

الجمهورية اللبنانية
مكتب وزير الدولة لشؤون التنمية الإدارية
مركز مشاريع ودراسات القطاع العام

M. F. No 13680 FAD

P10
MIN
281

PROGRAMME DES NATIONS UNIES
POUR LE DEVELOPPEMENT

F. A. O.

REPUBLIQUE LIBANAISE

MINISTÈRE DES RESSOURCES
HYDRAULIQUES ET ELECTRIQUES

République Libanaise
Bureau du Ministre d'Etat pour la Réforme Administrative
Centre des Projets et des Etudes sur le Secteur Public
(C.P.E.S.P.)



PROJET DE DEVELOPPEMENT HYDRO-AGRICOLE

PLANIFICATION HYDRAULIQUE DU LIBAN-NORD

BARRAGE DE DAR BEACHTAR

Note de Calcul

P16
MIN
281



PROGRAMME DES NATIONS UNIES
POUR LE DEVELOPPEMENT

F.A.O.

REPUBLIQUE LIBANAISE

MINISTRE DES RESSOURCES
HYDRAULIQUES ET ELECTRIQUES

PROJET DE DEVELOPPEMENT HYDRO - AGRICOLE

Planification Hydraulique du Liban-Nord

BARRAGE DE DAR BEACHTAR

Note de Calcul

GC 03

Pièce N°1.2

Beyrouth, Mai 1970

BARRAGE DE DAR BEACHTAR

(Nahr el Aasfour)

NOTE DE CALCUL

SOMMAIRE

Page

1 -	<u>Données hydrologiques</u>	
1.1	Etude des crues	3
1.2	Courbe Hauteur - Débit au droit du site	10
2 -	<u>Variante: Masque Amont - Calages hydrauliques des ouvrages</u>	
2.1.	Evacuateur de crues (en puits)	11
2.1 1	Diamètre de la corolle	11
2.1 2	Forme du seuil déversant	14
2.1 3	Diamètre du puits	16
2.1 4	Calage de la galerie	18
2.2	Dérivation provisoire	20
2.3.	Vidange de fond	22
3 -	<u>Variante: Noyau incliné - Calages hydrauliques des ouvrages</u>	
3.1.	Evacuateur de crues (de surface)	24
3.1 1	Longueur du seuil	25
3.1 2	Canal latéral	26
3.1 3.	Coursier	32
3.2	Dérivation provisoire	34
3.3	Vidange de fond	36
4 -	<u>Ouvrages d'adduction d'eau vers la retenue</u>	
4.1.	Barrage sur Abou Aali	37
4.1.1	Evacuation des crues	37
4.1.2.	Pertuis de chasse	38
4.2.	Galerie	39

ANNEXES

- Figure 1 : Bassin versant du ~~Nahr al-Jayhun à Dar Bechtar~~
- Figure 2 : Débit des crues en fonction du B.V.
- Figure 3 : Probabilité des crues à Dar Bechtar
- Figure 4 : Courbe Hauteur - Débit de la rivière
- Figure 5 : Déversoir en puits - forme du seuil déversant
- Figure 6 : $H_s - E$ et μ en fonction de H_s/R
- Figure 7 : E en fonction de H_s/R et $Q = f(R)$
- Figure 8 : Courbe débit-hauteur de l'évacuateur en puits
- Figure 9 : Galerie d'évacuation - caractéristiques géométriques de la section en fer à cheval
- Figure 10 : Courbe des profondeurs normales du canal d'évacuation
- Figure 11 : Courbes des pentes i en fonction de la profondeur h du canal latéral
- Figure 12 : Ecoulement dans la galerie d'adduction
- Figure 13 : Charge spécifique en fonction de la profondeur.

