

HYDROLOGIE
ooooooooooooooooooooooooooooNOTE DE CALCUL
oooooooooooooooooooooooooooo

- Etude des SITES de MICROCENTRALES HYDROELECTRIQUES prospectés à MADAGASCAR et à l'ILE MAURICE .
- MISSION des EXPERTS CONSULTANTS du D.T.C.D. des NATIONS UNIES du 25 Septembre au 6 Novembre 1982 --.

OFFICE de la RECHERCHE SCIENTIFIQUE
et TECHNIQUE OUTRE MER
SERVICE HYDROLOGIQUE
oooooooooooooooooooooooooooo

Jean - Pierre LAMAGAT
Maître de Recherches
oooooooooooooooooooooooooooo

ORSTOM Fonds Documentaire
N° : 33 777 ex 2
Cote : A

ORSTOM
HYDROLOGIE
DOCUMENTATION

72167

72167

A la suite de la Mission que nous venons d'effectuer à MADAGASCAR et à l'ILE MAURICE, nous avons rédigé cinq notes de calcul concernant de petits aménagements hydroélectriques.

Le présent rapport a été écrit en accord avec les Autorités des pays concernés et après concertation avec les autres Membres de la MISSION. En particulier sur les recommandations de l'Ingénieur Planificateur, Chef de la MISSION de PROSPECTION des SITES de MICROCENTRALES.

Deux des sites sont situés à MADAGASCAR :

- Le MANINGORY à ANDROMBA,
- Le LOKOHO à ANDAPA.

Les trois autres sites se trouvent à MAURITIUS :

- CHAMAREL,
- RIVIERE NOIRE,
- TAMARIND FALLS -.

Chaque note de calcul conduit à l'évaluation des paramètres hydrauliques ou hydrologiques suivants :

- Volume optimum de la retenue dans le cas d'une régularisation interannuelle ou saisonnière,
- Débits journaliers classés en vue d'un aménagement au fil de l'eau,
- Crue de projet -.

Jean-Pierre LAMAGAT

BONDY, le 10 NOVEMBRE 1982

17 AOUT 1992

ORSTOM Fonds Documentaire

N° : 33 777 ex 2

Cote : A

LE MANINGORY A ANDROMBA

Surface du bassin versant : 6855 km²
 Coordonnées de la station : 17°24' S
 48°38' E
 Altitude du zéro : 748,85 NGM

L'échelle de crue a été installée en 1976 (janvier) et complétée par un limnigraphe monté sur un puits de mesures de 6 mètres le 24/11/76. L'échelle comporte 5 éléments gradués de 0 à 6 mètres.

2.1. ETALONNAGE DE LA STATION

Avant l'installation de l'échelle de crue 17 jaugeages de hautes eaux avaient été effectués en 1974/75 et rattachés à la borne NGM. De Novembre 1976 à Mars 1982, 11 jaugeages ont été réalisés pour des débits compris entre 0,663 et 258 m³/s. Ces jaugeages permettent de tracer une courbe d'étalonnage précise de 0,80 à 4,10 mètres à l'échelle.

Le barème d'étalonnage utilisé pour la transformation hauteurs/débits est le suivant :

H(m)	Q(m ³ /s)	H(m)	Q(m ³ /s)	H(m)	Q(m ³ /s)
0,85	0,000	0,90	0,512	1,00	2,06
1,00	2,06	1,50	18,3	2,00	41,7
2,00	41,7	2,50	71,5	3,00	110
3,00	110	3,50	161	4,00	237
4,00	237	4,50	349	5,00	498
5,00	498	5,50	670	6,20	930

2.2. DEBITS MOYENS MENSUELS

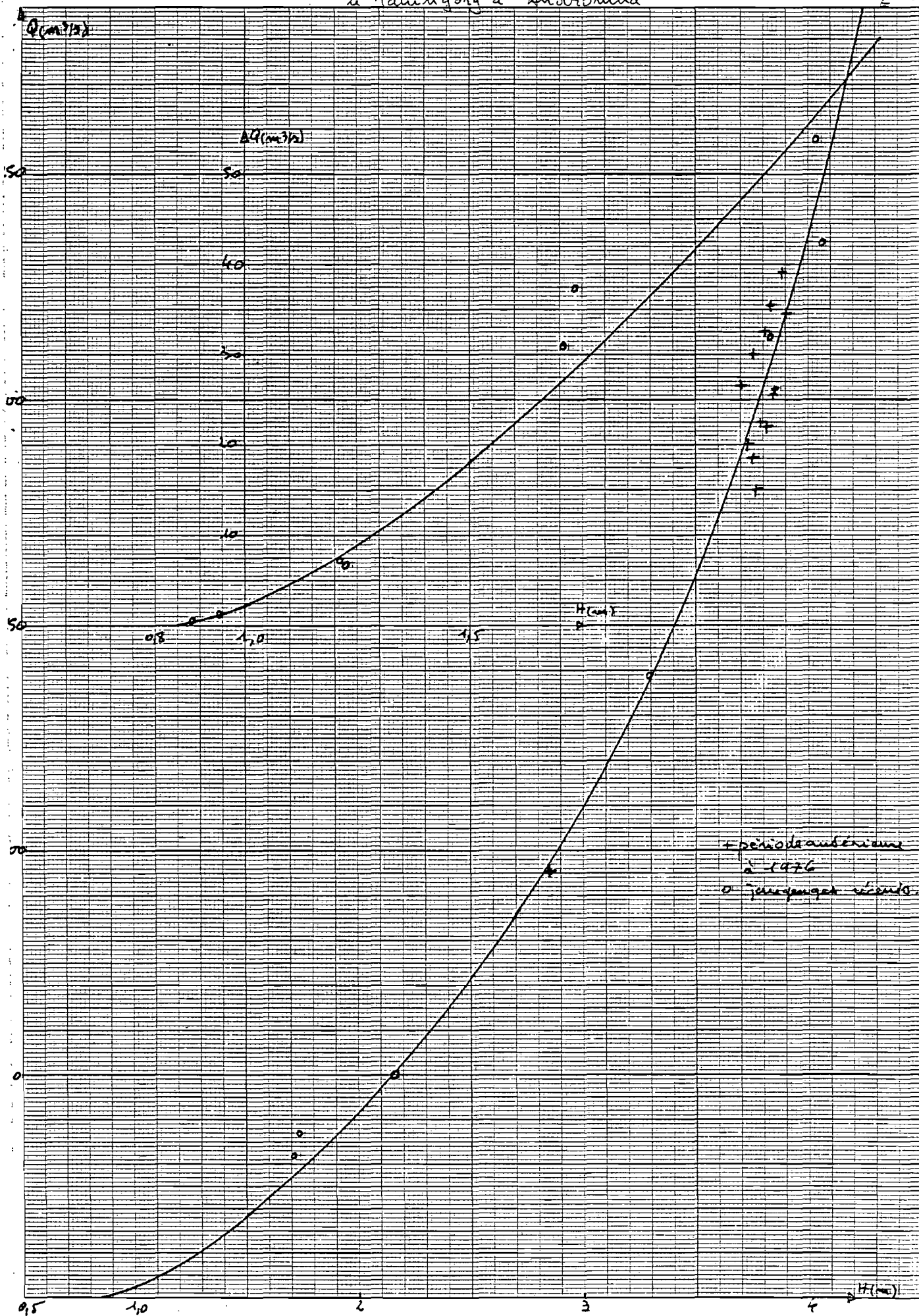
La station est observée depuis Janvier 76 et nous possédons les débits moyens mensuels depuis cette période avec quelques lacunes : Mai et novembre 1976, Décembre 1979, Décembre 1980, Janvier et Février 1981. Les relevés s'arrêtent fin Novembre 1981.

Les mois manquants sont reconstitués entre-parenthèses.

Année	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1976		118	101	81,3	(81,1)	75,8	62,9	46,1	33,0	14,3	(9,91)	19,9
1977	67,2	123	210	174	115	78,7	51,1	37,0	28,5	19,0	14,4	13,0
1978	10,4	33,2	50,5	49,3	39,5	29,4	23,4	18,5	12,6	7,47	4,30	8,51
1979	22,0	76,1	103	71,8	48,0	32,5	22,6	15,9	10,2	5,95	5,29	(14,0)
1980	44,1	82,4	83,8	102	78,5	55,6	40,1	29,4	20,0	10,4	8,01	(3,00)
1981	(1,31)	(0,85)	(15,9)	31,3	27,1	22,1	16,6	11,0	6,28	3,73	2,01	
Moyenne	29,0	72,3	94,0	85,0	64,9	49,0	36,1	26,3	18,4	10,1	7,32	(10)

Le Havingory à Andromeda

2-a



ke selangang di Andromeda

kontribusi parabolique

$$d_{\text{diele}} = f(Q_{\text{max}})$$

$$Q_{\text{max}} < 222 \text{ m}^3/\text{s} \quad \bar{Q} = -0,000361 Q_{\text{max}}^2 + 0,550 Q_{\text{max}} - 6,2 \quad (r^2 = 0,940)$$

$$Q_{\text{max}} > 222 \text{ m}^3/\text{s} \quad \bar{Q} = 0,224 Q_{\text{max}} + 26,9$$

$\bar{Q} (\text{m}^3/\text{s})$

100

50

0

50

100

150

200

Q_{max}

Q_{max}
(m³/s)

25.

Le ruissellement annuel moyen correspond à l'année hydrologique qui commence le 1/11 et se termine le 31/10. Les modules en m³/s enregistrés à ce jour sont les suivants :

1975 - 76	(58,8 m ³ /s)
1976 - 77	77,5 m ³ /s
1977 - 78	25,1 m ³ /s
1978 - 79	34,8 m ³ /s
1979 - 80	46,9 m ³ /s
1980 - 81	12,3 m ³ /s

L'évaluation du module 1975/76 a été effectuée en estimant que les écoulements moyens mensuels de Novembre et Décembre 75 et Janvier 1976 étaient du même ordre que ceux de l'année suivante.

2.3. DEFAILLANCES DES DEBITS

Les défaillances en débits sont représentées par le nombre de jours où le débit est inférieur à une valeur donnée (pendant l'année hydrologique). Nous examinons ci-dessous les débits suivants :

année - débits inf à :	1	2	3	5	10	20	50	(m ³ /s)
1975/76	0	0	0	0	23	73	152	
76/77	0	0	0	0	18	68	173	
77/78	0	0	0	0	54	173	335	
78/79	0	0	0	40	90	175	267	
79/80	0	0	0	0	59	93	210	
80/81	53	69	83	131	193	264	365	

Dans le cas présent nous n'aurons pas à envisager les défaillances de hautes eaux, ayant affaire à un aménagement de grande chute.

L'année 79/80 correspond à une crue de fréquence sensiblement moyenne quant au maximum, mais il n'y a pratiquement pas de précipitations de Novembre 1980 à Février 1981 et l'étiage s'est poursuivi jusqu'aux premiers jours de Mars.

La pluviométrie durant l'année hydrologique 80/81 a été très faible et la crue présente un maximum de 34,1 m³/s, soit une cote maximale de 750,70 m NGM (1,85 m à l'échelle de crue). L'étiage a été précoce et dès le 27 Août 1981 le débit transité à ANDROMBA était inférieur à 10 m³/s.

L'année hydrologique débutant le 1er novembre, l'année 80/81 présente une grande période de défaillance en débit du fait du manque de pluies de décembre à Mars 1981 (étiage, en fait, de l'année hydro 79/80) et d'une lame d'eau précipitée extrêmement faible pendant la saison des pluies 80/81. La fréquence d'un tel phénomène correspond sensiblement à la fréquence du maximum de crue du MANINGORY.

2.4. CRUES MAXIMALES 1948 - 1981

Afin de mieux connaître la fréquence des crues de la période 1976-81, nous émettons l'hypothèse que le volume écoulé à la station est lié au maximum annuel de la crue correspondante par une corrélation acceptable. Nous supposons que la régression est une fonction continue et nous considérons que les périodes de retour des volumes écoulés annuellement (ou modules) sont du même ordre de grandeur que celles des maxima correspondants. Nous analysons les Q_{max} de 24 années, ne tenant pas compte de l'année 1959 (6,29 mètres à l'échelle de crue - 755,14 NGM - soit 966 m³/s) qui est exceptionnelle et a trop de poids par rapport à la valeur moyenne de l'échantillon.

Rang	Année	F dép.	Qmax(m3/s)	
1	1973	0,021	522	
2	1972	0,063	315	
3	1956	0,104	301	
4	1952	0,146	270	Paramètres de la distribution :
5	1965	0,188	256	$\bar{Q}_{max} = 187,2 \text{ m}^3/\text{s}$
6	1949	0,229	250	$s = 103,4 \text{ m}^3/\text{s}$
7	1975	0,271	240	$l = 3,27763 = \bar{Q}^2/s^2$
8	1977	0,313	222	$N = 24$
9	1957	0,354	217	
10	1955	0,396	204	
11	1964	0,438	180	
12	1963	0,479	169	
13	1951	0,521	159	
14	1953	0,563	157	
15	1962	0,604	155	
16	1976	0,646	128	
17	1968	0,688	127	
18	1966	0,729	121	
19	1979	0,771	111	
20	1980	0,813	109	
21	1950	0,854	101	
22	1954	0,896	79	
23	1978	0,938	66	
24	1981	0,979	34	

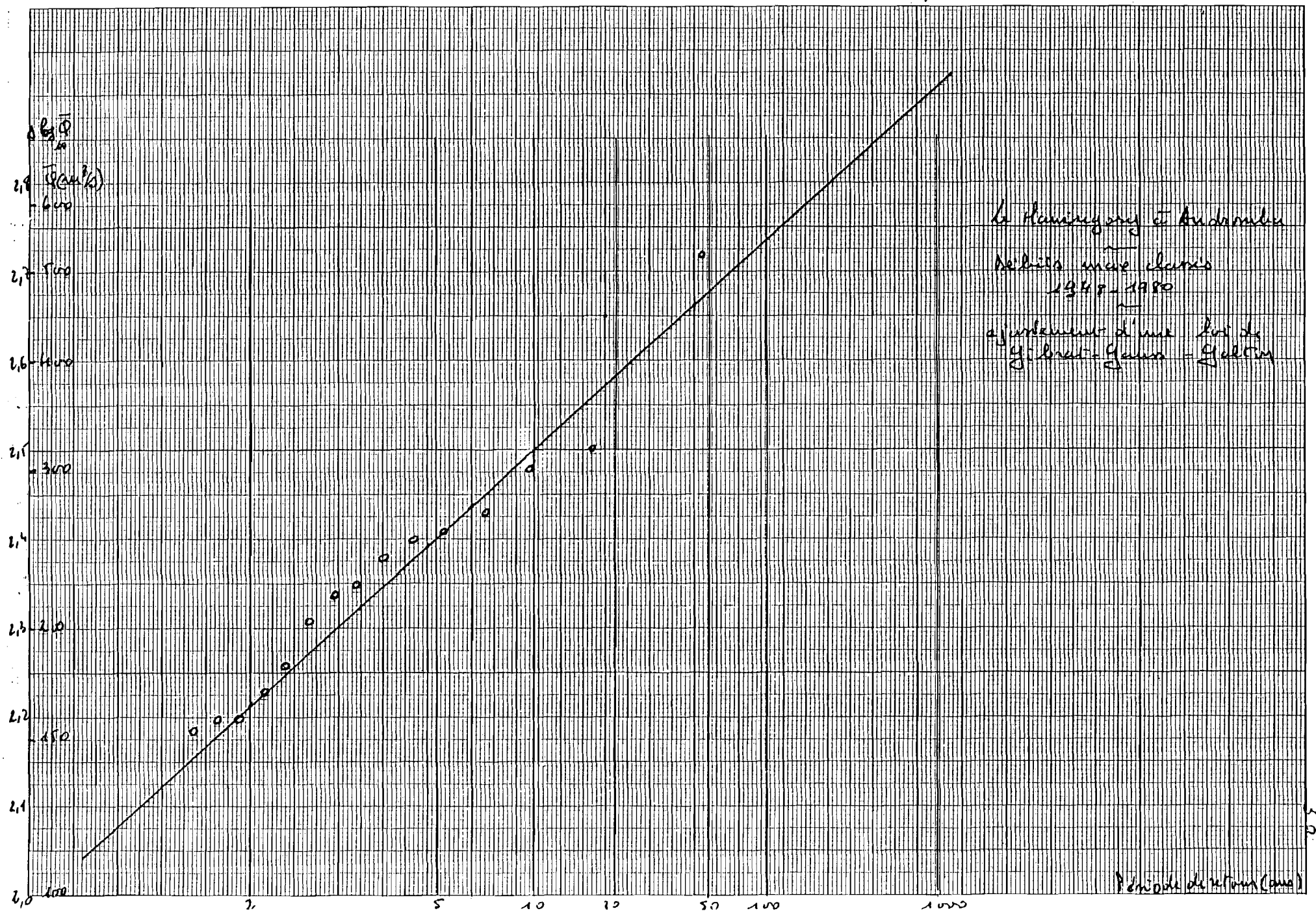
Ajustements des lois de PEARSON III et de GIBRAT GAUSS :

F dép.	Qmax PIII	Qmax GG (m3/s)
0,99	18	49
0,95	55	70
0,90	72	85
0,80	99	106
0,50	168	164
0,20	264	253
0,10	325	318
0,05	383	383
0,01	507	544
χ^2	1,24223	1,33342
ν	2	2
P dép.	72%	70%

Les ajustements des deux lois sont sensiblement équivalents et donnent tous deux des résultats très corrects.

2.4.2. HOMOGENEISATION DES MODULES 1948 - 1981

Les six années pour lesquelles nous possédons le module nous permettent d'estimer les valeurs manquantes de la période.



La régression parabolique donne :

$$N = 6 \quad r = 0,969$$

$$a = - 0,00074 \quad b = 0,550 \quad c = - 6,9$$

$$Q = a.Q_{\max}^2 + b.Q_{\max} + c$$

Les modules reconstitués sont dans la liste suivante:

rang	année	F dép.	$\bar{Q}$ (m3/s)	
1	1973	0,021	145	Les paramètres de l'échantillon sont: $\bar{Q} = 65,9$ m3/s $s = 28,35$ m3/s $C_v = 0,43046$ $l = 5,39670$ L'ajustement de la loi de PEARSON III donne les résultats suivants: F $\bar{Q}$ (m3/s)
2	1972	0,063	99	
3	1956	0,104	96	
4	1952	0,146	89	
5	1965	0,188	86	
6	1949	0,229	85	
7	1975	0,271	83	
8	1957	0,313	78	
9	1977	0,354	77,5	
10	1955	0,396	74	F $\bar{Q}$ (m3/s)
11	1964	0,438	68	
12	1963	0,479	65	
13	1951	0,521	62	
14	1953	0,563	61	
15	1962	0,604	61	
16	1976	0,646	59	
17	1968	0,688	49	
18	1966	0,729	49	
19	1980	0,771	47	
20	1950	0,813	41	
21	1979	0,854	35	
22	1954	0,896	32	
23	1978	0,938	25	
24	1981	0,979	12	

Le test du X^2 appliqué à l'ajustement donne une probabilité de dépassement de la valeur du X^2 de 26%. L'ajustement est acceptable.

