, rappelons-le, atteint 2 300 m³/s, on obtient un débit de pointe au déversoir de 2 080 m³/s. L'écrtage de la crue est donc assez peu sensible.

A ce débit de pointe de 2 080 m³/s correspond une hauteur de lame d'eau déversante de 3,15 m.

3°) Conclusions. On trouvera ci-après les résultats obtenus dans le cas d'un barrage construit au site amont : 22°15' S et 166°42'30" E.

Debit de captage en m^3/s	0,5	1,0	1,5
Cote utile du plan d'eau (altitudes en m)	23,60	27,90	36,40
Volume total de la retenue (en millions de m^3)	2,0	4,5	14,0
Volume utile de la retenue (en millions de m^3)	1,0	3,5	13,0
Cote de la prise d'eau (altitude en metres)	20,70	20,70	20,70
Altitude du radier	10,00	10,00	10,00
Evacuateur de crue : Déversoir sans vanne			
Cote du seuil déversant	23,60	27,90	36,40
Largeur du déversoir en metres	120	150	210
Hauteur maximale de lame déversante (2 300 m^3/s)	4,90	4,22	
2 080 m^3/s			3,15
Cote maximale du plan d'eau	28,50	32,12	39,55
Evacuateur de crue : Déversoir avec vannes			
Cote du seuil déversant			30,00
Largeur du déversoir pour N max = 38,10			
- avec un débit de pointe de 2 300 m^3/s amorti			
à 1 760 m^3/s .			43,00