1 - DONNEES HYDROLOGIQUES

1.1 Etude des crues

1.1 1 Débit de la crue exceptionnelle

Pour l'estimation de l'ordre de grandeur des crues à évacuer au droit du site de Dar Beâchtar, nous ne disposons pour le moment que d'éléments suivants:

- Carte au 1:50.000 du bassin versant (fig. 1.2/1)
- "Report on Annual Rainfall - Northern Lebanon" (Publication N° PH-01 du Projet - septembre 1969)
- Dossier de la SCET: Protection de Tripoli contre les crues - avril 1964 (voir plus particulièrement le chapitre II-4: Etude des crues)
- Hydrométrie des rivières du Nord du Liban (ONL - décembre 1969)

En attendant les résultats des études particulières, actuellement en cours, (Publication N° AE-02: "Rapport d'étude des débits mensuels des fleuves dans le Nord du Liban", et AE-06: "Etude des crues des fleuves dans le Nord du Liban") nous essayerons de déterminer les débits des crues exceptionnelles et la probabilité de retour des crues du Nahr el Aasfour sur la base des éléments disponibles.

On retient notamment les données suivantes:

- Surface du bassin versant du Nahr el Aasfour au droit du site de barrage: $S_B = 56,5 \text{ Km}^2$ (fig. 1.2/1)
- Surface du bassin versant actif du Nahr Abou Aali au droit de la station de jaugeage de Kousba:

$S_K = 134 \text{ Km}^2$ (Dossier SCET, page 25). Surface du bassin versant topographique au même endroit: 142 Km^2 (Ibid., page 34)

- Débit de la crue "exceptionnelle" sur le Nahr Abou Aali à Kousba résultant de l'étude analytique des crues réellement observées: $Q_{\max} = 963 \text{ m}^3/\text{s}$ pour un intervalle de temps de 1/2 heure. (Dossier SCET, page 20). Débit de la plus forte crue observée au même endroit $Q \sim 230 \text{ m}^3/\text{s}$, 3 février 1952 (Ibid.fig.22)
- Hauteur moyenne h de la pluie (période 1939 - 1960) mesurée dans les stations pluviométriques les plus proches du site de Dar Beachtar:

Kfar Hilda	:	1045 mm
Kaftoun	:	1085 mm
Amioun	:	785 mm
Abou Aali	:	930 mm
Kfar Sghab	:	905 mm
Bécharré	:	1205 mm

(Publication PH-01, pièce 06)

- La plus forte pluie observée à Kfar Hilda (13 janvier 1960) $H_{\max} = 116 \text{ mm}/24 \text{ heures}$. (Bulletin des pluies journalières)

Pour calculer le débit de la crue exceptionnelle à Dar Beâchtar, on peut utiliser plusieurs formules empiriques faisant intervenir les caractéristiques principales du bassin:

- Formule de Scimeni (Remenieras: Hydrologie, page 308):

$$Q_{\max} = \left(\frac{600}{S_B + 10} + 1 \right) \times S_B = \left(\frac{600}{36,5 + 10} + 1 \right) 56,5 = \underline{582 \text{ m}^3/\text{s}}$$

- Formule de Forti (idem)

$$Q_{\max} = \left(3,25 \frac{500}{S_B + 125} + 0,5 \right) \times S_B =$$
$$= \left(3,25 \frac{500}{56,5 + 125} + 0,5 \right) \times 56,5 = \underline{535 \text{ m}^3/\text{s}}$$

- Formule de Possenti (Remeniéras, page 389)

$$Q_{\max} = \frac{\lambda H_m}{L} \left(A_m + \frac{A_p}{3} \right)$$

En admettant que: H_m (la hauteur du maximum de précipitation on 24 heures) est égale à 0,15 m (λ 0,116 m réellement observé), L (la longueur du thalweg principal) égale à 12 km, A_m (surface de la partie montagneuse du bassin) est de 50,5 km², A_p (surface „en plainé“) est de 6 km² et $\lambda = 800$ (coef. pour le petit bassin versant) nous aurons:

$$Q_{\max} = \frac{800 \cdot 0,15}{12} \left(50,5 + \frac{6}{3} \right) = \underline{545 \text{ m}^3/\text{s}}$$

- Formule de Mallet et Gautier (Revue "Travaux" N° 158, Décembre 1947) appliquée pour les principales rivières en Algérie:

$$Q_{\max} = k \times \log (1 + A \cdot h) \left(\frac{S}{L^2} \right)^{0,25} \times B \times S$$

où :

$$B = 2 \times S^{-0,25} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}$$

h = hauteur moyenne des pluies en m.