Nous avons établi trois régressions paraboliques entre le nombre de jours où le débit est inférieur à une valeur donnée (10 - 20 - 50 m3/s) et le débit moyen annuel, ces régressions sont de la forme:

$$N = a.\bar{Q}^2 + b.\bar{Q} + c$$

$\bar{Q}$ inf. ou = à	10 m3/s	20 m3/s	50 m3/s
r^2	0,800	0,951	0,973
a	0,0512	0,0525	0,0325
b	- 6,790	- 7,682	- 6,475
c	245,1	348,4	451,9

Ces relations donnent le tableau suivant:

le dénivelé en Anabroula

4a

dépendance en l'ombre de jours
où le déficit est inférieur à

10 mm

20 mm

50 mm

20
15
10
5

65

100

1000

500

1000

2000

5000

10000

10

20

30

40

50

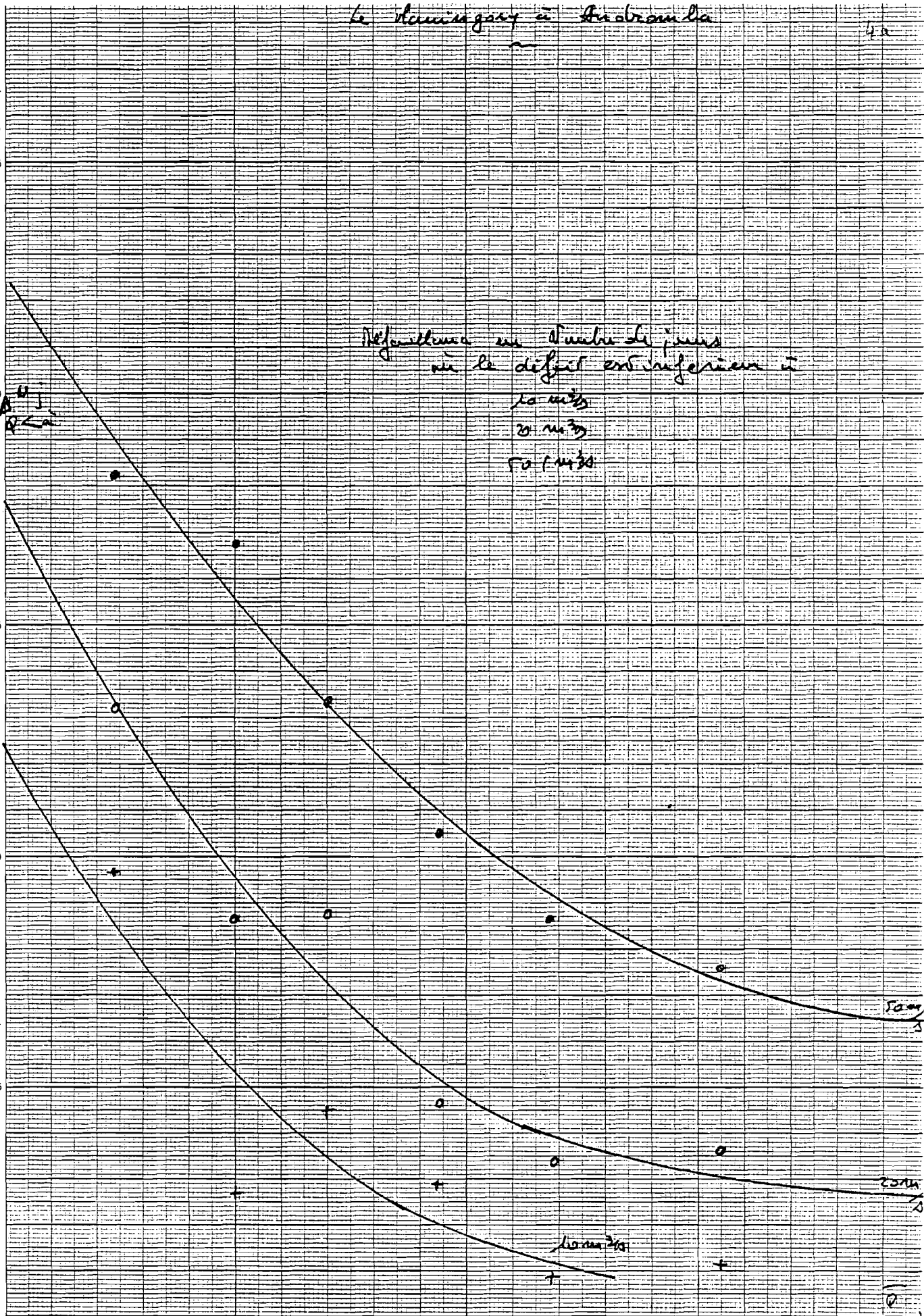
60

70

80

90

100



F(dép.)	Période de retour(ans)	$\bar{Q}$ (m3/s)	N(10m3/s)	N(20m3/s)	N(50m3/s)
0,99	100	17,8	139	226	347
0,95	20	27,0	98	204	326
0,90	10	33,1	75	151	273
0,75	4	45,2	43	109	227
0,50	2	61,7	21	75	176

2.5. EVALUATION DE LA CRUE DE PROJET

Les enquêtes menées par l'ORSTOM ont permis de reconstituer les valeurs les plus fortes atteintes par le débit du MANINGORY durant la période 1900-1979. Elles sont portées dans le tableau ci-dessous :

Rang	Années	F(dép.)	Qmax(m3/s)
1	1958/59	0,006	970
2	1940/41	0,019	650
3	1904/05	0,031	585
4	1972/73	0,044	520
5	1936/37	0,056	520
6	1913/14	0,069	520
7	1930/31	0,081	375
8	1929/30	0,094	375
9	1926/27	0,106	360
10	1916/17	0,119	350
11	1971/72	0,131	315

Nous ajustons graphiquement deux distributions : FRECHET et GIBRAT GAUSS (gr. 5a et 6a). L'ajustement d'une loi de GUMBEL n'est pas satisfaisant.

2.5. AJUSTEMENT DE LA LOI DE FRECHET

La loi correspond à celle de GUMBEL

en posant :

$$y = \log Q_{\max}$$

La fonction de répartition s'écrit : $F = e^{-e^{-\frac{(y-b)}{a}}}$

L'ajustement graphique conduit à : $F = 0,01$ $Q_{\max} = 870 \text{ m}^3/\text{s}$ $y=2,93952$

$F = 0,1$ $Q_{\max} = 360 \text{ m}^3/\text{s}$ $y=2,55630$

Nous avons :

$$\log Q_{\max} = -a \cdot \ln(-\ln(F)) + b$$

$$a = -0,5525$$

$$b = 2,096$$

$$F = e^{-e^{-\frac{(y-2,096)}{-0,5525}}}$$

2.5.2. AJUSTEMENT DE LA LOI DE GIBRAT GAUSS

La fonction de répartition s'écrit :

$$F(x) = (2\pi)^{-\frac{1}{2}} \int_{-\infty}^y e^{-y^2/2} dy \quad \text{avec } y = a \log x + b$$

M = moyenne des log de l'échantillon : $M = N^{-1} \sum_{i=1}^N \log x_i = \log g$

g = moyenne géométrique

S = écart-type des logarithmes

a = 1/S et b = -M/S

cv = coefficient de variation = $\bar{s}/\bar{m}$

Le calcul des paramètres par la méthode des moments donne :

$$a = (\log(1+Cv^2))^{-\frac{1}{2}} = 1/S$$

$$b = -\log(\bar{m}/(1+Cv^2)^{\frac{1}{2}})/S$$

En posant $u = (\log x - M)/S$ il vient : $x = 10^{(S \cdot u + M)}$ (1)

u est la variable centrée réduite de GAUSS.

S et M sont déterminés graphiquement : S = 0,34715

M = 2,11394

L'équation (1) donne:

Période de retour = 10 ans F = 0,1 Qmax = 362 m3/s

100 ans F = 0,01 Qmax = 835 m3/s

1000 " F = 0,001 Qmax = 1540 m3/s

La crue 1958/59 correspond à une fréquence de : Qmax = 970 m3/s

F ≠ 0,006

P ≠ 170 ans

En utilisant la distribution de FRECHET ajustée au § 2.5.1., nous aurions obtenu :

P = 10 ans F = 0,1 Qmax = 361 m3/s

P = 100 ans F = 0,01 Qmax = 870 m3/s

P = 1000 ans F = 0,001 Qmax = 1460 m3/s

Et pour la crue de 1958/59, nous aurions une période de retour de :

P ≠ 150 ans

2.6. EXTENSION DES RESULTATS AU SITE ENVISAGE

Les coordonnées du site

de la prise d'eau sont les suivantes:

latitude : 19°30' S X = 653,0

longitude: 48°49' E Y = 966,8

La portion de bassin versant alimentant le MANINGORY entre ANDROMBA et le site a une superficie de :

S' = 650 km2

Le bassin supplémentaire s'étend de part et d'autre du fleuve dans une zone où la pluviométrie moyenne pour la période 1948/79 est de l'ordre de 1200 mm. Ce bassin est à rapprocher du point de vue quantitatif des écoulements de la SAHABE à BETAMKO (B.V. 921 km2) qui se situe sensiblement dans la même bande pluviométrique.

5a

Le RANINGOAY à ANDROMBA

Q_{max} claires (80 ans)

Ajustement d'une distribution de Gumbel

10000

Q_{max} (m³/s)

1000

900

800

700

600

500

400

300

200

100

50

10

$$\log Q_{max} = 0,34755 u + 0,11354$$

7000
6000
5000
4000
3000
2000
1000
500
400
300
200
100
50
10

2.6.1. EXTENSION DES APPORTS-DEFAILLANCES EN DEBITS

Nous supposons que les apports du bassin complémentaire sont proportionnels à ceux de la SAHABE à BETAMKO suivant l'équation :

$$\bar{Q}_{Man.} = \bar{Q}_{Sah.} (S_{Man.}/S_{Sah.})^{0,8}$$

Le coefficient 0,8 est utilisé à MADAGASCAR pour les bassins de surface supérieure ou égale à 200 km².

Soit :

$$\bar{Q}_{Man.} = 0,757 \cdot \bar{Q}_{Sah.} \quad (6)$$

L'équation (6) nous conduit au tableau ci-dessous :

Année	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Moy.
76/77	16,0	35,3	86,7	148	238	190	125	86,7	57,4	43,0	32,9	22,8	89,8
77/78	21,1	23,7	22,1	45,3	67,1	57,9	45,1	34,4	29,2	22,1	15,1	9,23	32,6
78/79	8,91	17,2	37,4	102	113	80,3	52,6	(35,5)	(24,6)	17,4	11,6	(7,1)	41,9
79/80	10,4	29,6	(58,3)	(105)	(106)	(128)	(99,9)	(72,4)	(53,4)	(40,2)	(28,4)	(16,4)	62,0
80/81	(13,3)	(7,0)	(4,8)	(4,2)	(23,3)	(42,5)	(37,3)	(31,1)	(24,2)	(17,1)	(11,1)	(7,9)	18,7

nous avons établi une corrélation parabolique entre les valeurs mensuelles du débit moyen au site et la valeur observée du débit à la station d'ANDROMBA :

$$N = 20 \quad r = 0,967 \quad a = - 0,0005744$$

$$b = 2,27482$$

$$c = 3,163$$

Grace à cette corrélation nous transformons les valeurs données pour le calcul des nombres de jours de défaillance à ANDROMBA en valeurs correspondantes au site et inversement, les mêmes valeurs, soient 5 - 10 - 20 - 50 m³/s au site en valeurs correspondantes à ANDROMBA :

(1) Q _{site} (m ³ /s)	5	10	20	50
(2) Q _{Andr.} (" ")	1,5	5,4	13,3	37,3

Les valeurs de la deuxième ligne nous permettent de dresser le tableau ci-dessous qui contient les nombres de jours de défaillance en débits au site en fonction des débits donnés.

Année	Q inf. à	5	10	20	50	$\bar{Q}$ (m ³ /s)
1975/76		0	0	54	122	(76,2)
1976/77		0	0	39	135	89,8
1977/78		0	3	109	275	32,6
1978/79		0	44	126	238	41,9
1979/80		0	12	75	185	62,0
1980/81		51	135	222	365	18,7

Nous reconstituons l'échantillon des modules classés au site en utilisant la régression parabolique définie précédemment et les valeurs à ANDROMBA: (tableau à la page suivante).

Paramètres de l'échantillon : $N = 24$ $\bar{MQ} = 87,3 \text{ m}^3/\text{s}$ $s\bar{Q} = 34,2 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Cv = 0,408 \quad 1 = 6,00750 = \bar{M}^2/s^2$$

Rang	F(dép.)	$\bar{Q}$ (m3/s)	Année
1	0,021	177	1973
2		124	1972
3		121	1956
4		112	1952
5	0,188	109	1965
6		108	1949
7		105	1975
8		99	1957
9		94	1955
10	0,396	90	1977
11		87	1964
12		84	1963
13	0,521	80	1951
14		79	1953
15		79	1962
16		76	1975
17		67	1968
18		64	1966
19		62	1980
20	0,813	55	1950
21		43	1954
22		42	1979
23		33	1978
24	0,979	19	1981

La distribution de PEARSON III donne :

F	$\bar{Q}$ (m3/s)
0,99	24,6
0,95	36,2
0,90	44,1
0,75	58,8
0,50	78,9

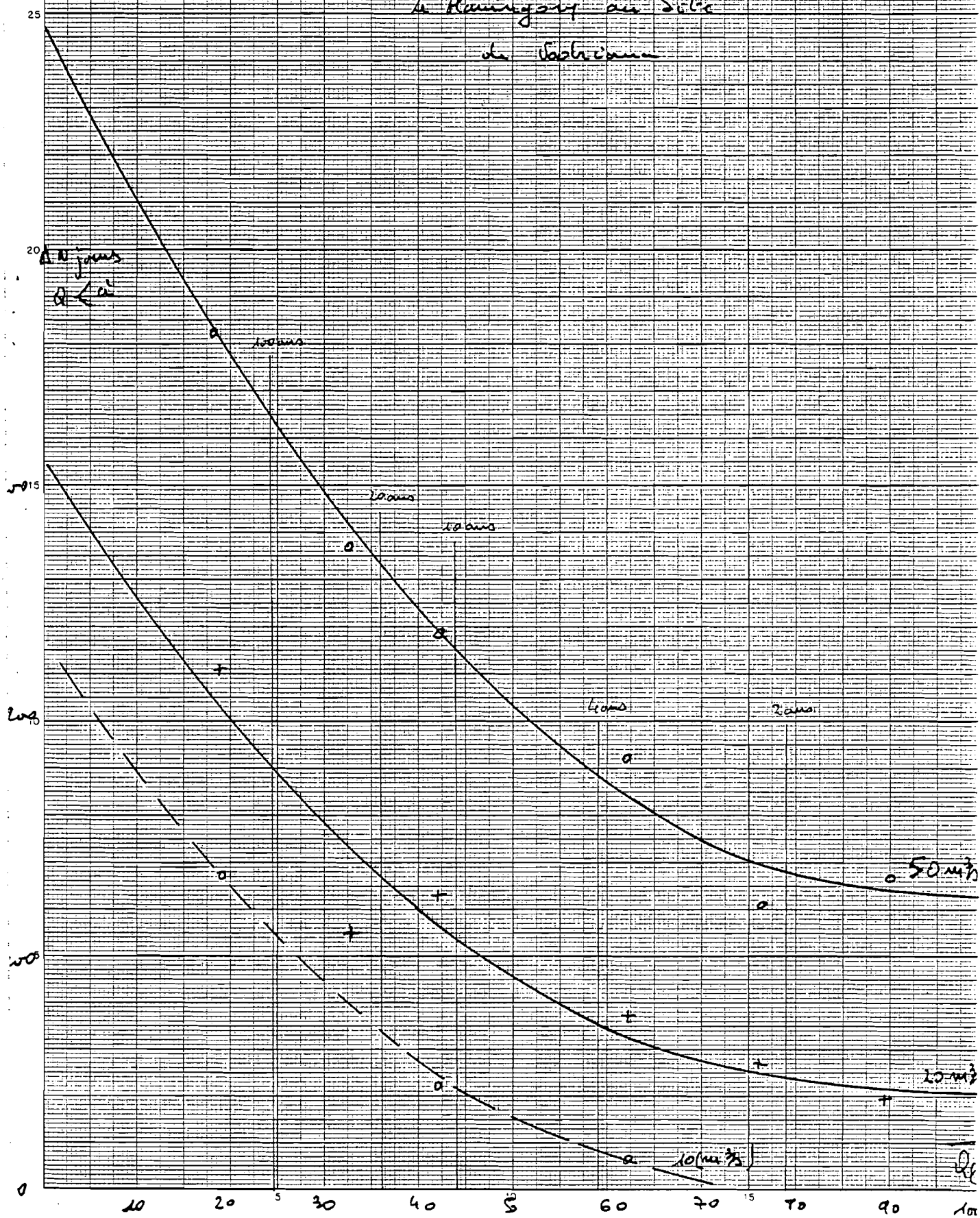
La même opération que celle présentée au §2.4.2. nous conduit à établir un graphique des défaillances en débits en fonction du débit moyen annuel.

$\bar{Q}$ (m3/s) inf. à	20	50
r^2	0,911	0,984
a	0,03560	0,04309
b	- 6,104	- 7,95244
c	307,0	495,7

Pour les défaillances correspondant à la borne 10 m3/s, la courbe a été extrapolée. En fonction de la période de retour, les défaillances seront les suivantes(en jours/an) :

P = 100 ans	110	180	330
" = 20 "	67	134	266
" = 10 "	43	107	230
" = 4 "	16	70	176
" = 2 "	0	48	136
	(10 m3/s)	(20)	(50)

Le blanchissage au Silex
de l'ébène



2.6.2. CRUE CENTENAIRE

La portion de bassin complémentaire est constituée par plusieurs sous-bassins dont les superficies varient de 20 à 200 km². Nous avons adopté, pour le calcul de la crue centenaire la formule suivante, établie pour la région des haut-plateaux de MADAGASCAR:

$$Q(100) = 0,025 \cdot S^{0,8} \cdot I^{0,32} \cdot H(24,100) \cdot (1 - 36/H(24,100))^2$$

Pour la région considérée nous estimons:

I = 8 m/km = pente moyenne

H = hauteur précipitée en 24 heures de fréquence centenaire

H = 175 mm

S = 651 km²

Nous obtenons :

$$Q_{(100)} = 956 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le temps de montée de cette crue sera très court par rapport à celui de la crue d'ANDROMBA qui est très ralenti par l'amortissement du lac et il est assez probable qu'il y aura décalage important des deux maximums. Nous estimons que si le total des deux maxima atteint environ 1800 m³/s, il est assez probable que la conjugaison des deux crues ne dépassera pas 1500 m³/s. La crue du bassin complémentaire ayant une forme "pointue" et le maximum de la crue du lac intervenant au moins 12 heures plus tard.

Crue centenaire : $Q(100) \approx 1.500 \text{ m}^3/\text{s}$

SITE D'ANDAPE

1. PARAMETRES PHYSIQUES DU BASSIN VERSANT

1.1. Coordonnées

Latitude : 14°37' S
Longitude: 49°40' 30"E

1.2. Paramètres

Superficie : 1.038 km²
Périmètre : 149 kms
Indice de compacité : Kc = 1,295
Rectangle équivalent :
L = 55,95 kms
l = 18,55 kms

L'indice de pente n'a pas été déterminé, le point le plus haut du bassin se situe à 2424 m, la prise d'eau étant, elle, à la cote 400 m (NGM). Le lit majeur des deux composantes de la LOKOHO et les terres de la cuvette d'ANDAPA, soit environ 20% de la superficie du B.V. présentent des pentes faibles, inférieures à 1%. Le reste du bassin présente des pentes évoluant au dessus de 5% et pouvant atteindre 20%.

2. PLUVIOMETRIE

2.1. Pluviométrie annuelle

Nous disposons d'un échantillon de 34 années d'observations continues: 1935/36 à 1968/69. Le tableau n°1 situé en annexe présente les pluviométries annuelles classées. Les paramètres de l'échantillon sont les suivants :

P moyenne : $\bar{m} = 1919,6 \text{ mm}$ N = 34
écart-type s = 452,7 mm
 $l = \frac{\bar{m}^2}{s^2} = 17,98$
Cv = 0,236
G1 = 0,973464 (coef. d'as.)

2.1.1. Ajustement d'une distribution GAUSSO - LOG

Comme pour le MANINGORY nous utilisons la même forme de loi de répartition, les paramètres étant évalués par la méthode des moments:

S = 0,23267 M = 7,5328
 $p = e^{-(S \cdot u + M)}$

u = variable centrée réduite de GAUSS.

Le tableau n°2 présente les résultats de l'ajustement.

2.1.2. Ajustement d'une distribution exponentielle généralisée

La fonction de répartition est de la forme :

Inversement : $F(x) = e^{-\left(\frac{x-x_0}{s}\right)^{1/d}}$
 $x = x_0 + s \cdot (-\ln F(x))^d \quad (1)$

ANDAPE - BASSIN VERSANT

Tableau n°1

Pluviométrie annuelle

Rang	Années	F(dép.)	Pmm
1	1939/40	0,015	3377
2	48/49	0,044	2673
3	46/47	0,074	2486
4	40/41	0,103	2428
5	57/58	0,132	2424
6	61/62	0,162	2361
7	45/46	0,191	2352
8	67/68	0,221	2291
9	55/56	0,250	2183
10	54/55	0,279	2090
11	50/51	0,309	2089
12	36/37	0,338	2072
13	51/52	0,368	2018
14	53/54	0,397	1950
15	66/67	0,427	1940
16	35/36	0,456	1912
17	43/44	0,485	1882
18	64/65	0,515	1850
19	49/50	0,544	1730
20	58/59	0,574	1730
21	65/66	0,603	1714
22	68/69	0,632	1698
23	44/45	0,662	1672
24	37/38	0,692	1670
25	59/60	0,721	1667
26	38/39	0,750	1643
27	47/48	0,779	1523
28	62/63	0,809	1507
29	52/53	0,838	1505
30	56/57	0,868	1443
31	60/61	0,897	1405
32	63/64	0,924	1382
33	42/43	0,956	1334
34	41/42	0,985	1197

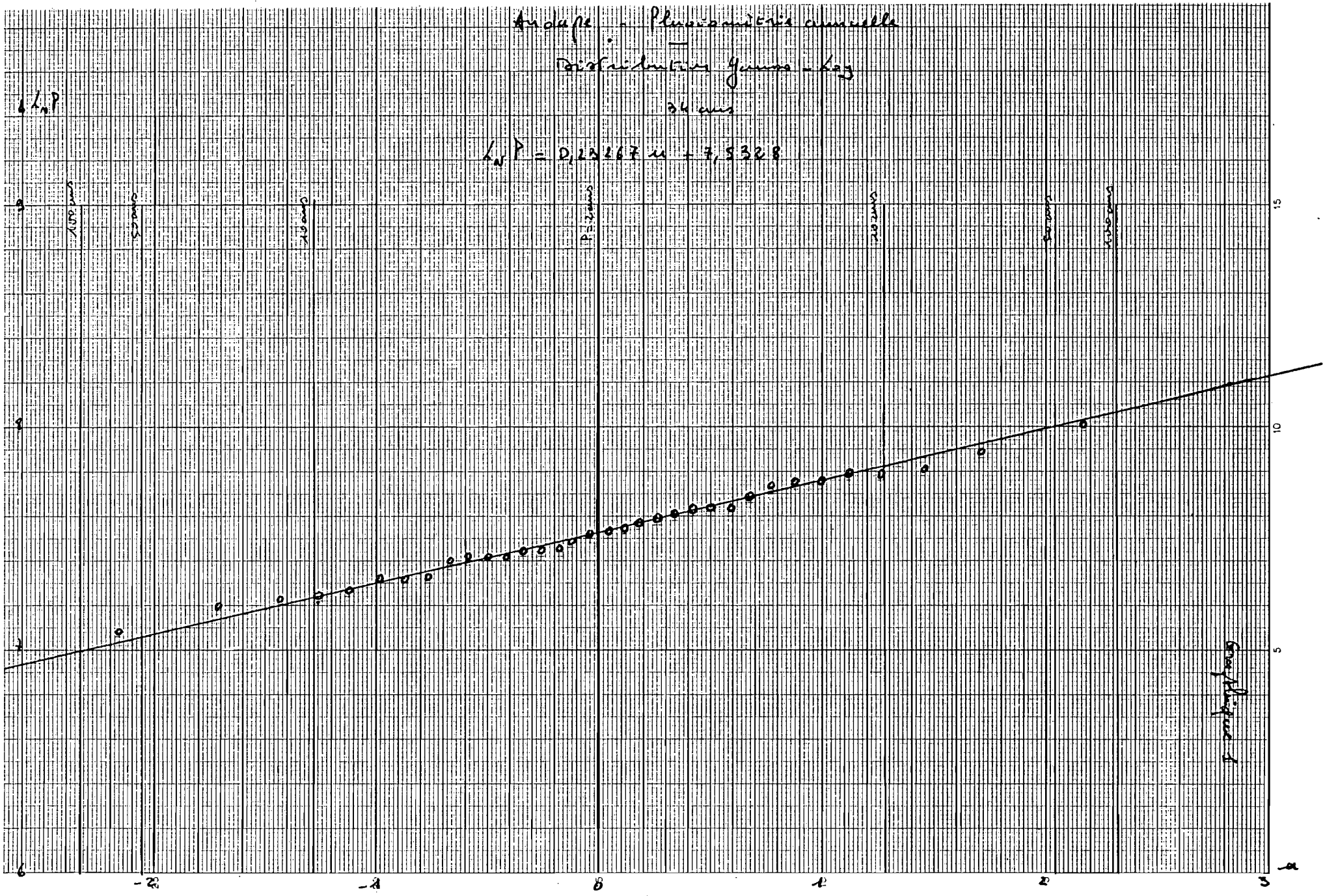
Tableau n°2

Pluviométries maximales en 24 heures

Rang	F(dép.)	Pmm
1	0,017	228,4
2	0,050	207,1
3	0,083	202,5
4	0,117	201,4
5	0,150	158,3
6	0,183	151,9
7	0,217	145,8
8	0,250	133,4
9	0,283	126,5
10	0,317	124,4
11	0,350	116,3
12	0,383	108,5
13	0,417	107,1
14	0,450	104,4
15	0,483	100,0
16	0,517	99,9
17	0,550	97,5
18	0,583	94,5
19	0,617	93,9
20	0,650	86,9
21	0,683	81,9
22	0,717	79,9
23	0,750	76,4
24	0,783	75,9
25	0,817	73,7
26	0,850	67,3
27	0,883	51,5
28	0,917	51,0
29	0,950	50,0
30	0,983	49,5

Anda je : Plasmametrie anodna
redistribucija guma - bez
24 cm

$$L_P = 0,23267 u + 7,5328$$



Les paramètres d , s , et x_0 sont fonctions de $G1$ connu à partir de l'échantillon :

$$G1 = 0,973464$$

$$d = 0,62936$$

$$s = 786,616$$

$$x_0 = 1216,6$$

L'équation (1) nous donne la hauteur pluviométrique annuelle en fonction de la fréquence au dépassement :

F	Période(ans)	Pmm(Gib.Gauss)	Pmm(DEG)
0,001	1000	3835	3861
0,01	100	3210	3265
0,1	10	2517	2541
0,2	5	2272	2274
0,5	2	1872	1839
0,8	5	1536	1521
0,9	10	1387	1407
0,99	100	1087	1260
0,999	1000	910	1227

Les graphiques (1) et (2) donnent la représentation des lois de distributions et les hauteurs classées.

Le test d'adéquation du X^2 donne les résultats suivants :

	Loi LOG NORMALE (GIBRAT GAUSS)	Distribution Exponentielle Généralisée
N	34	34
X^2	0,4227	0,2778
v	3	2
Pr. pour que X^2 soit dépassé	93%	87%

Les deux ajustements sont très corrects et donnent sensiblement les mêmes résultats dans le cas des fréquences au dépassement rares. Pour les faibles valeurs des hauteurs annuelles il y a divergence, surtout pour les fréquences inférieures à 0,01.

2.2. Pluviométrie journalière

Nous utilisons un échantillon de 30 valeurs maximales annuelles enregistrées en 24 heures. La période des observations va de 1947 à 1976. Les paramètres caractérisant l'échantillon sont les suivants :

$$\begin{aligned}
 N &= 30 & \bar{P} &= 111,5 \text{ mm} \\
 & & s &= 48,91 \text{ mm} \\
 & & C_v &= 0,43861 \\
 & & l &= 5,19813 \\
 & & G1 &= 0,88122
 \end{aligned}$$

2.2.1. Ajustement d'une distribution Gausso-Log

La fonction de répartition est la même que précédemment (§ 2.1.1.). Les paramètres calculés sont :

$$\begin{aligned} S &= 0,41946 \\ M &= 4,62620 \\ P &= e^{(0,41946.u + 4,62620)} \end{aligned}$$

2.2.2. Ajustement d'une distribution de GUMBEL

La fonction de répartition s'écrit :

$$1 - F(x) = e^{-e^{-\frac{(x-a)}{b}}}$$

et : $x = b - a.(\ln(-\ln(1 - F)))$

Les paramètres a et b sont estimés par la méthode des moments :

$$\begin{aligned} a &= 0,780 \cdot s = 38,15145 \\ b &= \bar{m} - 0,5772 \cdot a = 89,49566 \end{aligned}$$

2.2.3. Ajustement d'une Distribution Exponentielle Généralisée

Les paramètres, ajustés par la méthode des moments sont :

$$\begin{aligned} d &= 0,59438 \\ s &= 89,66497 \\ x_0 &= 31,46416 \\ P &= x_0 + s \cdot (-\ln(F))^d \end{aligned}$$

2.2.4. Ajustement d'une distribution de PEARSON III

La densité de probabilité s'écrit :

$$f(x) = \frac{1}{\Gamma(l)} \cdot e^{-x/p} \cdot (x/p)^{l-1} \cdot p^{-1}$$

La fonction est définie entre 0 et l'infini.

p = paramètre d'échelle
l = " de forme

Les paramètres sont évalués par la méthode des moments :

$$\begin{aligned} l &= 5,19813 \\ p &= 21,45325 \end{aligned}$$

Les tables de la fonction Γ incomplète donnent les valeurs de u en fonction de l et de la fréquence de u : F(u)

2.2.5. Résultats des ajustements

Le tableau ci-dessous contient les valeurs calculées de la pluviométrie journalière (24 heures) maximale :

F(dép)	P(ans)	Gausso-log	Gumbel	D.E.G.	PIII
0,001	1000	373	353	314	323
0,01	100	271	265	254	253
0,02	50	242	238	233	228
0,10	10	175	175	179	173
0,20	5	145	147	150	146
0,50	2	102	104	104	100
X2		1,900	2,212	2,919	3,068
v		3	3	2	3
P sup. à		59%	52%	22%	37%

André
 Pluviométrie annuelle
 Distribution Exponentielle
 Généralisée

$\Delta P(\text{mm})$

4000

2000

4000

2000

1000 mm

500 mm

100 mm

50 mm

P (mm)

500 mm

100 mm

500 mm

100 mm

Graphique 2

30

-20

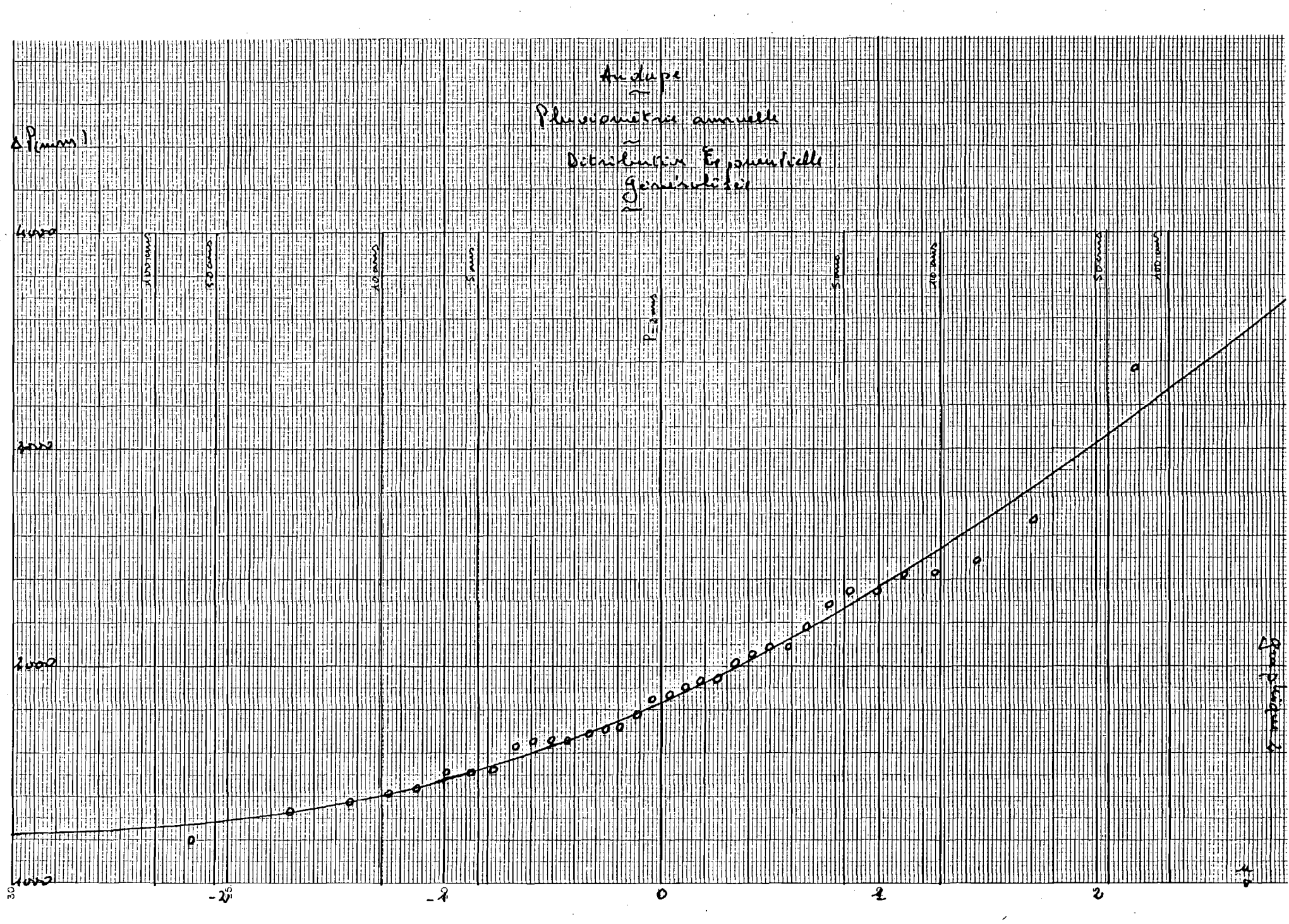
-10

0

10

20

30



Log 1403

Andape

Ajustement d'une distribution
Gauss - Log

Pluies mesurées en 24 heures
N = 30 ans
M = 147.6

5,5 265

5,0 148,4

4,5 90

4,0 54,6

2 ans

5 ans

P = 10 ans

P = 20 ans

P = 50 ans

P = 100 ans

15

Gauss - Log

373 mm

271 mm

212 mm

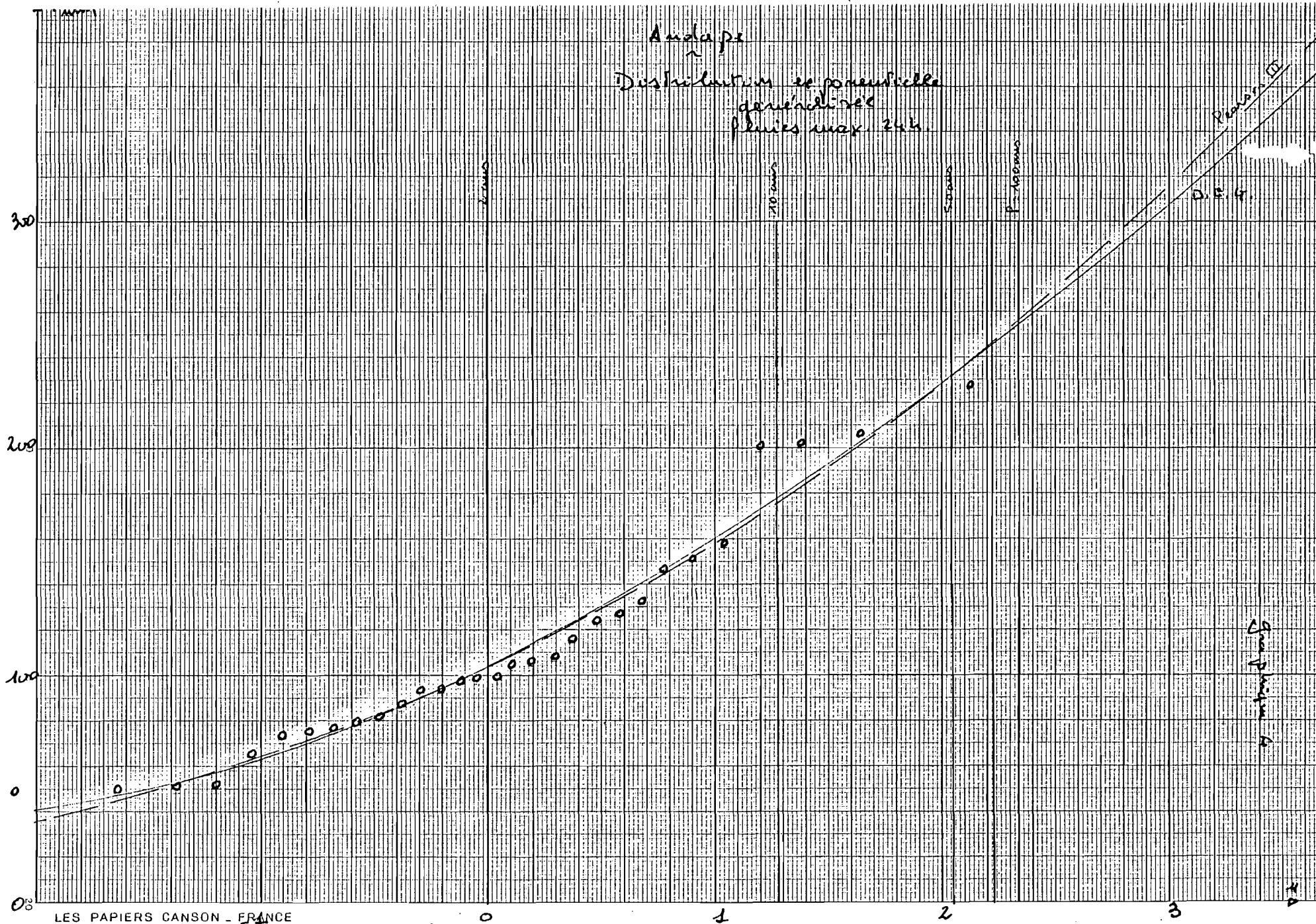
195 mm

175 mm

145 mm

102 mm

Gaugageur 1003



3. ETUDE DES DEBITS

Dans ce qui suit nous étudions les débits au niveau du confluent des deux rivières, proche de l'exutoire du bassin versant.

3.1. Etude des basses eaux

C'est le point délicat, nous ne disposons que d'éléments ponctuels, les basses eaux qui s'étalent sur Octobre et Novembre ayant été observées sporadiquement. Les débits les plus faibles ont été observés en 1975 :

Le 27/10/75 : $Q = 13,1 \text{ m}^3/\text{s}$

Le 6/11/75 : $Q = 12,5 \text{ m}^3/\text{s}$

Le débit de $12,5 \text{ m}^3/\text{s}$ correspond sensiblement à la fréquence 0,8, soit une période de retour de 5 ans. En année moyenne l'étiage se situe au-dessus de $15 \text{ m}^3/\text{s}$.

Les débits inférieurs à $15 \text{ m}^3/\text{s}$ n'excèdent en aucun cas 4 semaines.

Pour le dimensionnement des turbines il semble correct de tabler sur un débit minimal supérieur à $15 \text{ m}^3/\text{s}$, 11 mois sur 12. Ceci pour une période de retour de 5 ans.

Compte-tenu des prises effectuées pour l'irrigation de 5000 ha en contre-saison et 7500 ha en saison :

De Janvier à Mai : $7,5 \text{ m}^3/\text{s}$ (1 l/s/ha)

De Juin à Novembre : $7,5 \text{ m}^3/\text{s}$ ($1,5 \text{ l/s/ha}$)

Pour la fréquence 0,8 nous disposons de :

	Q	supérieur à $17 \text{ m}^3/\text{s}$	de Janvier à Mai,
	Q	" "	$10 \text{ m}^3/\text{s}$ du 1er juin au 15 Octobre,
Disponibles	Q	" "	$7 \text{ m}^3/\text{s}$ du 16/10 au 15/11,
pour le turbinage:	Q	" "	$5 \text{ m}^3/\text{s}$ du 15/11 au 30/11,
	Q	" "	$15 \text{ m}^3/\text{s}$ en Décembre.

Les tableaux ci-dessous donnent les valeurs moyennes du débit mensuel disponible au site après déduction des prises pour l'irrigation.

De même nous produisons dans les deux tableaux suivants les valeurs des débits moyens décennaires, la valeur moyenne de ces débits et la valeur correspondant, pour chaque décade, à une estimation du débit moyen de fréquence 5 ans (valeur basse).

3.2. CRUE DE PROJET

Il existe plusieurs méthodes pour évaluer la crue de projet. A MADAGASCAR, une étude effectuée par Louis DURET, tenant compte d'un certain nombre de paramètres physiques, donne le débit de crue de période de retour 100 ans sous la forme :

$$Q(P, 100) = F(I) \cdot Q'(S, H(24, 100))$$

$F(I)$ = fonction de la pente moyenne du bassin I ,

$I = DH/L$ L = Longueur du rectangle équivalent,

DH = Ecart entre cotes des surfaces minimales et maximales correspondant à 95% de l'aire du bassin:

$$DH = H(S_{95}) - H(S_5)$$

Q' = Valeur du débit fonction de la surface et de la hauteur de l'averse centenaire précipitée en 24 heures.