T = Période de retour (années)

S = superficie du bassin versant en km²

L = longueur du bassin en km

A = coefficient égal à 20 pour un bassin normal (intervient peu pour le résultat)

k = coefficient qui pour les rivières algériennes a varié entre 1 et 6.

Avec les notations précédentes on aura pour le bassin versant de Abou Aali à Kousba:

$$h = 1,3 \text{ m}; \quad S = 134 \text{ km}^2; \quad L = 20,3 \text{ km}$$

Si l'on admet que le débit de $Q = 963 \text{ m}^3/\text{s}$ donné par la SCET correspond à une crue exceptionnelle dont la période de retour T est de 10.000 ans la valeur de B sera:

$$B = 2 \times 134^{-0,25} \sqrt{1 + 4 \log 10.000 - \log 134} = 2,55$$

et :

$$Q_{\max} = k \times \log(1 + 20 \times 1,3) \left(\frac{134}{20,3^2}\right)^{0,25} \times 2,55 \times 134 = 963 \text{ m}^3/\text{s}$$

d'où :

$$k = 2,6$$

Pour les autres rivières du bassin du Nahr Abou Aali examinées par la SCET ce coefficient serait respectivement:

Rivière	Surfaco du bassin versant km ²	Crue m ³ /s	coef. k
Abou Aali à Tripoli	387	2222	3,3
Chmisse au confluent du Racheïne	67	744	4,13
Jouéit au confluent du Racheïne	94	1086	4,16

On voit donc que ce coefficient ne dépend pas de la superficie du bassin versant. Il varie surtout en fonction d'autres caractéristiques du bassin, notamment de la perméabilité des terrains, de l'indice de pente, de la hauteur moyenne des précipitations, du coefficient de compacité du bassin etc..

Nous déterminerons ces caractéristiques pour le bassin versant du Nahr el Aasfour :

- Coefficient de compacité de Gravelius:

$$K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} = 0,28 \frac{37}{\sqrt{56,5}} = 1,38$$

P étant le périmètre du bassin exprimé en km.

- Indice de pente :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i=1}^{i=n} \sqrt{\beta_i (a_i - a_{i-1})}$$

où : L désigne la longueur du rectangle équivalent, c'est-à-dire ayant même surface et même coefficient de compacité que le bassin. Ces conditions peuvent être exprimées comme suit:

$$\begin{array}{rcl} 2 (1 + L) & = & 37 \\ 1 \times L & = & 56,5 \end{array}$$

d'où :

$$L = \underline{14,65 \text{ km}} ; l = 3,85 \text{ km}$$

β_i désigne la superficie, en fraction de celle du bassin total, de la bande comprise entre les courbes de niveau cotées a_i et a_{i-1} .

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{14,65}} \times \left[0,2 \left(\sqrt{0,062} + \sqrt{0,081} + \sqrt{0,124} + \sqrt{0,125} + \sqrt{0,149} + \sqrt{0,170} + \sqrt{0,223} \right) + \sqrt{0,05 \times 0,014} \right] = \underline{0,307}$$

Le tableau suivant donne les principales caractéristiques des bassins versants du Nahr Abou Aali à Kousba et du Nahr el Aasfour à Dar Beâchtar:

Rivière	Bassin V. km ²	K _c	L (km)	I _p
Abou Aali	134	1,30	20,3	0,344
Aasfour	56,5	1,38	14,7	0,307

Les caractéristiques sont donc assez proches. Le facteur le plus important est cependant la perméabilité des terrains. Or, le bassin de Abou Aali à Kousba, comme celui d'el Aasfour, sont constitués essentiellement par les mêmes formations géologiques perméables: calcaires et dolomies du Cénomaniens et (en partie) calcaires du Turonien. Par contre, les bassins versants de Chmisse et de Joueït au confluent du Racheïne sont situés en grande partie dans les formations moins perméables des marnes du Pliocène et des alluvions fines du Quaternaire.

En conclusion on peut admettre que le coefficient k du bassin versant du Nahr el Aasfour à Dar Beâchtar est sensiblement le même que celui du Nahr Abou Aali à Kousba soit $k = 2,6$. On tiendra cependant compte des zones marnouses de la partie aval du bassin et on portera la valeur du coefficient à 3,0.