$F(I)$ et Q' sont de la forme :

ANDAPA

DEBITS MOYENS MENSUELS DU LOKOHO
au SITE
ooooooo

Années	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1965/66							28,4	26,5	32,0	29,8	21,5	17,0
1966/67	23,3	53,0	89,0	120,2	94,2	54,4	43,8	33,3	30,6	42,8	35,5	26,3
1967/68	53,4	102,5	171,0	120,4	113,3	38,7	29,4	22,5	24,4			
1968/69	15,7	64,6	114,3	150,6	39,6	40,6	31,4	30,9	30,8	42,6		
1969/70							44,1	30,9	34,2	33,2	33,1	29,9
1970/71	24,8	36,2	161,9	89,5	99,3	64,2	42,2	35,2	39,4	54,8	20,5	21,5
1971/72	39,4	47,8		73,6	81,7	57,8	43,7	24,5	25,4	24,9	23,3	25,0
1972/73			109,1	165,6								
1980/81							26,0	19,8	15,7	17,9	15,0	14,2
Moy.	31,3	60,8	129,1	120,0	85,6	51,1	36,1	28,0	29,1	35,1	24,8	22,3

DEBITS MOYENS DECADEAIRES CORRESPONDANTS

Année	11			12			1			2			3			4		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
66/67	9,9	12,5	24,9	14,1	95,7	28,5	42,1	64,4	133	86,9	142	108	71,6	128	63,1	72,6	39,1	28,9
67/68	24,6	25,1	85,9	86,3	114	86,1	183	155	154	96,0	123	121	116	117	85,9	30,6	30,2	32,9
68/69	8,0	6,4	9,6	20,2	50,2	97,0	129	68,9	121	162	209	38,5	24,9	18,6	50,8	26,7	26,4	46,1
70/71	15,2	16,4	20,3	30,3	30,6	25,5	82,2	71,6	295	68,3	90,9	87,9	101	122	56,4	47,1	44,8	78,1
71/72	13,9	30,3	51,5	28,0	41,8	50,0			62,4	68,9	74,0	52,8	62,7	77,5	81,3	56,7	59,9	34,4
72/73							131	68,3	105	41,2	166	295						
Moy.	20,9	21,6	40,3	41,9	70,5	66,7	107	93,0	127	109	108	115	83,0	77,8	65,2	50,4	40,6	39,3
F=0,8	9,6	11,8	14,8	21,3	30,8	43,1	56,8	65,3	68,3	70,9	72,9	60,6	50,2	52,4	47,3	35,6	29,3	27,3

	5			6			7			8			9			10		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
65/66		22,0	20,3	18,7	16,7	21,6	22,9	28,7	22,0	21,1	21,8	24,7	18,0	12,7	11,4	10,7	9,4	8,6
66/67	39,8	34,9	35,4	23,0	29,4	25,1	17,8	22,4	28,5	21,6	31,7	51,1	43,1	23,3	17,5	17,7	10,9	27,0
67/68	17,3	31,5	18,2	14,9	14,2	16,0	13,2	15,2	21,8									
68/69	29,9	26,3	16,3	25,2	20,7	24,2	28,7	23,1	18,5	20,9	26,3	56,1						
69/70	55,0	33,0	23,1	22,5	28,3	19,4	18,0	34,9	27,2	19,6	20,7	35,9	24,3	25,2	27,2	23,2	22,8	21,2
70/71	50,5	30,0	24,5	21,8	27,2	34,1	40,8	32,9	22,9	60,0	49,3	33,8	10,9	11,7	16,3	27,1	7,5	8,0
71/72	31,0	51,7	26,9	21,3	14,9	14,7	18,5	19,3	16,0	18,7	15,6	17,8	16,5	19,4	11,4	10,5	16,3	24,9
80/81	25,5	16,6	13,9	14,5	12,8	9,4	8,0	8,7	9,6	8,0	7,2	15,0	7,8	8,5	6,1	5,8	6,4	7,8
Moy.	34,4	29,4	24,0	20,8	20,7	21,3	20,9	22,9	22,4	25,7	23,5	27,1	22,2	17,4	14,8	15,7	13,7	11,2
F=0,8	24,7	21,3	18,1	16,4	15,4	14,2	14,0	15,1	14,8	13,5	15,3	16,6	13,3	10,5	9,7	8,8	8,3	8,7

$$F(I) = b \cdot I^a \quad \text{et} \quad Q'(H_p, 100) = b' \cdot S^{a'}$$

Pour le bassin de la LOKOHO au site nous avons :

$$S = 1038 \text{ km}^2 \quad L = 55,95 \text{ kms} \quad DH = 1750 - 480 = 1270 \text{ mètres}$$

$$I = 22,70 \text{ m/km}$$

Pour MADAGASCAR : $a = 0,32172$

$$b = 0,51479$$

D'où :

$$F(I) = 1,406$$

La pluie de fréquence centenaire est évaluée au § 2.2. de la présente étude, c'est la loi de GIBRAT GAUSS qui présente le meilleur ajustement:

$$P(24, 10) = 175 \text{ mm}$$

$$P(24, 100) = 271 \text{ mm}$$

$$P(24, 2) = 102 \text{ mm}$$

Nous disposons des paramètres a' et b' pour les valeurs de $P(24, P)$ suivantes :

$P = 175 \text{ mm}$	$a' = 0,79541$	$b' = 5,57491$
$P = 100 \text{ mm}$	$a' = 0,79954$	$b' = 2,00228$
$P = 125 \text{ mm}$	$a' = 0,79954$	$b' = 3,09443$
$P = 250 \text{ mm}$	$a' = 0,79289$	$b' = 9,40949$
$P = 300 \text{ mm}$	$a' = 0,80246$	$b' = 11,21122$

3.2.1. Crue de fréquence annuelle

Nous avons : $P(24, 0,5) = 102 \text{ mm}$

$$Q'(100) = 517 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q'(125) = 798 \text{ m}^3/\text{s}$$

L'interpolation donne :

$$Q'(102) = 540 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$F(I) = 1,406$$

D'où :

$$Q(0,5) \neq 760 \text{ m}^3/\text{s}$$

3.2.2. Crue de fréquence décennale

$$P(24, 0,1) = 175 \text{ mm}$$

$$a' = 0,79541$$

$$Q'(175) = 1398 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$b' = 5,57491$$

$$Q(0,1) \neq 1965 \text{ m}^3/\text{s}$$

3.2.3. Crue de fréquence centenaire

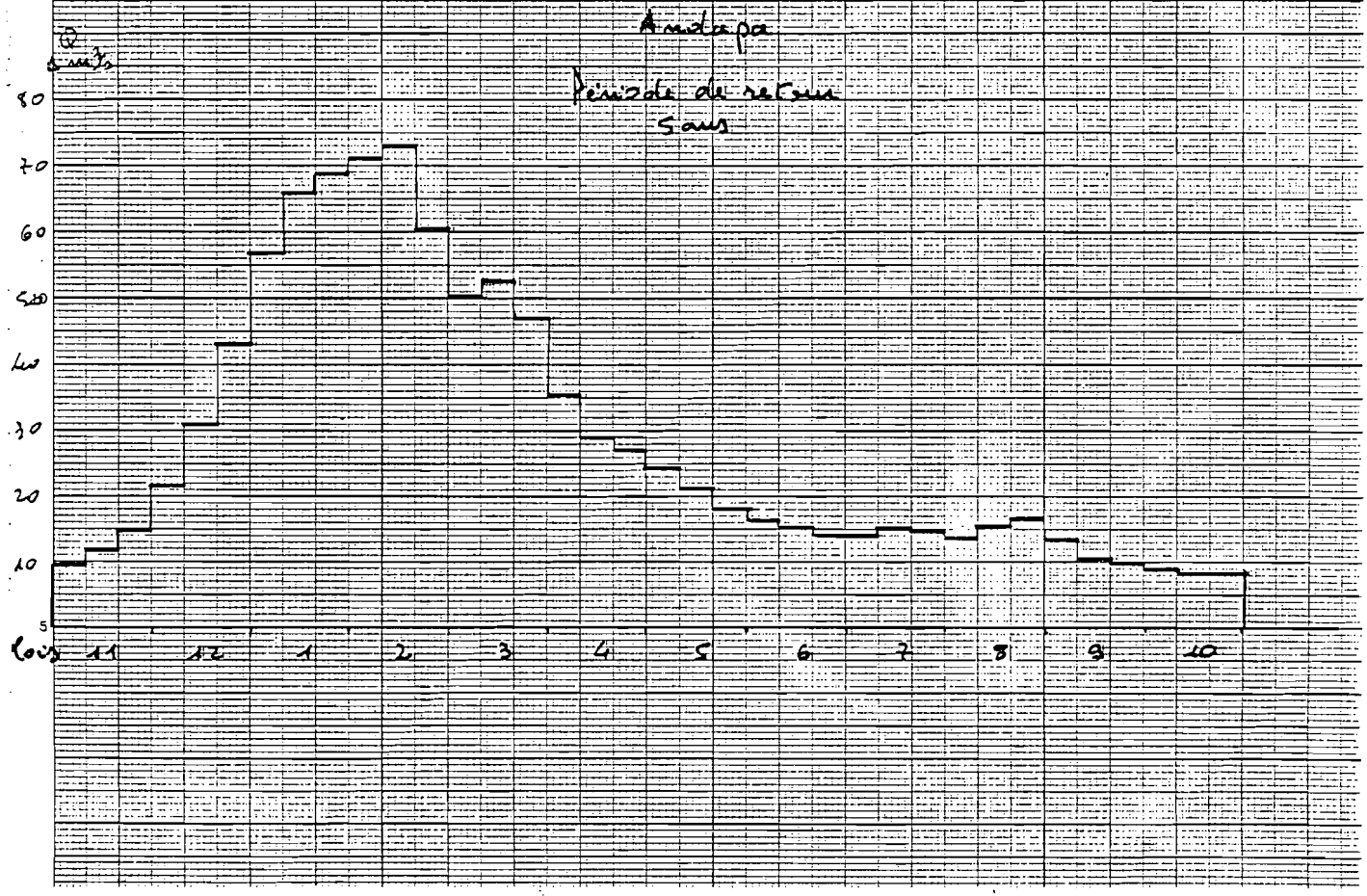
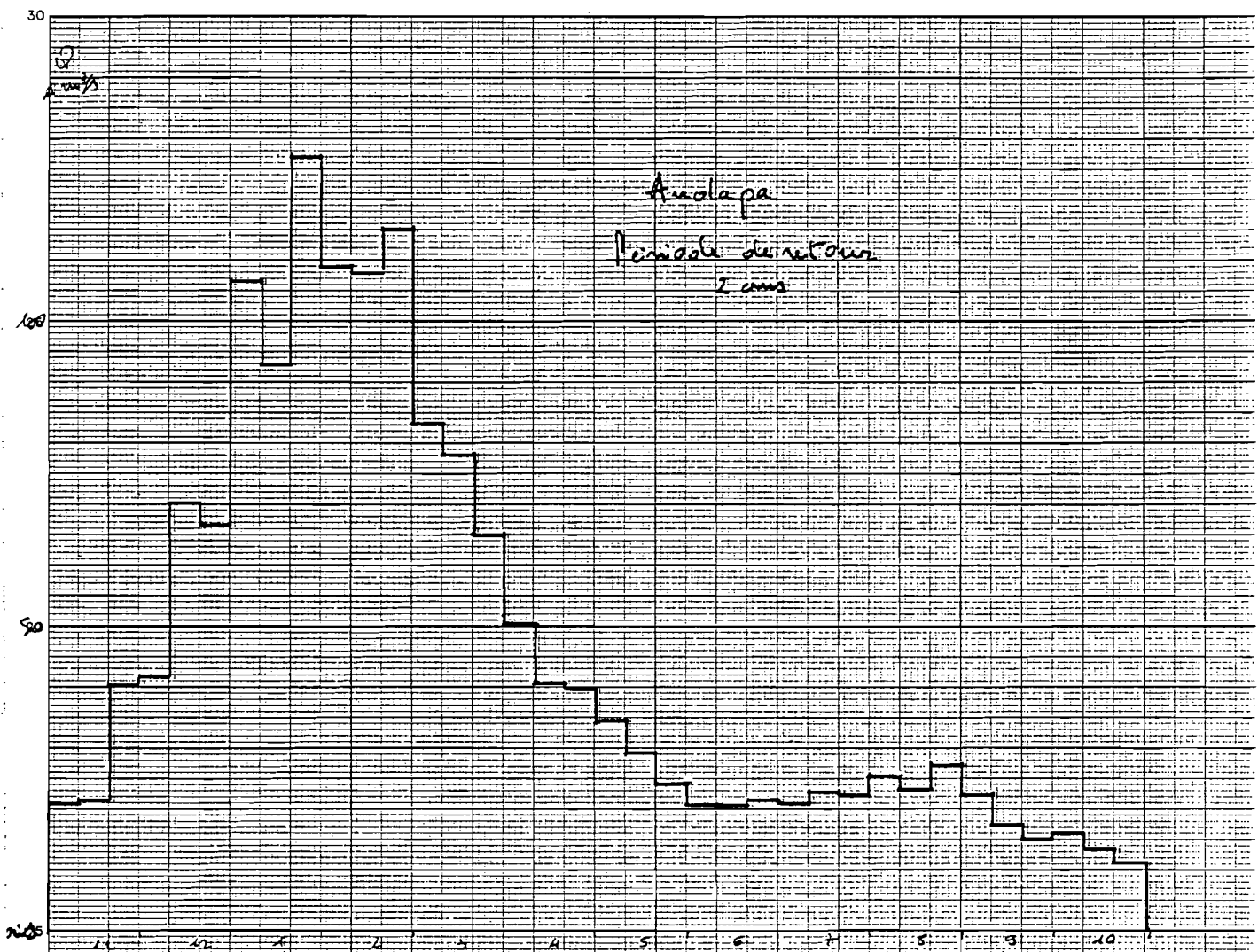
$$P(24, 0,01) = 271 \text{ mm}$$

$$Q'(250) = 2318 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q'(271) = 2585 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q'(300) = 2952 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q(0,01) \neq 3650 \text{ m}^3/\text{s}$$



3.2.4. Estimation de la crue de fréquence millénaire

La pluie correspondante est estimée à 373 mm, l'interpolation entre 350 et 400 mm conduit à :

$$\begin{aligned} Q'(350) &= 3540 \text{ m}^3/\text{s} & Q' &= 3847 \text{ m}^3/\text{s} \\ Q'(400) &= 4207 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

Soit : $Q(0,001) \neq 5400 \text{ m}^3/\text{s}$

3.2.5. Estimation de la crue de projet

Durant la période d'observation deux cyclones se sont abattus sur le bassin versant. En dix années, on a pu observer un débit de pointe de 3350 m³/s et un second du même ordre de grandeur.

La crue centenaire a été évaluée à 3650 m³/s par une méthode synthétique qui semble correspondre assez correctement aux observations. Nous conseillerons, compte-tenu de la dégradation de la végétation de couverture, de prévoir une crue centenaire légèrement plus forte et nous retiendrons, par souci de sécurité la valeur de :

$$Q_{\text{projet}} \neq 4.000 \text{ m}^3/\text{s}$$

SITE DE CHAMAREL

1. CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT

Coordonnées du site : Longitude: 57°22'45" E

Latitude : 20°26'20" S

Aire du bassin : 18,0 km²

Périmètre : 18,4 kms

Rectangle équivalent: L = 6,378 kms

l = 2,822 kms

Indice de compacité : Kc = 1,214

Point culminant du bassin : 823 m

Altitude du site : 237 m

Pente moyenne : I = 56,15 m/km

Fonction de pente : F(I) = 1,881

2. PLUVIOMETRIE ANNUELLE

Nous disposons de la pluviométrie annuelle (année hydrologique) aux stations de CHAMAREL et PLAINE CHAMPAGNE pour les périodes 1964/65 à 1978/79. Ces pluviométries pondérées par la méthode de THIESSEN donnent:

$$C_{\text{Chamarel}} = 0,679 \quad C_{\text{Pl.Ch.}} = 0,321$$

Le tableau n° 1 contient les volumes précipités annuellement du 1er Novembre au 31 Octobre de l'année suivante.

3. DEBITS ANNUELS AU SITE

Le site identifié par la FAO se trouve au droit de la station de mesures Q1, juste à l'amont des chutes de CHAMAREL. Ce site pourrait atteindre une capacité de 24 millions de m³.

La distance des chutes au site est d'environ 60 mètres.

Les cotes au niveau du déversoir de la station Q1 ont été relevées d'Octobre 1963 à février 1966 au moyen d'une jauge graduée. En décembre 1965 des échelles utilisables jusqu'à la cote 1,83 m furent installées. En Juillet 1966 un limnigraphe STEVENS fut mis en service, enregistrant les hauteurs d'eau, prélevées toutes les 15', sur un ruban perforé. Les enregistrements ont été dépouillés jusqu'à Décembre 1974. En Février 1975 le limnigraphe fut emporté par le cyclone GERVAISE et ne fut remis en service qu'en Juillet de la même année. Les hauteurs, depuis janvier 1975 n'ont pas été traduites en débits.

A partir de 1980 nous disposons d'enregistrements continus sur limnigraphe type MUNRO. Les débits ne sont disponibles que pour la période 1964/65 à 1974/75, soit dix années:

Le tableau n° 1 contient les volumes écoulés à la station, complétés pour la période 1974/75 à 78/79, et 51/52 à 63/64 grâce à deux régressions.

La première régression est établie entre les volumes écoulés à la station et la moyenne pondérée des pluviométries annuelles correspondantes à CHAMAREL et PLAINE CHAMPAGNE. Cette régression est linéaire:

$$N = 10 \quad r = 0,972$$

$$a = - 1312,6 \quad b = 1,02102$$

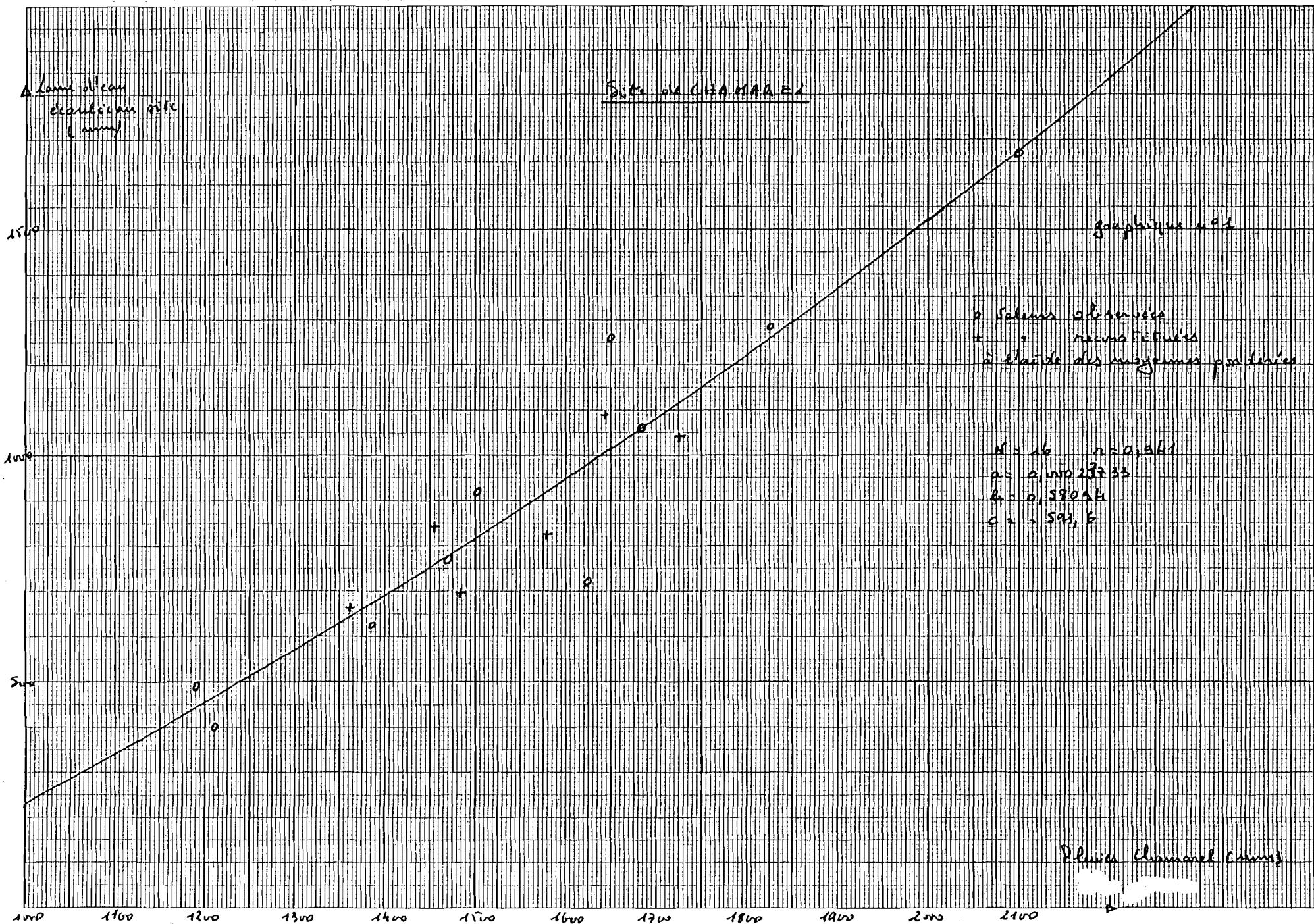
Grace à la pluviométrie pondérée, l'échantillon est complété à 16 valeurs. Une deuxième régression, parabolique, permet de porter la taille de l'échantillon à 30 (régression avec les pluies de CHAMAREL - gr 1):

BASSIN DE CHAMAREL

Tableau n°1

PLUVIOMETRIE ANNUELLE - PONDERATION

Années	PChamarel (mm)	PPlaine Cham. (mm)	Ppond. (mm)	Lame écoulée (mm)
50/51	(2409)			
51/52	2021			(1523)
52/53	2588			(2281)
53/54	1992			(1484)
54/55	2128			(1666)
55/56	1845			(1287)
56/57	1709			(1106)
57/58	2239			(1814)
58/59	1646			(1021)
59/60	1971			(1456)
60/61	1211			(440)
61/62	2113			(1646)
62/63	1010			(171)
63/64	1693			(1084)
64/65	1684	3758	2351	1063
65/66	1470	3314	2063	773
66/67	2101	4134	2755	1671
67/68	1651	4134	2449	1262
68/69	1210	2338	1573	400
69/70	1825	4502	2685	1285
70/71	1386	3044	1919	625
71/72	1624	3087	2094	723
72/73	1503	3694	2207	921
73/74	1192	3033	1784	491
74/75	1363	3149	1937	(665)
75/76	1578	3182	2094	(825)
76/77	1644	3849	2353	(1090)
77/78	1455	3496	2111	(843)
78/79	1726	3530	2306	(1042)
79/80	2595			(2290)
80/81	1484	2990	1968	(697)



$$\begin{aligned} N &= 16 & r &= 0,941 \\ a &= 0,00023733 & b &= 0,58094 & c &= - 591,6 \end{aligned}$$

L'étude statistique des volumes écoulés (30 valeurs) est effectuée sur l'échantillon dont les paramètres sont les suivants:

$$\begin{aligned} \bar{m} &= 20,0 \\ s &= 9,36 \\ C_v &= 0,467 \text{ (variation)} \\ G_1 &= 0,453 \text{ (asymétrie)} \\ l = \frac{\bar{m}^2}{s^2} &= 4,576 \end{aligned}$$

Les valeurs classées sont portées dans le tableau n°2 en fonction de la fréquence au dépassement. Quatre essais d'ajustement ont été effectués avec les distributions de GIBRAT GAUSS, GUMBEL, PEARSON III, et Exponentielle Généralisée.

C'est cette dernière qui donne le meilleur résultat. Le test du X2 donne les résultats suivants :

Nombre de classes : 6 Degrés de liberté : 3

$$X_2 = 1,02542$$

La probabilité de dépassement de cette valeur est de 79%. L'ajustement est bon.

Le tableau n°3 contient les valeurs du volume annuel écoulé à la station en fonction de la fréquence au dépassement pour les quatre lois.

L'ajustement de la Distribution Exponentielle Généralisée a les caractéristiques suivantes:

$$\text{Fonction de répartition : } F(x) = e^{-\left(\frac{x-x_0}{s}\right)^{1/d}}$$

Les paramètres sont :

$$\begin{aligned} d &= 0,43412 \\ x_0 &= - 0,30949 \\ s &= 22,95685 \end{aligned}$$

Les graphiques n°2 et 3 présentent les ajustements réalisés pour les lois de GIBRAT GAUSS et Exponentielle Généralisée.

4. DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR

Deux cas se présentent, ou bien on réalisera une régularisation interannuelle de manière à turbiner le maximum de volume en amortissant les irrégularités interannuelles, ou bien, afin de réduire le coût de l'aménagement on n'effectuera qu'une régularisation réduite, saisonnière ou même journalière en installant davantage de groupes afin de compenser en partie la variabilité des débits au site.

La régularisation journalière étant surtout utilisée pour fournir de l'énergie au moment des pointes de consommation.

4.1. Régularisation interannuelle

Le coefficient de variation est relativement fort:

$$C_v = 0,467$$

BASSIN DE CHAMAREL

APPORTS

Tableau n°2

Rang	F(dép.)	Année	L(mm)	V(10 ⁶ m ³)
1	0,017	79/80	2290	40,906
2	0,050	52/53	2281	40,746
3	0,083	57/58	1814	32,403
4	0,117	66/67	1671	29,849
5	0,150	54/55	1666	29,760
6	0,183	61/62	1646	29,402
7	0,217	51/52	1523	27,205
8	0,250	53/54	1484	26,509
9	0,283	59/60	1456	26,009
10	0,317	55/56	1287	22,990
11	0,350	69/70	1285	22,954
12	0,383	67/68	1262	22,543
13	0,417	56/57	1106	19,756
14	0,450	76/77	1090	19,471
15	0,483	63/64	1084	19,363
16	0,517	64/65	1063	18,988
17	0,550	78/79	1042	18,613
18	0,583	58/59	1021	18,238
19	0,617	72/73	921	16,452
20	0,650	77/78	843	15,059
21	0,683	75/76	825	14,737
22	0,717	65/66	773	13,808
23	0,750	71/72	723	12,915
24	0,783	80/81	697	12,451
25	0,817	74/75	665	11,879
26	0,850	70/71	625	11,164
27	0,883	73/74	491	8,771
28	0,917	60/61	440	7,860
29	0,950	68/69	400	7,145
30	0,983	62/63	171	3,055

N = 30

$\bar{m} = 20,03$

s = 9,365

Cv = 0,46747

l = 4,57616

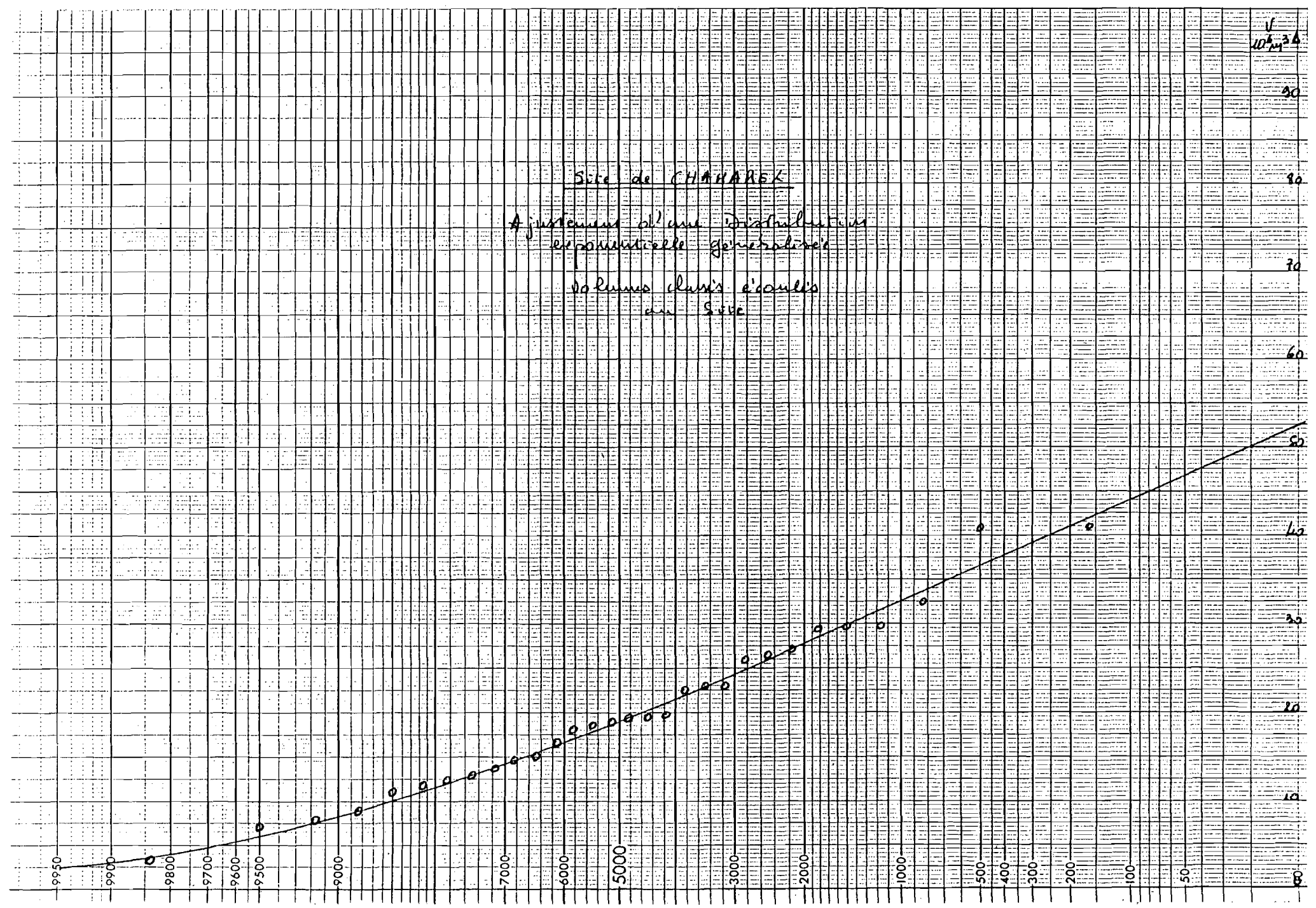
G1 = 0,45296

V
 $10^4 m^3/s$

Site de CHAHAREK

Ajustement d'une distribution
exponentielle généralisée

volumes classés d'écouls
au Site



BASSIN DE CHAMAREL

APPORTS

Valeurs théoriques issues des ajustements de lois:

F(dép.)	Gib.Gauss	Gumbel	Pear.III	D.E.G.
0,001	71,7	66,3	61,6	52,8
0,005	57,0	54,5	52,2	47,0
0,01	51,1	49,4	48,0	44,2
0,02	45,2	44,3		41,2
0,05	37,7	37,5	37,5	36,7
0,10	32,1	32,3	32,6	32,7
0,25	24,5	24,9	25,3	26,1
0,50	18,1	18,5	18,6	19,3
0,75	13,4	13,4	13,2	13,1
0,90	10,3	9,72	9,33	8,33
0,95	8,73	7,80	7,45	6,01
0,98	7,28	5,85		3,91
0,99	6,45	4,66		2,81
0,999	4,59	1,70	2,50	0,835

Alors que pour la pluviométrie annuelle nous avons :

$$C_v = 0,144$$

Pour la période de 10 ans où les observations de pluies et de débits ont été effectuées, nous avons :

$$V = 1,021 \cdot P - 1313 \quad (\text{mm})$$

et pour les valeurs moyennes :

$$\bar{V} = 921,4 \text{ mm}$$

$$\bar{P} = 2188 \text{ mm}$$

La différence correspond sensiblement à l'évapotranspiration, soit :

$$\text{ETP} \neq 1250 \text{ mm}$$

Sur les graphiques 4 et 5 nous avons porté les volumes transités au site et cumulés, en fonction du temps. La plus forte variation intervient en 1968-70, nous l'avons amplifiée sur le graphique 5.

Nous avons effectué l'analyse de la régularisation à partir de ce graphique. Y sont portées les valeurs du volume nécessaire de la retenue pour la régularisation interannuelle dans le cas le plus défavorable de la période des observations.

Dans le tableau n°4 nous présentons les résultats de cette analyse. Les coûts mentionnés en colonne (9), coûts de l'aménagement sont tirés du rapport SOGREAH - SIGMA du mois d'Octobre 1981 et actualisés.

En fait, le calcul est effectué à partir de 3 crues dont les fréquences sont connues. D'après la loi d'ajustement utilisée (DEG) les fréquences de ces crues sont les suivantes :

$$1967/68 : 0,395$$

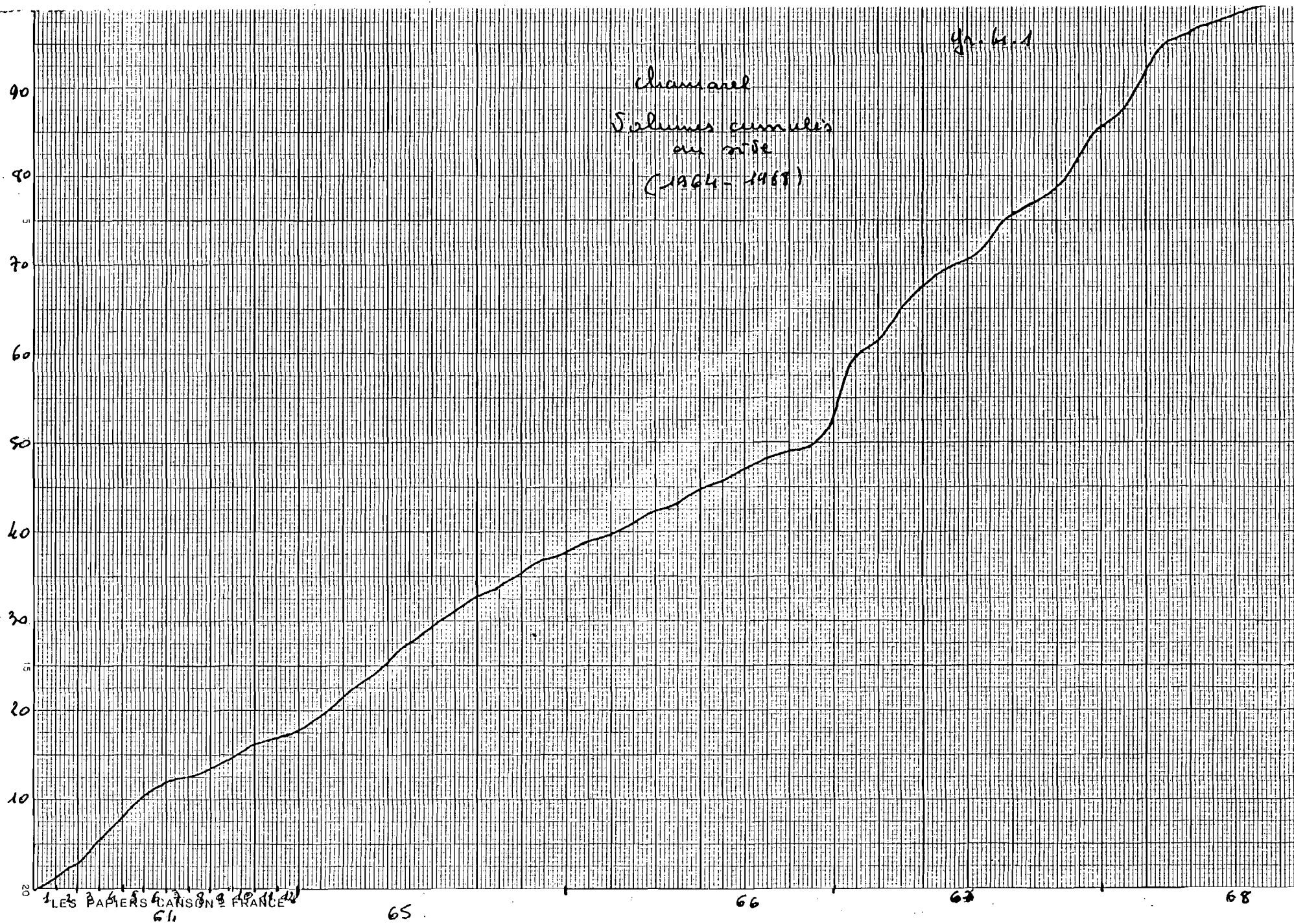
$$1968/69 : 0,940$$

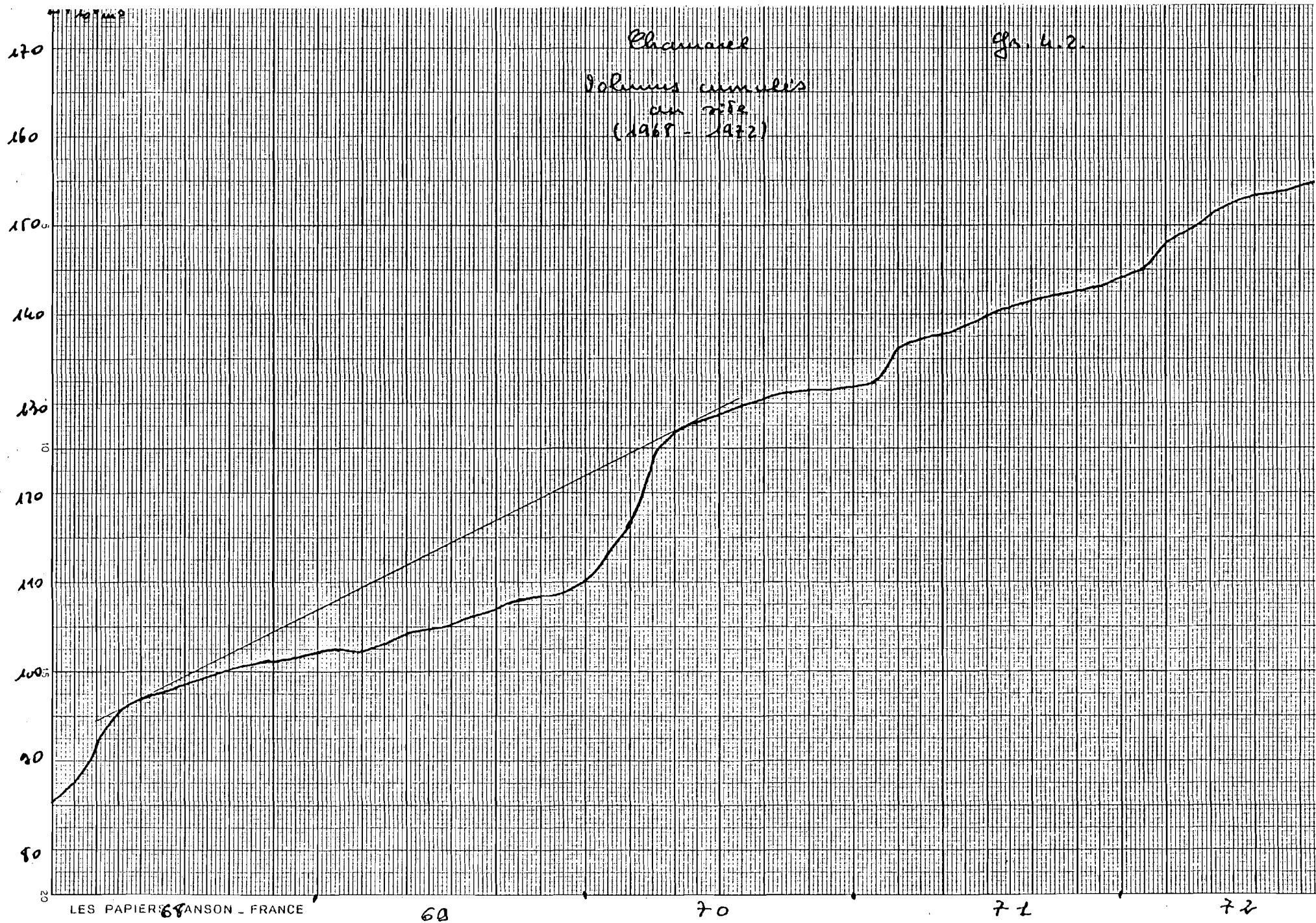
$$1969/70 : 0,379$$

Nous avons deux crues fortes encadrant une année à hydraulicité très faible. La probabilité d'un tel événement qui conditionne la régularisation est sensiblement égal au produit des trois probabilités. L'événement aurait une période de retour supérieure à 100 ans (111). L'utilisation de la succession chronologique de ces trois années conduit à une fréquence trop faible pour être économiquement intéressante. La rentabilité de la régularisation doit être assurée 8 fois sur 10. Afin de mieux connaître le volume optimal à régulariser nous effectuons un tirage au hasard dans la loi définie ci-dessus. Les paramètres sont déterminés par l'échantillon des valeurs observées. En outre il apparaît que le volume maximal de la retenue nécessaire pour la régularisation est sensiblement égal à l'écart entre deux crues (écart positif) multiplié par le facteur 0,76 :

$$V_{\text{rég.}} = (V_j - V_{j-1}) \cdot 0,76$$

Nous créons un échantillon fictif de 51 valeurs de V et donc de 50 valeurs de DV.0,76. Ce dernier est donc issu de la distribution ci-dessus. Les fréquences sont tirées au hasard et la loi donne la valeur de DV.0,76 correspondante.