Avec cette valeur et :

$$h = 1,2 \text{ m}; S_a = S_t = 56,5 \text{ km}^2; L = 14,7 \text{ km}$$

on aura donc pour le Nahr el Aasfour à Dar Beâchtar:

$$B = 2 \cdot 56,5^{-0,25} \sqrt{21 - \log 56,5} = 3,2$$

et :

$$Q = 3,0 \log (1 + 20 \times 1,2) \sqrt[4]{\frac{56,5}{14,7^2}} \times 56,5 \times 3,2 = \underline{544 \text{ m}^3/\text{s}}$$

La fourchette des valeurs de Q_{\max} obtenues à partir des formules différentes est donc comprise entre : 535 et 582 m³/s. Pour des raisons de sécurité, nous prendrons la valeur du débit de pointe de la crue exceptionnelle égale à :

$$\underline{Q_{\max} = 600 \text{ m}^3/\text{s}}$$

1.1.2. Fréquence des crues (fig. 3)

Si nous admettons que $Q_{\max} = 600 \text{ m}^3/\text{s}$ est le débit de pointe de la crue dont le temps de récurrence $T = 10.000$ ans, nous déterminerons les débits des crues plus fréquentes d'après la formule de Fuller :

$$q(T) = q_1 (1 + 0,3 \log T),$$

soit pour la crue millénaire: $Q = \frac{3,4}{4,2} 600 = 485 \text{ m}^3/\text{s}$

centenaire: $Q = \frac{2,6}{4,2} 600 = 372 \text{ m}^3/\text{s}$

décennale : $Q = \frac{1,8}{4,2} 600 = 257 \text{ m}^3/\text{s}$

annuelle : $Q = \frac{1}{4,2} 600 = 143 \text{ m}^3/\text{s}$

Le débit moyen journalier de la crue annuelle:

$$q = Q \left(1 + \frac{2,66}{5,3} \right)^{-1} = 600 \left(1 + \frac{2,66}{56,5} 0,3 \right)^{-1} = \underline{\underline{80 \text{ m}^3/\text{s}}}$$

1.2 Courbe hauteur - débit de la rivière au droit du site (fig. 1.2/4)

Pour déterminer la loi liant la hauteur d'eau au débit écoulé dans la rivière à l'aval des ouvrages, nous utiliserons la formule de Strickler:

$$Q = K_s SR^{2/3} \times i^{1/2}$$

Compte tenu de la nature du lit de la rivière (cailloux et gros blocs) nous prendrons un coefficient de Strickler égal à:

$$K_s = 25$$

et une pente $i = 0,022 \text{ m/m}$ (plan N° 1.7).

Le calcul est fait dans le tableau suivant:

Hauteur m	Eléments du profil moyen					Débit Q m ³ /s
	S (m ²)	P (m)	$R = \frac{S}{P}$ (m)	$R^{2/3}$	$S \times R^{2/3}$	
2	10	10,7	0,934	0,956	9,6	35
4	42	22,2	1,892	1,530	63,2	237
6	94	30,9	3,040	2,090	196,1	725
8	150	37,7	3,980	2,518	377,5	1400
10	223	44,5	5,015	2,925	653,0	2420

Le résultat est représenté par le graphique de la figure 4. Il en résulte que la profondeur d'eau pour le débit $Q = 600$ m³/s est de 5,5 m.

2 - Variante Masque amont

Calage hydraulique des ouvrages.