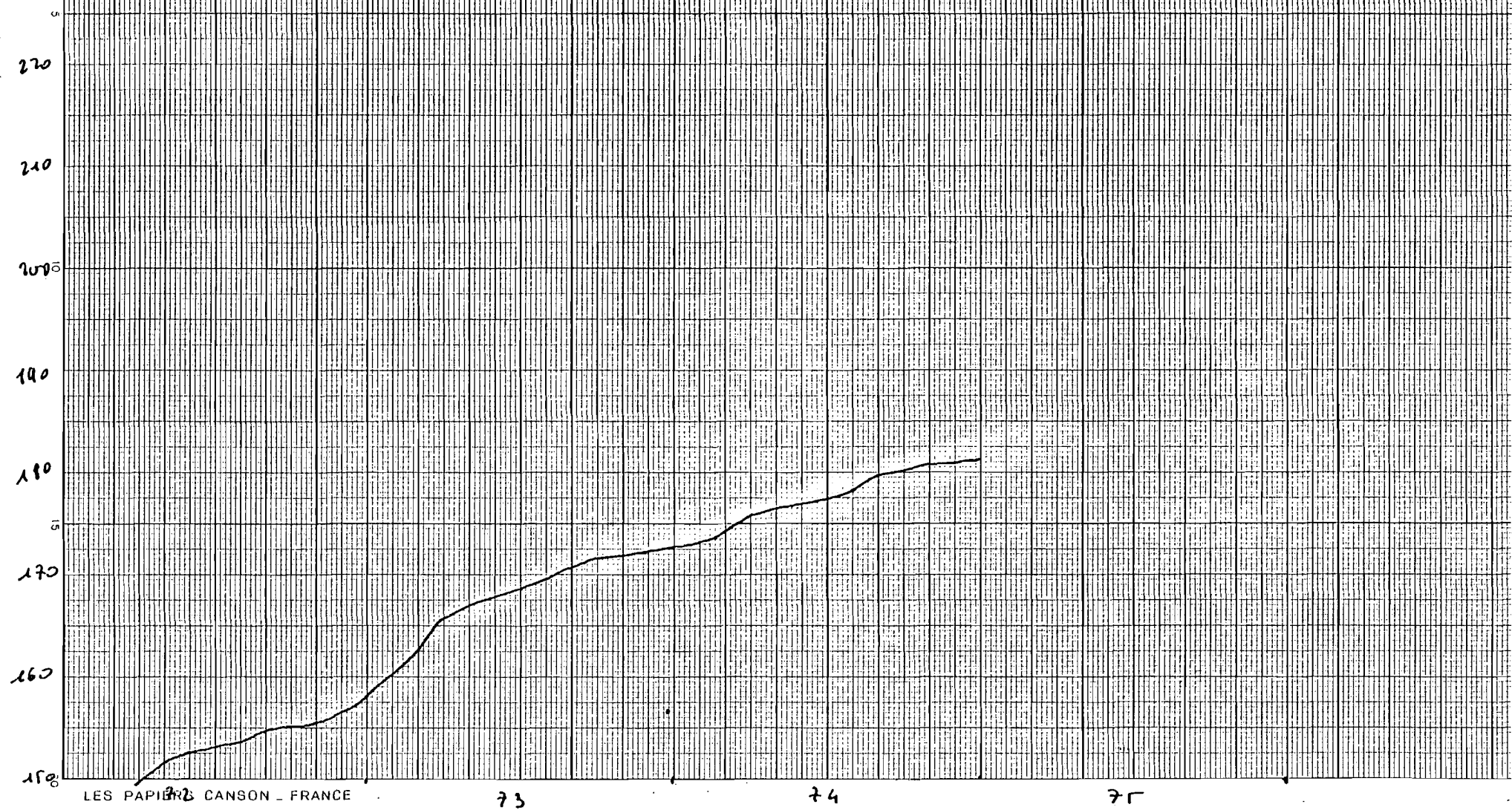
15
A 10 6 11 3

Chamarel

fig. 43

Solennes cumule's
au mde

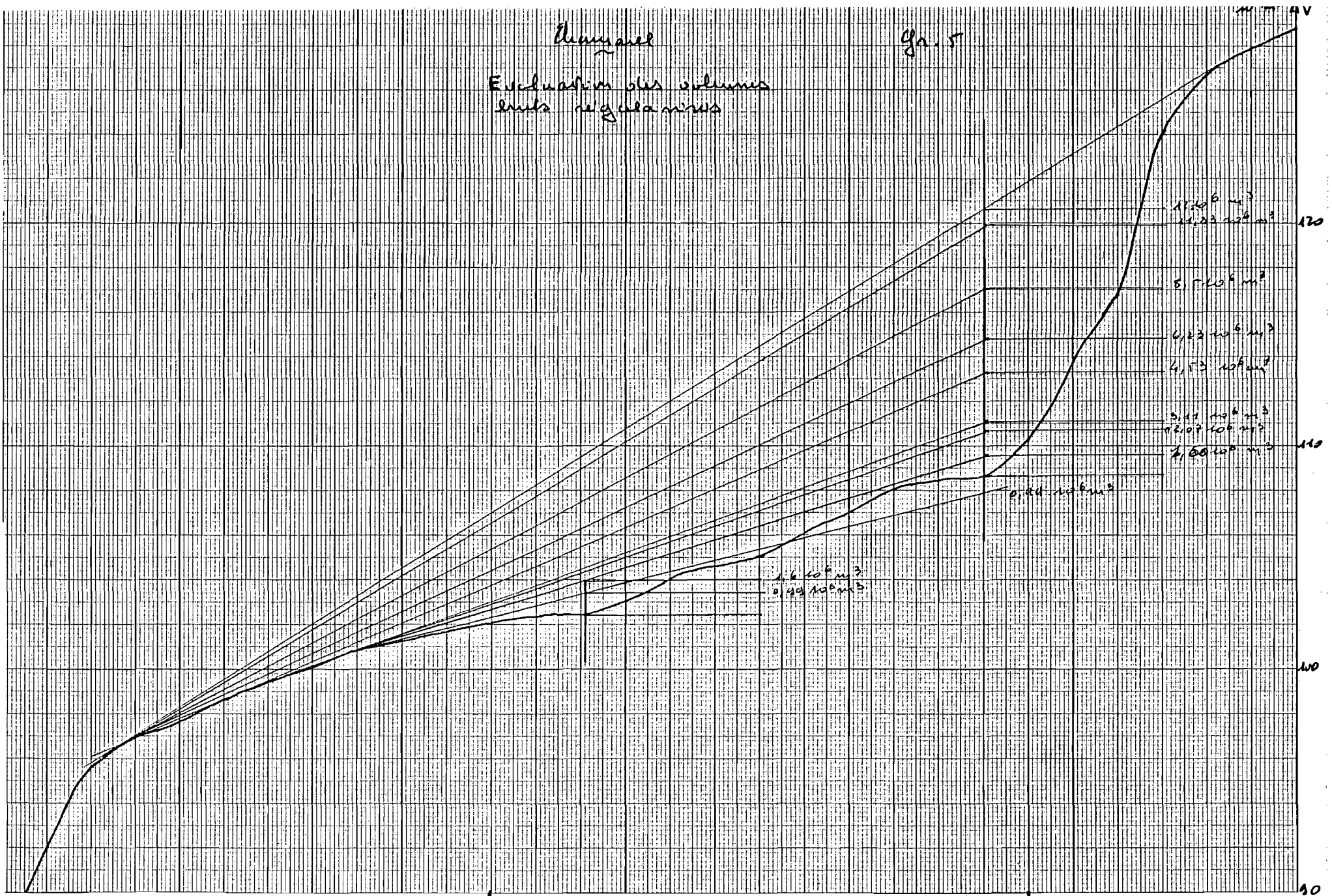
(1972 - 1974)



Manuel

Gr. 5

Evaluation des volumes
des régularités



L'échantillon obtenu par tirage au hasard présente les caractéristiques suivantes:

$$\begin{aligned} N &= 50 & \text{Moyenne } \bar{m} &= 1,802 \cdot 10^6 \text{ m}^3 \\ & & s &= 6,09465 \cdot 10^6 \text{ m}^3 \\ & & C_v &= 3,38216 \\ & & l &= 0,08742 \\ & & G_1 &= 0,26049 \end{aligned}$$

Cet échantillon a été tiré d'une DEG, il en suit lui-même une dont les paramètres sont :

$$\begin{aligned} d &= 0,36945 \\ s &= 17,19542 \\ x_0 &= -13,51915 \end{aligned}$$

Cet ajustement nous fournit le volume de la retenue nécessaire en fonction de la période de retour :

F(dép.)	P(ret.)	Vret. (10^6 m^3)	Vrég. brut
0,99	100	16,7	19,5
0,98	50	14,9	18,8
0,95	20	12,3	18,3
0,90	10	9,9	18,2
0,80	5	7,0	18,7

Si nous voulons garantir la régularisation jusqu'à la fréquence 0,8 il faut prévoir une retenue de $7 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ qui correspond à un volume régularisé brut de :

$$F = 0,80 : \text{Vrég. brut} = (7,0 + 11,66) \cdot 10^6 = 18,66 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Au stade des études hydrologiques de régularisation de la présente note, cette précision est suffisante pour l'évaluation sommaire du coût de l'aménagement et de sa rentabilité. Au stade suivant il conviendra de simuler mois par mois sur une longue période (50 ans min.) le fonctionnement de l'aménagement.

Reste à déduire le volume à compenser du fait de l'aménagement et l'évaporation du plan d'eau.

La compensation est prise égale à $1,66 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ et l'évaporation pour une retenue de 7 millions de m^3 est égale à :

$$v_{\text{etp}} = 0,57 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Soit un volume total à compenser de :

$$v_c = (0,57 + 1,66) \cdot 10^6 = 2,23 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Et :

$$V_{\text{RN}} = 18,66 - 2,23 = 16,43 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Soit un débit d'équipement moyen de :

$$Q_{\text{RN}} = 0,521 \text{ m}^3/\text{s}$$

BASSIN DE CHAMAREL

Tableau n°4

(Retenue - Calculs effectués sur les années 68-69-70)

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
Niveau max eau (pieds)	Crête barrage (pieds)	Capacité retenue (10 ⁶ m ³)	Volume annuel rég. brut "	Période critique (mois)	Compensation (10 ⁶ m ³)	Evap. (10 ⁶ m ³)	Gain net utile (10 ⁶ m ³)	Coût Aménagement (MRs)	Puissance fournie (GWH)
872	882	12,00	14,9	579	1,66	0,88	12,36	182	6,47
870	880	11,33	14,55	575	1,66	0,84	12,05	171	6,31
860	870	8,50	12,74	575	1,66	0,65	10,44	127	5,47
850	860	6,23	11,33	570	1,66	0,52	9,15	97	4,79
840	850	4,53	10,21	495	1,66	0,45	8,10	66	4,24
830	840	3,11	9,39	426	1,66	0,39	7,34	50,4	3,84
820	830	2,07	8,45	420	1,66	0,32	6,47	45	3,39
810	820	0,99	6,00	144	1,66	0,26	4,08	(35)	2,14

Ce débit correspond à la fréquence 0,8 au dépassement. L'énergie obtenue avec la chute admise de 226 mètres et un rendement arbitraire de 0,8 est:

$$W = 8,1 \text{ GWH}$$

4.2. Débits journaliers classés

Les débits journaliers ont été classés pour la période 1964-1974. les fréquences de dépassement en % sont les suivantes :

Q(l/s)	F(dép.en %)	Nombre de jours/an moyen
85	96,37	352
141	87,33	319
283	57,22	209
424	38,05	139
566	25,91	95
707	18,77	69
849	15,03	55
1132	6,65	24
1698	3,66	13
3537	1,00	4
5660	0,42	1

Nous voyons qu'un débit d'équipement de 500 l/s ne sera assuré que 110 jours/an environ, sans régularisation, en année moyenne.

Nous rappelons que l'échantillon ci-dessus est sous-estimé (moy. 64/74 = 16 millions de m³), d'environ 25%. La moyenne sur 30 ans atteignant 20 millions de m³.

5. EVALUATION DE LA CRUE DE PROJET

Pendant la période des observations (1964/74) les plus forts débits (moyenne de 24 heures) enregistrés ont été les suivants : (Tableau n° 5)

Année hydro.	Crue max 24 H. (m ³ /s)	Date	Qpointe(m ³ /s)
1964/65	1,06	13,01	4,20
65/66	3,77	16,06	14,70
66/67	31,00	14,01	118
67/68	9,14	10,03	35,2
68/69	1,30	20,04	5,14
69/70	10,26	29,03	39,5
70/71	11,33	8,02	43,6
71/72	5,72	8,02	22,2
72/73	6,43	30,11	24,9
73/74	2,60	11,02	10,2

Site de Chamareh

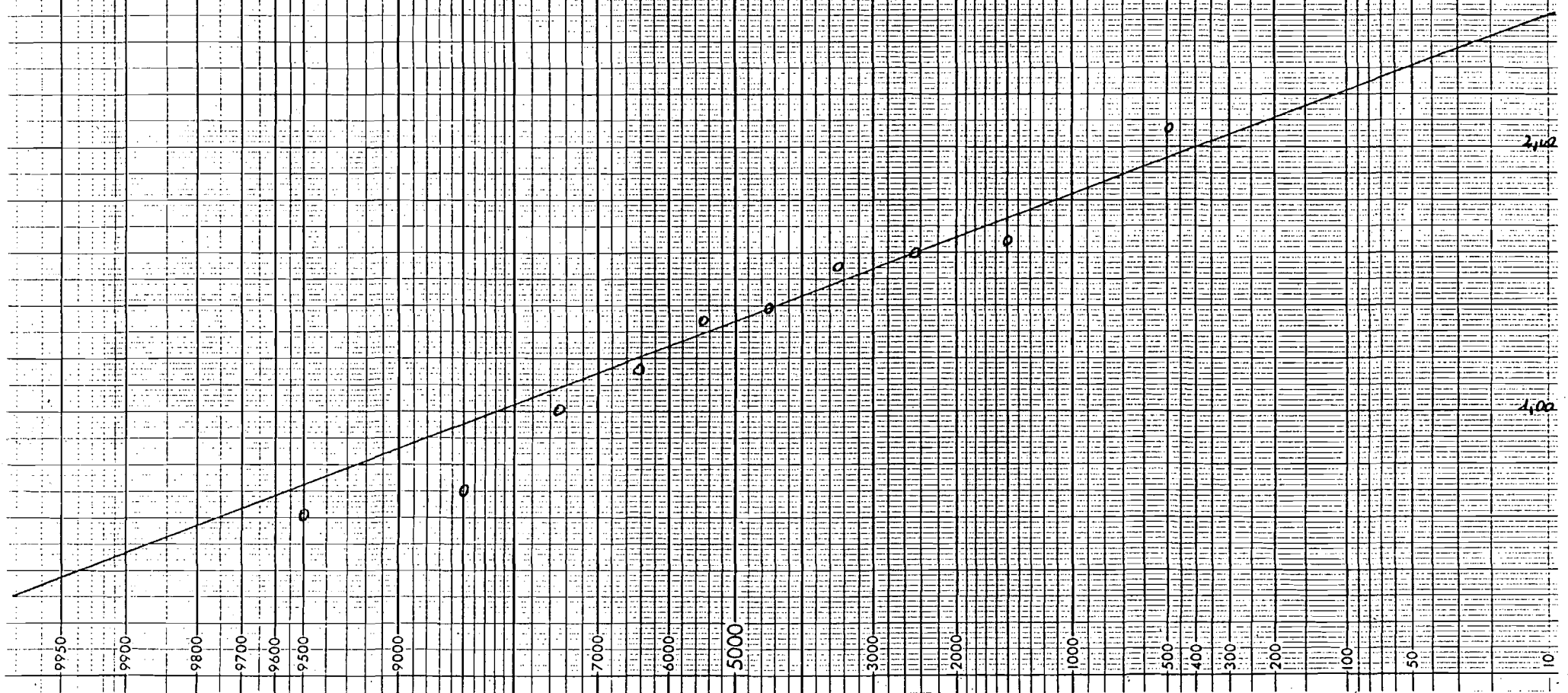
qz n°6

Evaluation de la crue de Projet

$\log P_n$

Ajustement d'une loi de GIBB GAUSS

3,00



2,00

1,00

LA RIVIERE NOIRE A LA STATION Q1

1. PARAMETRES PHYSIQUES DU BASSIN VERSANT

Coordonnées de la station : Latitude : 20° 22' 43" S
Longitude: 57° 24' 37" E
Superficie du bassin versant : 25,84 km²
Périmètre " " : 22,85 kms
Coefficient de compacité Kc = 1,259
Rectangle équivalent : L = 8,319 kms
l = 3,106 kms
Point culminant du bassin : Hmax = 828 m
Altitude station : Hmin = 66 m
Pente moyenne : I = 500/8,319 = 60 m/km
Fonction de pente : F(I) = 0,51479.I^{0,32172} = 1,923

2. PLUVIOMETRIE

L'écoulement transitant à la station provient des zones très arrosées du plateau et des pentes des gorges de la Rivière NOIRE. C'est pour cela que nous n'avons pris en compte que les deux stations de MARE LONGUE et de PETRIN qui sont représentatives de la partie amont du bassin. Ces deux stations ont été observées pendant 30 années consécutives communes.

N = 30 Pondération effectuée par la méthode de THIESSEN.

Coef. PETRIN = 0,6453 Coef. MARE LONGUE = 0,3547

La liste des hauteurs annuelles se trouve en annexe (1). Les volumes classés correspondants, transitant à la station de jaugeages ont permis d'ajuster quatre lois statistiques dont les résultats se trouvent en annexe(2). Les graphiques n°2 et 3 représentent les ajustements.

3. AMENAGEMENT AVEC REGULARISATION INTERANNUELLE

3.1. Calcul de régularisation d'après les observations

Le tableau n°1 contient les moyennes mensuelles du débit pour la période des observations, soit de Janvier 1968 à Décembre 1972. Ce tableau contient dans sa deuxième partie les volumes mensuels cumulés depuis Janvier 1968.

graphique n° 1

Diverses données

Relation entre les précipitations
annuelles et la lame d'eau
écoulée

4
Lc
(mm)

1000

500

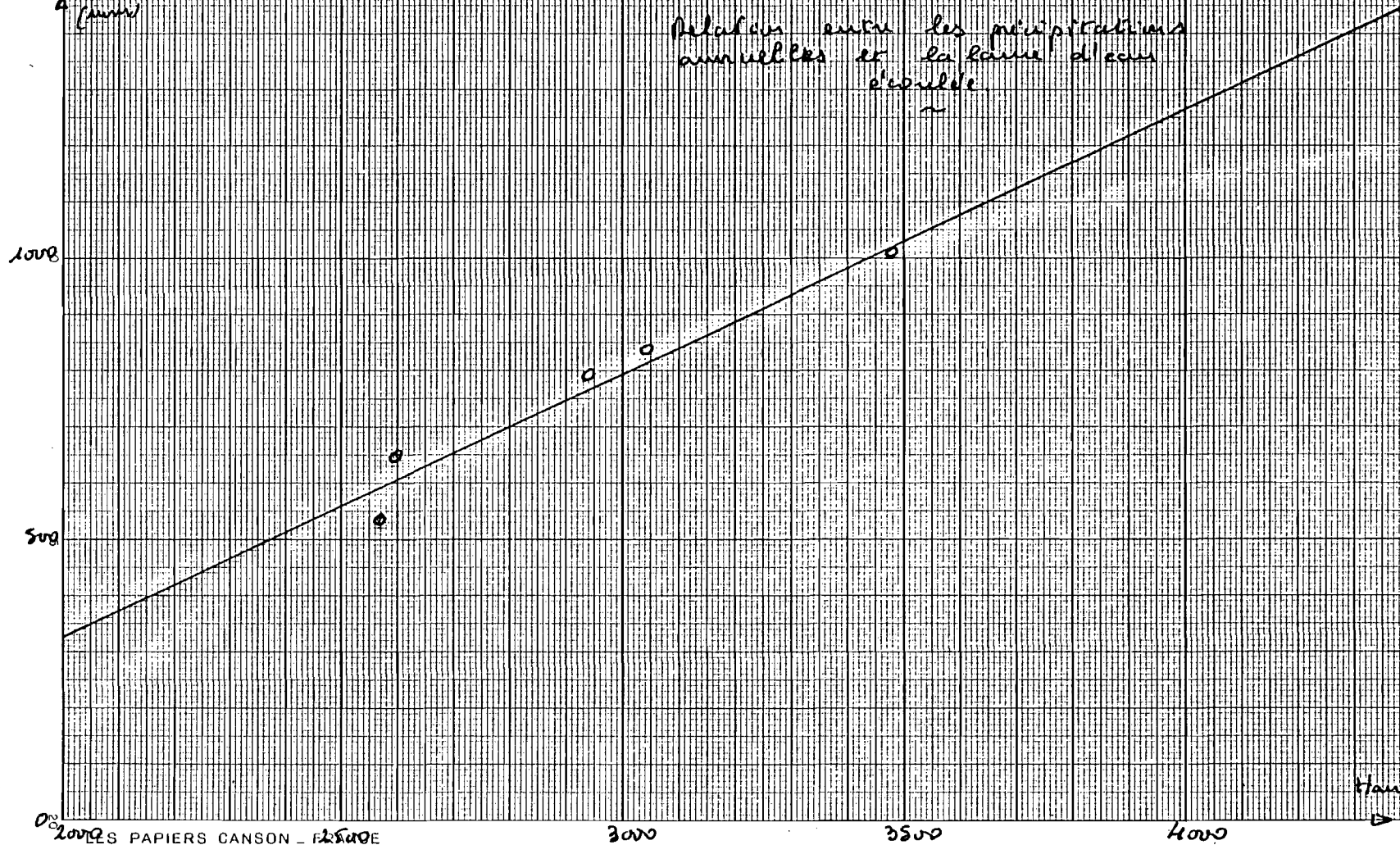
0
LES PAPIERS CANSON - 12500

3000

3500

4000

Hauteur des Préc.
→ millimètres



Le cumul de ces volumes nous a permis de tracer les graphiques n° 4 et 5. Sur le graphique n°5 nous déterminons les volumes de retenues nécessaires à la régularisation interannuelle.

dans le tableau n°2 nous avons reporté, en fonction des diverses cotes, les éléments de calcul suivants:

- Cote du plan d'eau (1),
- cote de l'ouvrage (crête) (2),
- Volume de la retenue (3),
- Volume régularisé brut (4),
- Compensation du barrage + évaporation (5)
- Volume régularisé net (6) -.