2.1 Evacuation de crues en puits (plan 2.4)

2.1 1 Diamètre de la corolle (notation fig. 1.2/5)

Pour un seuil déversant libre le débit est donné par:

$$Q = \mu \cdot 1 \cdot \sqrt{2g} \cdot H_0^{3/2} = 27,828 \mu R H_0^{3/2}$$

Si l'on tient compte de l'existence des piles dans le déversoir (les piles antivortex et la pile abritant les accès à la

chambre des vannes de la vidange de fond) la longueur du seuil déversant à considérer dans les calculs sera:

$$l' = L - K \times n \times H_0$$

où : la portée réelle totale entre les piles

$$L = 2 \pi R - (4 \times 1,0 + 3,0) = 6,28 R - 7,0$$

nombre de contractions:

$$n = 2 \times 5 = 10$$

coefficient de contraction (Lencastre - Tableau 172)

$$K = 0,02$$

On aura donc:

$$l' = 6,28 R - 7,0 - 0,02 \times 10 \times 3,3 = 6,28 R - 7,66$$

et le débit:

$$Q = \mu (27,83 R - 33,9) H_0^{3/2}$$

Les valeurs de μ et de E/H_s sont données en fonction de H_s/R (Lencastre: Manuel d'Hydraulique Générale 1963 - tableau 171).

Nous trouverons, tout d'abord, pour les différentes valeurs de diamètre R une valeur H_s satisfaisant la condition $H_s - E = 3,0$ m.

R = 10,0 m:

H_s (m)	H_s/R	E/H_s	E (m)	$H_s - E$ (m)	μ
3,0	0,30	0,082	0,25	2,75	0,410
4,0	0,40	0,072	0,29	3,71	0,404
5,0	0,50	0,060	0,30	4,70	0,393

R = 11,0 m :

H_s (m)	H_s / R	E / H_s	E (m)	$H_s - E$ (m)	μ
3,3	0,30	0,082	0,27	3,03	0,410
4,4	0,40	0,072	0,32	4,08	0,404
5,5	0,50	0,060	0,33	5,17	0,393

R = 12,0 m :

H_s (m)	H_s / R	E / H_s	E (m)	$H_s - E$ (m)	μ
2,4	0,20	0,095	0,23	2,17	0,415
3,6	0,30	0,082	0,29	3,31	0,410
4,8	0,40	0,072	0,34	4,46	0,404
6,0	0,50	0,060	0,36	5,64	0,393

Le graphique de la figure 6 permet de lire directement la valeur de μ en fonction de $H_s - E$ pour un diamètre $10 < R < 12$ m.

En négligeant la vitesse d'amonée nous aurons $H_o = H_s - E = 3,0$ m pour le niveau des P.H.E. à la cote 323,00 et la cote de la R.N. (niveau du seuil) égale à 320,00.

Pour les différents diamètres de la corolle nous aurons donc les débits Q :

R	$(27,83 R - 33,9) H_0^{3/2}$	μ	Q (m ³ /s)
10,0	1270	0,408	520
11,0	1418	0,410	581
12,0	1560	0,412	642

Ces résultats reportés sur le graphique de la fig. N° 7 donnent pour le débit de 600 m³/s un diamètre de la corolle $2 R = 22,64$ m, pour lequel le graphique de la fig. 6 conduit à une valeur de $H_s / R = 0,290$ (pour $H_s - E = 3,0$).

d'où :

$$E = H_s - 3,0 = 11,32 \times 0,29 - 3,0 = 3,28 - 3,0 = \underline{0,28 \text{ m.}}$$

2.1 2 Forme du seuil déversant

Nous utiliserons les tableaux Nos. 169 et 170 du Manuel d'Hydraulique Générale de Lencastre pour $H_s / R = 0,29 \approx 0,30$ et $H_s = 3,28$ m.

- Coordonnées du seuil déversant (face inférieure de la veine liquide).

TRONÇON O A B				TRONÇON B D			
X/H _s	X (m)	Y/H _s	Y (m)	Y/H _s	Y (m)	X/H _s	X (m)
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,487	1,58
0,050	0,164	0,047	0,154	-0,100	-0,328	0,657	2,15
0,100	0,328	0,071	0,231	-0,500	-1,635	1,087	3,55
0,200	0,656	0,082	0,269	-1,000	-3,267	1,440	4,71
0,300	0,985	0,067	0,220	-1,400	-4,580	1,652	5,71
0,400	1,315	0,037	0,120	-2,000	-6,560	1,891	6,19

Tronçon de raccordement au puits:

Nous utiliserons les formules suivantes:

$$v = 0,98 \sqrt{2gy} = 4,34 \sqrt{y} \quad (\text{m/s})$$

$$d = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v}} = \sqrt{\frac{4 \times 600}{3,14 \times v}} = \frac{276,4}{\sqrt{v}} \quad (\text{m})$$

y ^e (m)	v (m/s)	d (m)	cote
10,0	13,74	7,47	311,20
12,0	15,06	7,12	309,20
14,0	16,25	6,85	307,20
16,0	17,40	6,63	305,20
18,0	18,42	6,43	303,20
20,0	19,40	6,27	301,20
22,0	20,90	6,04	299,20

TRONÇON O A B				TRONÇON B D			
X/H _s	X (m)	Y/H _s	Y (m)	Y/H _s	Y (m)	X/H _s	X (m)
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,487	1,58
0,050	0,164	0,047	0,154	-0,100	-0,328	0,657	2,15
0,100	0,328	0,071	0,231	-0,500	-1,635	1,087	3,55
0,200	0,656	0,082	0,269	-1,000	-3,267	1,440	4,71
0,300	0,985	0,067	0,220	-1,400	-4,580	1,652	5,71
0,400	1,315	0,037	0,120	-2,000	-6,560	1,891	6,19

Tronçon de raccordement au puits:

Nous utiliserons les formules suivantes:

$$v = 0,98 \sqrt{2gy} = 4,34 \sqrt{y} \quad (\text{m/s})$$

$$d = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v}} = \sqrt{\frac{4 \times 600}{3,14 \times v}} = \frac{276,4}{\sqrt{v}} \quad (\text{m})$$

y ⁰ (m)	v (m/s)	d (m)	cote
10,0	13,74	7,47	311,20
12,0	15,06	7,12	309,20
14,0	16,25	6,85	307,20
16,0	17,40	6,63	305,20
18,0	18,42	6,43	303,20
20,0	19,40	6,27	301,20
22,0	20,90	6,04	299,20

2.1 3 - Détermination du diamètre du puits.

Afin d'éviter les dépressions dans le puits, la vitesse dans chaque section de celui-ci doit avoir une limite supérieure telle que la charge cinétique soit inférieure à la charge disponible dans la section. Nous vérifierons cette condition pour la section d'entrée du puits (début du tronçon cylindrique à la cote 300,00) pour différents diamètres du puits:

$$D = 5,8 \text{ m}; \quad S = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = 26,4 \text{ m}^2$$

$$h_c = \frac{v^2}{2g} = \left(\frac{600}{26,4} \right)^2 \cdot 0,051 = 22,7^2 \cdot 0,051 = \underline{26,3 \text{ m}}$$

$$h_d = (321,50 - 300,00) - \lambda \frac{1}{D} \times 26,3$$

$$\text{où : } \lambda = \frac{124,6}{K_s^2} \cdot D^{-1/3} = \frac{124,6}{80^2} \cdot \frac{1}{\sqrt[3]{5,8}} = 0,0108$$

Nous aurons donc:

$$h_d = 21,5 - 0,0108 \frac{21,5}{5,8} \times 26,3 = 20,45 \text{ m} < 26,3 \text{ m.}$$

$$\underline{D = 6,2 \text{ m}} ; \quad S = 29,2 \text{ m}^2$$

$$h_c = \left(\frac{600}{29,2} \right)^2 \cdot 0,051 = 20,5^2 \cdot 0,051 = 21,5 \text{ m}$$

$$h_d = 21,5 - 0,0105 \frac{21,5}{6,2} \times 21,5 = 20,7 \text{ m} \doteq h_c$$

Nous adopterons donc un diamètre du puits de 6,2 m.