Tableau n° 2

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
105,00	108,00	2,5	12,9	2,69	10,2
11,20	114,20	4,0	14,4	2,80	11,6
117,55	120,55	6,0	15,6	2,92	12,7
122,45	125,45	8,0	16,8	3,02	13,8
126,45	129,45	10,0	18,0	3,12	14,9
130,20	133,20	12,2	19,4	3,21	16,2

La fréquence de l'évènement qui engendre un volume nécessaire de $12,2 \cdot 10^6$ m³ pour régulariser la crue correspondante est très faible, elle n'excède pas 0,04 soit une période de retour de 25 ans.

Si l'on examine la série des 30 valeurs du volume annuel écoulé à la station, l'écart entre deux volumes annuels correspond sensiblement au volume nécessaire à la régularisation. Afin de bien connaître et d'optimiser le volume de la retenue, nous effectuerons dans ce qui suit une simulation au niveau des apports mensuels dans la retenue.

3.2. Ouvrage sans régularisation

Nous avons reporté dans le tableau n°3 les débits journaliers classés en nombre de jours où une valeur donnée est dépassée. Ce tableau correspond à la période 1968-1972.

Le graphique n°6 représente la courbe des débits journaliers classés pour la période ci-dessus.

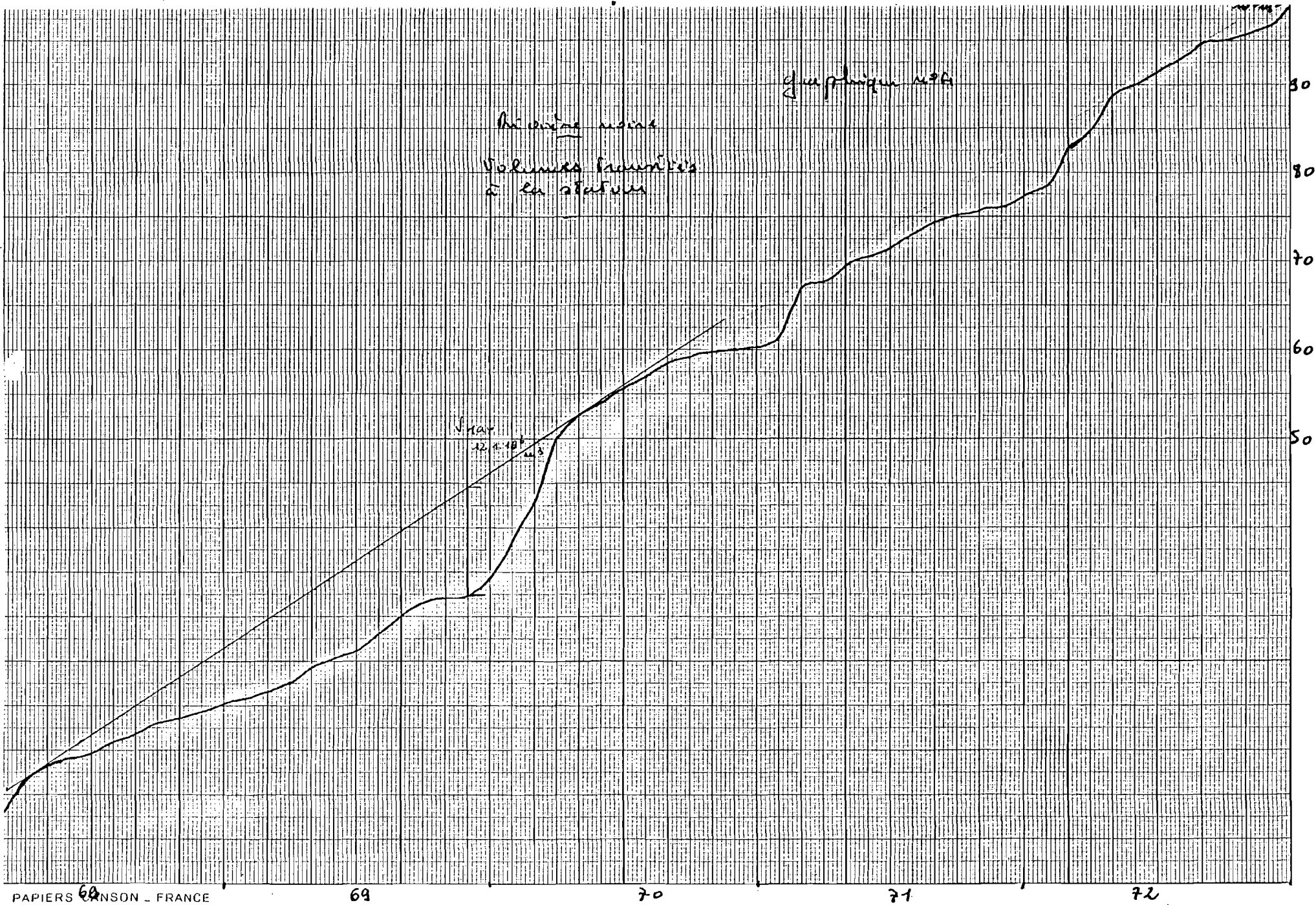
4. CRUE DE PROJET

La plus forte averse ponctuelle observée en 24 heures à la station de VACOAS a atteint la valeur de 490 mm. La période d'observation couvrant sensiblement 100 ans (1888-1981). Nous effectuons le calcul de la crue de projet à l'aide de cette valeur.

L'estimation de la crue se fait à partir de la formule empirique utilisée à MADAGASCAR :

$$Q = F(I) \cdot Q'(S, H)$$

Dans le cas présent (§1.) : $F(I) = 1,923$



Vacuum
10⁶ m³

Reactive Water
~
Polyethylene surface
intercommunities
~

gas

6025

5020

4025

3010

20

10

10.0 10⁶ m³

10.0 10⁶ m³

8.0 10⁶ m³

6.0 10⁶ m³

4.0 10⁶ m³

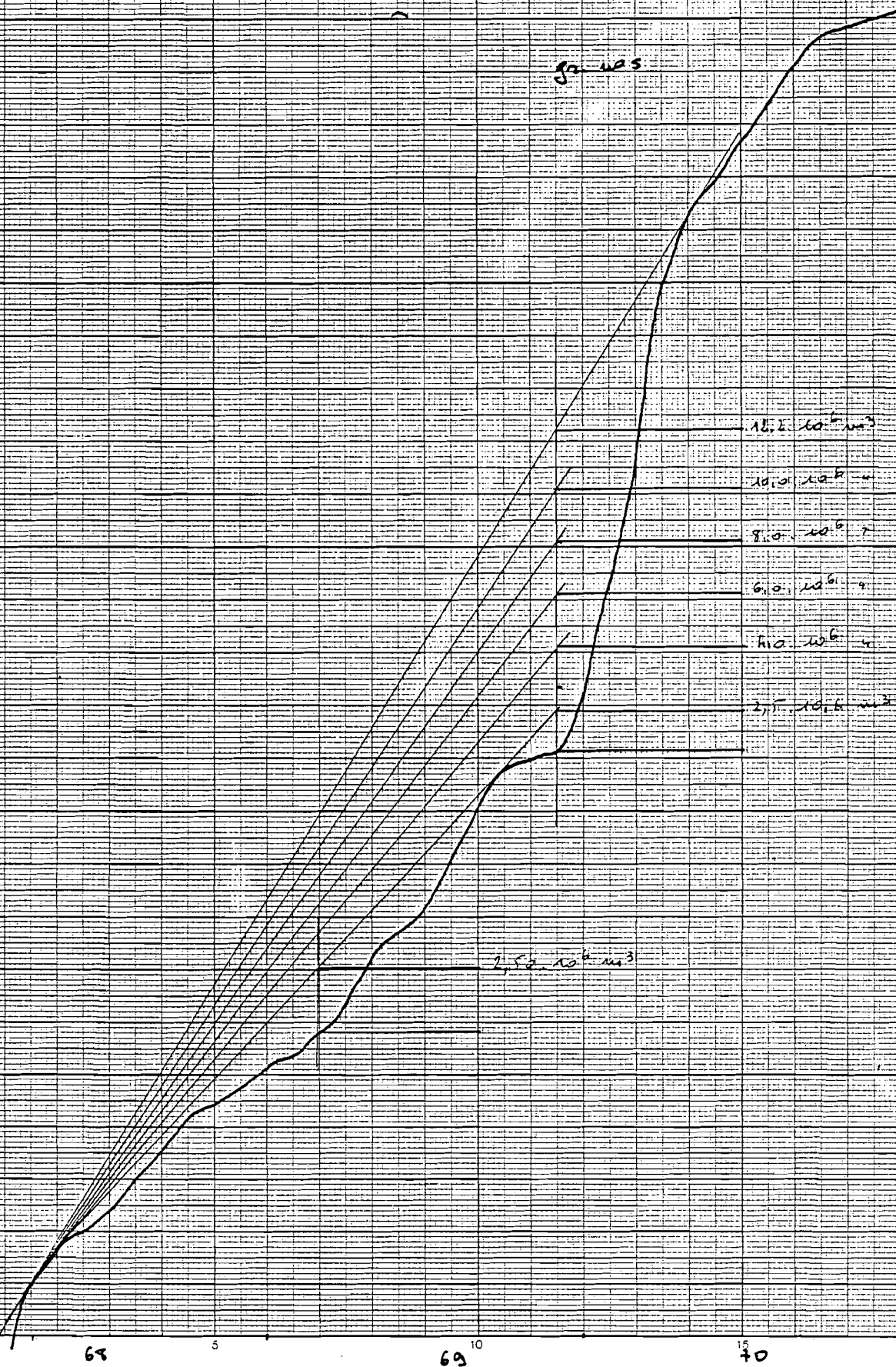
2.5 10⁶ m³

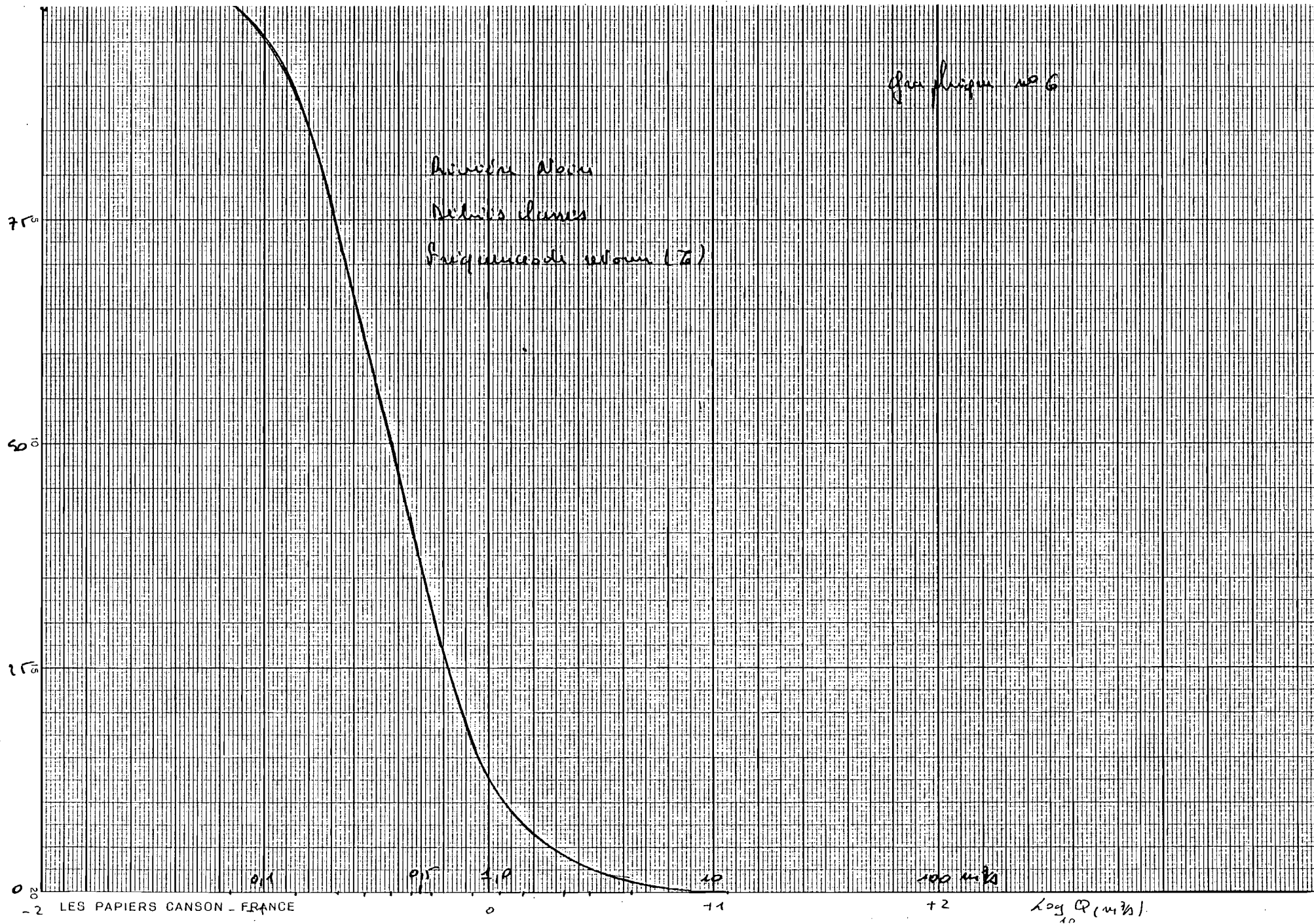
2.5 10⁶ m³

65

69

70





SITE DE RIVIERE NOIRE

Tableau n°1

DEBITS MOYENS MENSUELS

(m³/s)

ANS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	$\bar{Q}_{an.}$	$V(10^6 m^3)$
68	0,932	2,075	1,633	0,513	0,282	0,323	0,461	0,358	0,492	0,200	0,252	0,327	0,650	20,500
69	0,129	0,381	0,407	0,678	0,353	0,351	0,758	0,652	0,592	0,153	0,082	0,748	0,441	13,907
70	1,693	1,202	2,659	0,973	0,509	0,587	0,526	0,572	0,362	0,146	0,108	0,117	0,826	26,041
71	0,352	2,377	0,274	0,774	0,315	0,360	0,628	0,442	0,323	0,151	0,236	0,347	0,535	16,858
72	0,367	1,870	0,746	1,647	0,454	0,563	0,420	0,725	0,210	0,268	0,281	0,865	0,689	21,767

VOLUMES CUMULES ($10^6 m^3$)

ANS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
68	2,50	7,52	11,9	13,2	14,0	14,8	16,0	17,0	18,3	18,8	19,5	20,3
69	20,7	21,6	22,7	24,5	25,4	26,3	28,3	30,1	31,6	32,0	32,2	34,3
70	38,8	42,9	50,0	52,5	53,9	55,4	56,8	58,4	59,3	59,7	60,0	60,3
71	61,2	67,0	67,7	69,7	70,6	71,5	73,2	74,4	75,2	75,6	76,2	77,2
72	78,1	82,7	84,7	88,9	90,1	91,6	92,7	94,7	95,2	95,8	96,6	98,9

Station 011

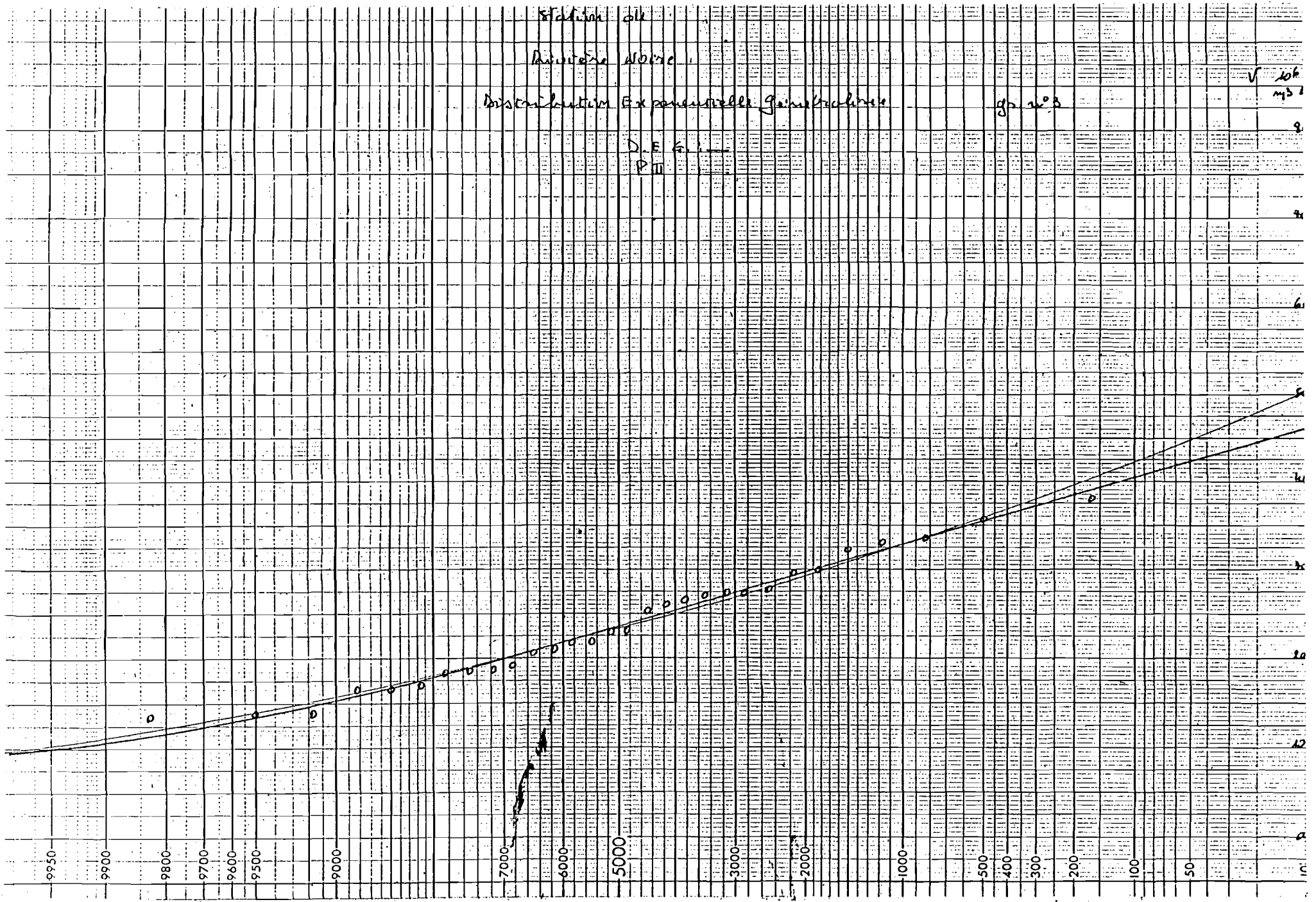
Donnée No 10

Distribution Exponentielle Généralisée

gr 203

$\sqrt{206}$
m/s

D.E. G. m.
P. m.



SITE DE RIVIERE NOIRE

Pluviométrie annuelle (mm)

Annexe 1.