Avec les dimensions adoptées l'évacuateur de crues se saturera à partir d'un niveau de la retenue pour lequel la condition suivante sera satisfaite: $Q = Q_s$

où : débit avant la saturation de l'évacuateur

$$Q = \mu \cdot (2\pi R - 7,0) \sqrt{2g} h^{3/2} = 0,411 (2\pi \times 11,3 - 7,0) \sqrt{2g} h^{3/2} = 116 \cdot h^{3/2}$$

débit après la saturation de l'évacuateur:

$$Q_s = \mu_s s \sqrt{2g} H = 0,8 \times 29,2 \times 4,43 \sqrt{H} = 107 \sqrt{H}$$

Pour l'évacuateur en 1^{ère} étape (R.N. 305.00) cette condition s'écrira:

$$116 h^{3/2} = 107 \sqrt{h + (305,00 - 266,80)}$$

d'où :

$$h = 3,28 \text{ m} ; \quad Q = 690 \text{ m}^3/\text{s} > 600 \text{ m}^3/\text{s}$$

Pour l'évacuateur à la cote définitive (R.N. 320.00) nous aurons:

$$116 h^{3/2} = 107 \sqrt{h + 53,2}$$

et :

$$h = 3,64 \text{ m} ; \quad Q = 805 \text{ m}^3/\text{s} > 600 \text{ m}^3/\text{s}$$

Dans les deux cas la saturation du puits se produira après l'évacuation du débit exceptionnel de 600 m³/s.

Les résultats sont portés sur la fig. 8.

2.1 4 - Calage de la galerie

La galerie à écoulement libre doit évacuer le débit exceptionnel de 600 m³/s. Nous allons vérifier la capacité de la galerie prévue par le projet (plan 2.4) dont les caractéristiques sont les suivantes:

- Section en fer à cheval D = 6.0 m; S = 29,79 m²
- Pente longitudinale i = 3,3 ‰
- Revêtement en béton lisse; K_s = 80

Le débit est donné par la formule de Strickler:

$$Q = S \times K_s \times R^{2/3} \times i^{1/2}$$

qui peut s'écrire sous la forme:

$$Q = K_s \cdot \sqrt{i} \cdot \beta \times \gamma^{2/3} \times D^{8/3} = 80 \cdot \sqrt{0,033} \cdot \varphi \times 6,0^{8/3} = \varphi \times 1730$$

où :

$$\beta = \frac{S}{D^2}; \quad \gamma = \frac{\beta}{\lambda}; \quad \lambda = \frac{P}{D}; \quad \varphi = \beta \times \gamma^{2/3} = \frac{SR^{2/3}}{D^{8/3}}$$

Les valeurs de β , γ , λ et φ sont calculées dans le tableau ci-dessous et portées en graphiques de la fig. 9.

Le rayon hydraulique est donc:

$$R = \frac{S}{P} = \gamma D$$

et

$$SR^{2/3} = \varphi D^{8/3}$$

Si la profondeur d'eau dans la galerie est définie par :

$$y = \alpha D,$$

nous trouverons que le maximum de la courbe $Q = f(\alpha)$ (fig. 9) correspond à :

$$\alpha = 0,935$$

soit à une profondeur

$$y = 0,935 \times 6,0 = 5,6 \text{ m}$$

pour laquelle le débit sera :

$$Q = 0,352 \times 1730 = \underline{608 \text{ m}^3/\text{s}} > 600 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ce débit sera évacué à une vitesse :

$$v = \frac{Q}{\beta \cdot D^2} = \frac{608}{0,308 \times 6,0^2} = 20,9 \text{ m/s}$$

A la sortie de la galerie nous avons :

cote du radior	254,0
hauteur d'eau	5,6 m
charge cinétique $\frac{1}{2} \rho v^2$	<u>22,3 m</u>

La ligne de charge est donc à la cote: **281,90**

Pour le même débit nous avons dans la rivière :

cote du fond de la rivière :	253,0
hauteur d'eau :	5,5 m
charge cinétique $\frac{1}{2} \rho \left(\frac{600}{81}\right)^2$:	<u>2,0 m</u>

La ligne de charge est à la cote: **261,30 < 281,90**

On ne risque donc pas l'envolement par l'aval.