Année	H pondérée	H écoulee	
1951	3003	(800)	Coefficients de THIESSEN:
2	3574	(1067)	
3	3580	(1070)	MARE LONGUE : $c = 0,3547$
4	3734	(1142)	PETRIN : $c = 0,6453$
55	3544	(1053)	
6	3189	(887)	Pour les deux stations : $N = 30$
7	3094	(843)	Période 1951-80
8	4044	(1287)	Régression linéaire: $N = 5$
9	3497	(1031)	$r = 0,977$
1960	3956	(1246)	$P_0 = 1295$ (ETP)
1	2873	(739)	
2	3587	(1073)	
3	2650	(635)	
4	4069	(1299)	
65	4249	(1383)	Hé. = $0,46824 \cdot H_p - 606$
6	3205	(894)	<u>Echantillon Hé. étendu :</u>
7	3771	(1160)	$\bar{m} = 926,8$ mm
8	2938	793	$s = 260,0$ mm
9	2567	538	$C_v = 0,28054$
1970	3475	1008	$l = 12,70611 = \frac{m^2}{s^2}$
1	2594	652	$G_1 = 0,29561 =$ Coef. d'asymétrie
2	3081	840	
3	2818	(713)	<u>Ajustement des deux lois</u> (en $10^6 m^3$)
4	2410	(522)	
75	2693	(655)	
6	2825	(717)	
7	2850	(728)	
8	2525	(576)	
9	3393	(983)	
1980	4434	(1470)	
			F(dép.) GIBRAT GAUSS GUMBEL
			0,001 53,98 45,99
			0,002 50,93 44,48
			0,005 46,85 42,31
			0,01 43,75 40,51
			0,02 40,59 38,53
			0,05 36,25 35,55
			0,10 32,82 32,88
			0,25 27,75 28,44
			0,50 23,05 23,59
			0,75 19,15 19,01
			0,90 16,20 15,35
			0,95 14,65 13,45
			0,98 13,10 11,66
			0,99 12,14 10,67
			0,995 11,34 9,91
			0,998 10,44 9,17
			0,999 9,84 8,76

RIVIERE NOIRE - SITE

Annexe 2

VOLUMES ECOULES CLASSES

(10⁶ m³)

Rang	F(dép.)	Année	Vé.	<u>Echantillon des volumes écoulés:</u>				
1	0,017	1980	37,98	$\bar{V} = 23,949.10^6 \text{ m}^3$ $s = 6,719$ $Cv = 0,28056$ $l = 12,70401$ $G1 = 0,29545$				
2	0,050	1965	35,74					
3	0,083	1964	33,57					
4	0,117	1958	33,26					
5	0,150	1960	32,20	Ajustements des lois de GIBRAT GAUSS, PEARSON III, GUMBEL, DEG :				
6	0,183	1967	29,97					
7	0,217	1954	29,51					
8	0,250	1962	27,73					
9	0,283	1953	27,65	F G.G. DEG P III GUM.				
10	0,317	1952	27,57					
11	0,350	1955	27,21					
12	0,383	1959	26,64	F	G.G.	DEG	P III	GUM.
13	0,417	1970	26,05	0,001	54,0	46,0	50,2	57,1
14	0,450	1979	25,40	0,002	50,9	44,5		53,5
15	0,483	1966	23,10	0,005	46,9	42,3	44,8	48,7
16	0,517	1956	22,92	0,01	43,8	40,5	42,3	45,0
17	0,550	1957	21,78	0,02	40,6	38,5		41,4
18	0,583	1972	21,71	0,05	36,3	35,5	36,0	36,6
19	0,617	1951	20,67	0,10	32,8	32,9	32,8	32,7
20	0,650	1968	20,49	0,25	27,8	28,4	28,1	27,5
21	0,683	1961	19,10	0,50	23,1	23,6	23,3	22,8
22	0,717	1977	18,81	0,75	19,2	19,0	19,1	19,2
23	0,750	1976	18,53	0,90	16,2	15,3	15,8	16,6
24	0,783	1973	18,42	0,95	14,7	13,5	14,1	15,2
25	0,817	1975	16,92	0,98	13,1	11,7		13,8
26	0,850	1971	16,85	0,99	12,2	10,7	11,1	12,9
27	0,883	1963	16,41	0,995	11,3	9,9	10,1	12,2
28	0,917	1978	14,88	0,998	10,4	9,2		11,3
29	0,950	1969	13,90	0,999	9,8	8,8	8,3	10,8
30	0,983	1974	13,49					

TAMARIND FALLS

1. SITUATION GEOGRAPHIQUE

Le réservoir de TAMARIND FALLS reçoit les eaux de divers ruisseaux et les lachures des MARES de VACOAS et MARE LONGUE, toutes deux gérées par le CWA et le CEB.

La présente étude a pour but d'estimer le dimensionnement du réservoir de TAMARIND FALLS afin d'optimiser l'utilisation des apports du complexe des mares et des ruisseaux.

Les débits issus de MARE LONGUE et de la MARE aux VACOAS étant totalement artificiels (maîtrise totale au niveau de la gestion des retenues), nous avons considéré séparément les apports des MARES et des ruisseaux.

Nous disposons des relevés continus depuis Mars 1976 à Octobre 1982 pour toutes les stations contrôlant les apports arrivant au réservoir de TAMARIND FALLS. Soit 7 stations :

- S11 : lachures du réservoir de MARE LONGUE,
- S10 : débits de la rivière TAMARIN et lachures de la MARE aux VACOAS,
- S12 : Débits du ruisseau CRESSON,
- S13 : " " " BIGAIGNON,
- S14 : " " " COMERAGE,
- S15 : " " " DIMANCHE,
- S16 : " " " BAMBOUS qui reçoit le trop-plein du réservoir de MARE LONGUE.

Le bassin versant étudié a été limité à la zone ne comprenant pas le bassin de la MARE aux VACOAS. Les débits provenant de la mare sont pris en compte à la station S10.

2. PARAMETRES PHYSIQUES DU BASSIN VERSANT

Nous ne précisons ici que quelques paramètres intervenant au niveau du ruissellement, le dimensionnement de la retenue étant estimé à partir de l'échantillon des débits observés.

Aire du bassin : 21,47 km² (non compris la zone M.A.V.)

Coefficients de THIESSEN :

<u>Sations</u>	<u>Coordonnées</u>	<u>Coefficients</u>
MARE LONGUE	20°22'30" S 57°27'30" E	0,5143
PETRIN	20°24'20" S 57°28'05" E	0,1577
BONNEFIN	20°21'25" S 57°29'38" E	0,0508
TAMARIN	20°21'04" S 57°27'17" E	0,2773

3. OBSERVATIONS DES DEBITS

Nous disposons des débits observés aux stations mentionnées dans le paragraphe 1. et ceci pour la période 3/76 à 10/82. Disposant des relevés mensuels aux stations S11 de 11/71 à 10/79, de ceux des stations S12 à S16 de 11/73 à 10/79, nous avons établi deux régressions :

- Entre débits moyens mensuels (en cusecs) à S11 et sous-total S10 + S11,
- Entre S12+S15 et sous-total des débits moyens mensuels aux stations S12 à S16.

Dans les deux cas les valeurs communes constituent des échantillons de taille $N = 30$.

- régression n° 1 : $N = 30$ $r = 0,903$ $a = 1,3287$
 $b = 158,5$
- régression n° 2 : $N = 30$ $r = 0,981$ $a = 4,32985$
 $b = 65,2$

Ces deux régressions ont permis de dresser les tableaux 1 et 2 correspondants aux deux sous-totaux suivants :

- Volumes mensuels issus des deux mares (en 10^6 m³),
- " " " " ruisseaux.

Le tableau 3 contient le bilan mensuel et annuel des volumes transitant par la retenue de TAMARIND FALLS. Nous avons porté dans ce tableau les volumes cumulés depuis le mois de Novembre 1972.

4. DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR DE TAMARIND FALLS

Le graphique n°1 représente l'évolution des volumes cumulés transitant par la retenue et ceci pendant la période la plus critique. Ce graphique nous permet d'estimer sommairement le volume nécessaire pour régulariser au niveau inter-annuel les débits au droit de la chute.

L'évaporation est estimée comme pour CHAMAREL à 1250 mm par an et la compensation totale est prise égale à 2,5 millions de m³ par an.

Le tableau ci-dessous donne les valeurs de la vanche utile en fonction du volume total de la retenue :

Capacité de la retenue	volume annuel régul. brut	Compensation + évaporation	Gain net utile
12,1	28,2	2,5	25,7
8,0	26,5	2,5	24,0
5,2	23,3	2,5	20,8
4,2	21,1	2,5	18,6

Toutes les valeurs sont données en 10^6 m³.

DEBITS DES RIVIERES TAMARIN ET MARE LONGUE

STATIONS S10 et S11

(en 10⁶ m3)

TABLEAU N°1

Année	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	TOTAL
1970/71	1,140	0,897	0,897	1,457	2,649	3,061	2,454	1,286	1,598	1,598	1,560	1,598	20,195
1971/72	1,330	0,879	0,962	0,806	2,377	2,459	3,703	2,616	1,540	0,663	1,540	1,611	20,485
1972/73	0,671	0,970	0,906	0,543	0,942	3,235	2,451	1,953	1,400	0,951	1,267	1,731	17,029
1973/74	2,046	1,852	0,636	0,692	1,734	2,462	1,888	0,707	0,752	1,285	0,869	1,797	16,718
1974/75	2,147	0,736	0,765	0,502	0,839	0,982	0,826	2,184	2,733	4,043	1,332	1,479	19,568
1975/76	1,216	0,937	0,494	0,597	1,413	1,944	1,210	1,542	0,909	1,652	1,439	1,290	14,643
1976/77	1,406	1,361	1,532	1,129	1,818	2,496	1,851	1,301	2,435	2,083	1,079	0,314	18,804
1977/78	0,141	0,388	0,958	0,810	1,518	1,897	1,348	2,778	2,023	1,711	1,523	1,616	16,711
1978/79	0,944	0,814	0,524	3,362	1,289	2,065	1,206	1,251	1,943	1,590	1,071	1,785	17,842
1979/80	1,342	1,687	4,439	1,716	2,557	1,226	0,781	1,340	1,544	1,927	2,019	1,979	22,556
1980/81	2,278	2,622	2,123	1,961	1,675	3,668	0,986	1,933	2,050	1,940	1,747	1,924	24,909
1981/82	2,098	2,470	1,824	3,579	1,538	1,519	2,593	1,837	2,242	2,688	1,819	2,152	26,358

VOLUMES MENSUELS DES APPORTS
DES RIVIERES AUX STATIONS S12 à S16
(en 106 m3)

TABLEAU N°2

Année	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	TOTAL
1972/73	0,359	0,766	2,272	1,151	2,026	0,489	0,385	0,415	0,848	0,666	0,528	0,354	10,359
1973/74	0,259	0,246	0,246	0,584	0,627	0,424	0,354	0,424	0,575	0,826	0,445	0,298	5,308
1974/75	0,246	0,246	0,493	1,554	0,636	0,528	2,796	0,562	0,445	0,346	0,450	0,350	8,652
1975/76	0,325	0,298	0,281	1,035	0,440	0,322	0,720	1,059	0,648	0,563	0,311	0,209	6,210
1976/77	0,119	0,238	1,652	1,395	0,288	0,598	0,534	0,365	0,359	0,444	0,266	0,159	6,416
1977/78	0,107	0,216	1,103	0,344	0,782	1,418	0,472	0,283	0,391	0,393	0,250	0,125	5,882
1978/79	0,098	0,085	0,391	3,217	0,924	0,548	0,676	0,549	0,367	0,354	0,398	0,161	7,768
1979/80	0,090	0,468	5,359	1,862	2,967	1,327	0,728	0,466	0,286	0,405	0,299	0,272	14,529
1980/81	0,174	0,127	0,448	0,305	1,197	4,257	0,482	0,257	0,274	0,464	0,448	0,271	8,703
1981/82	0,183	0,580	0,460	2,388	0,882	0,580	1,521	1,360	0,913	0,949	0,679	0,712	11,209

TAMARIND FALLS

TABLEAU n°3

VOLUMES TRANSITANT PAR LA RETENUE DE TAMARIND FALLS (10⁶ m³)
ET VOLUMES CUMULES

ANNEE	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	TOTAL
1972/73	1,030 1,03	1,745 2,78	3,278 6,05	1,694 7,75	2,968 10,7	3,724 14,6	2,836 17,3	2,368 19,6	2,248 21,9	1,617 23,5	1,795 25,3	2,085 27,4	27,39
1973/74	2,305 29,7	2,098 31,8	0,882 32,7	1,276 33,9	2,361 36,3	2,886 39,2	2,242 41,4	1,131 42,6	1,327 43,9	2,111 46,0	1,314 47,3	2,095 49,4	22,03
1974/75	2,393 51,8	0,982 52,8	1,258 54,1	2,056 56,1	1,475 57,6	1,510 59,1	3,622 62,7	2,746 65,5	3,178 68,6	4,389 73,0	1,782 74,8	1,829 76,6	27,22
1975/76	1,541 78,2	1,235 79,4	0,775 80,2	1,632 81,8	1,853 83,7	2,266 85,9	1,93 87,9	2,601 90,5	1,557 92,0	2,215 94,2	1,750 96,0	1,499 97,5	20,85
1976/77	1,525 99,0	1,599 101	3,184 104	2,524 106	2,106 108	3,094 112	2,385 114	1,666 116	2,794 118	2,527 121	1,345 122	0,473 123	25,22
1977/78	0,248 123	0,604 124	2,061 126	1,154 127	2,300 129	3,315 132	1,820 134	3,061 137	2,414 140	2,104 142	1,773 144	1,741 145	22,60
1978/79	1,042 146	0,899 147	0,915 148	6,579 155	2,213 157	2,613 160	1,882 161	1,800 163	2,310 166	1,944 168	1,469 169	1,946 171	25,61
1979/80	1,432 172	2,155 175	9,798 184	3,578 188	5,524 193	2,553 196	1,509 197	1,806 199	1,832 201	2,332 203	2,318 206	2,251 208	37,09
1980/81	2,452 210	2,749 213	2,571 216	2,266 218	2,872 221	7,925 229	1,468 230	2,190 233	2,324 235	2,404 237	2,195 239	2,195 241	33,61
1981/82	2,281 244	3,050 247	2,284 249	5,967 255	2,420 258	4,248 262	4,114 266	3,197 269	3,155 272	3,637 276	2,498 278	2,864 281	39,71

1ère ligne = volume écoulé dans le mois - 2ème ligne = Volumes cumulés depuis le 1/11/1972 -.

TABLEAU n°4

TAMARIND FALLS

ETUDE DE LA PLUVIOMETRIE ANNUELLE

ANNEES	P	Ve	Vp
1950/51	2692		57,80
51/52	2696		57,88
52/53	3234		69,43
53/54	2716		58,31
54/55	3175		68,17
55/56	2565		55,07
56/57	2524		54,19
57/58	3552		76,26
58/59	2605		55,93
1959/60	3542		76,05
60/61	1721		36,95
61/62	3832		82,27
62/63	2288		49,12
63/64	3714		79,74
64/65	3408		73,17
65/66	2501		53,70
66/67	3376		72,48
67/68	2905		62,37
68/69	2037		43,73
69/70	3265		70,10
1970/71	2281		48,97
71/72	2468		52,99
72/73	2648	27,39	56,85
73/74	1932	22,03	41,48
74/75	2084	28,22	44,74
75/76	2297	20,85	49,32
76/77	2388	25,22	51,27
77/78	2484	22,59	53,33
78/79	2481	25,61	53,27
79/80	4277	37,09	91,83
1980/81	2566	33,61	55,09
1981/82		37,57	

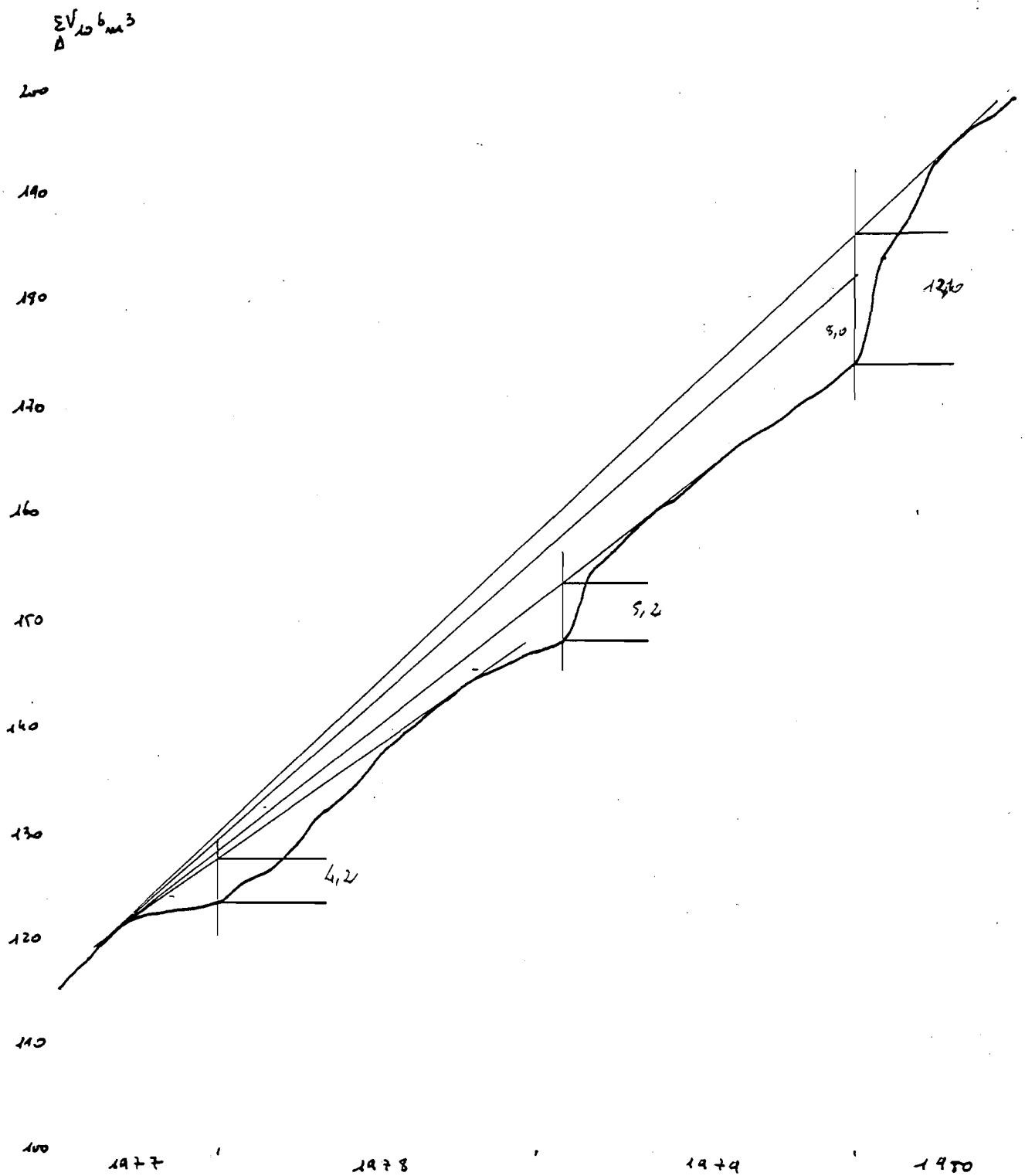
P = Précipitation annuelle pondérée
sur le bassin en mm.

Ve = Volume écoulé en millions de m³.

Vp = Volume des précipitations en
millions de m³.

Nous avons essayé de corrélérer volumes écoulés et précipités, le résultat n'est pas satisfaisant, les débits artificiels de MARE LONGUE et de la MARE aux VACOAS étant trop importants.

TAMARIND FALLS



5. CONCLUSIONS

L'examen du tableau n°4 nous conduit à effectuer une correction d'hydraulicité pour les 9 années communes (pluie pondérée - volumes écoulés). La moyenne est relevée à :

Volume annuel moyen écoulé = $28 \cdot 10^6$ m³ pour 1972/1982

" " " " = $30 \cdot 10^6$ m³ " 1950/1982

Si le volume de la retenue (tranche utile) est porté à $\cdot 10^6$ m³ le gain de régularisation sera de 5 à 6 millions de m³, soit une augmentation du productible de : 2,2 GWH par an.

Cette amélioration de la quantité d'énergie productible sera obtenue en relevant le seuil de la digue de TAMARIND FALLS, et en équipant la chute d'une nouvelle conduite forcée. L'usine recevant de nouvelles turbines.

L'évacuation de la crue de projet ne pose pas de problème nouveau, l'amortissement dans la retenue étant amélioré par l'augmentation des volumes stockés.

5.1. VARIANTE PRETURBINAGE AMONT TAMARIND RESERVOIR

Une variante possible nous est apparue lors de la visite du site de TAMARIND FALLS. Il s'agirait de réunir les lachures de MARE LONGUE et de MARE aux VACOAS au moyen d'une canalisation ou d'un canal à ciel ouvert et après mise en charge de turbiner ces eaux sous une chute qui avoisinerait 70 m au niveau de restitution de l'embouchure du ruisseau des Aigrettes.

Quelques inconvénients seront à résoudre :

- Les niveaux de restitution des mares sont différents (une dizaine de mètres) et il faudra faire un levé plus précis que celui de la carte au 1/25.000 ème afin de tracer l'emplacement du canal ou de la canalisation. De même l'emplacement de la restitution à la sortie de l'usine devra être levé avec précision si l'on décide de relever la digue du réservoir de TAMARIND FALLS.

- Le coût de l'expropriation des Propriétaires des champs de cannes risque d'être relativement onéreux.

- Les différents ruisseaux qui doivent être traversés sont très encaissés et nécessiteront des ouvrages importants si l'on choisit d'amener les lachures par deux canaux. En outre le terrain est particulièrement vallonné.

Dans un premier temps, la solution la plus intéressante semble bien être l'amélioration de la régularisation des crues au niveau de la retenue de TAMARIND FALLS et la réfection simultanée des centrales de MAGENTA et de TAMARIND FALLS.