Tableau des caractéristiques géométriques de la section en fer à cheval :

α	β	λ	μ	ϵ
0,09	0,048	0,846	0,057	0,007
0,2	0,143	1,081	0,132	0,037
0,3	0,237	1,291	0,183	0,071
0,4	0,334	1,496	0,223	0,123
0,5	0,432	1,692	0,255	0,124
0,6	0,532	1,897	0,281	0,228
0,7	0,627	2,107	0,298	0,280
0,8	0,713	2,351	0,304	0,323
0,9	0,784	2,628	0,298	0,350
1	0,825	3,263	0,253	0,331

2.2 - Dérivation provisoire

Pendant les travaux de la première étape, le chantier doit être protégé contre la submersion par un batardeau et une dérivation provisoire. Le batardeau dont la crête est arasée à la cote 270,00 permettrait alors de maintenir les fouilles des fondations à sec jusqu'à un débit que nous allons déterminer ci-après.

Les caractéristiques de la galerie de dérivation provisoire (tronçon à l'amont de l'évacuateur) sont les suivantes:

- cote du radier à l'extrémité aval : 261,50
- Section circulaire, $D = 5,0$ m; $S = 19,6$ m²
- Coefficient de Strickler $K_s = 80$
- Longueur $l = 94$ m
- Pente longitudinale $i = 0,5$ ‰

Les pertes de charge dans la galerie sont alors définies comme suit:

$$h = \frac{v^2}{2g} \left(1 + \lambda \frac{l}{D} + K \right) = 269,50 - (261,50 + 2,5) = 5,5 \text{ m}$$

où le coefficient de perte de charge linéaire

$$\lambda = \frac{124,6}{K_s^2} \frac{1}{\sqrt[3]{D}} = \frac{124,6}{80^2} \frac{1}{\sqrt[3]{5,0}} = 0,0114$$

$$\lambda \frac{l}{D} = 0,0114 \times \frac{94}{5} = 0,214$$

et le coefficient de perte de charge à l'entrée

$$K = 0,10$$

La vitesse est donc:

$$v = 4,43 \sqrt{\frac{5,5}{1 + 0,214 + 0,10}} = 9,08 \text{ m/s}$$

et le débit :

$$Q = v \times S = 9,08 \times 19,6 = \underline{178 \text{ m}^3/\text{s}}$$

On peut facilement vérifier sur le graphique $\varphi(\alpha)$ de la figure 9 que pour ce débit la profondeur d'eau dans la galerie d'évacuation à l'écoulement libre (à l'aval du puits de l'évacuation) sera de 2.2 m < 2.5 m.

On peut également constater que le débit de 178 m³/s représente une crue de probabilité de retour d'environ 3 ans (fig. 3). En réalité, on possède peu de renseignements directs sur les débits de crues de la rivière pour pouvoir prendre une décision définitive sur le taux de sécurité de protection du chantier contre la submersion. Celui-ci dépendra également d'autres facteurs (état d'avancement des travaux au début de la première saison des pluies). Les dimensions adoptées de la galerie et du batardeau peuvent être retenues en première approximation, en attendant les résultats plus détaillés de l'étude hydrologique en cours.

Pendant la deuxième étape de construction (surélévation du barrage à la cote 325,00) on utilisera la vidange de fond pour la dérivation provisoire. La capacité de celle-ci est calculée au paragraphe suivant.

2.3 - Vidange de fond (plan 2.04 et 3.03)

La vidange de fond est constituée par un pertuis de 2,5 x 3,0 m aménagé dans la galerie de la dérivation provisoire. Longueur de la galerie Ø 5,0 m est de 72,0 m, le tronçon de raccordement Ø 5,0/2,5 x 3,0 a une longueur de 10,0 m et la section 2,5 x 3,0 m occupe une longueur de 12,0 m.

On aura donc pour la galerie circulaire:

Coefficient de Strickler	$K_S = 80$
Section	$S = 19,6 \text{ m}^2$
Rayon hydraulique $R = \frac{D}{4} = 1,25 \text{ m}$	
Coefficient de perte à l'entonnement: K	$= 0,1$

Les pertes par frottement sont de:

$$m = \frac{1}{K_S^2 S^2 R^{4/3}} = \frac{1}{80^2 \times 19,6^2 \times 1,25^{4/3}} = 0,302 \times 10^{-6}$$

$$mi_1 = 72,0 \times 0,302 \times 10^{-6} = 21,8 \times 10^{-6}$$

Les pertes singulières:

$$m^{\circ}K = 0,1 \frac{0,0826}{D^4} = 0,1 \frac{0,0826}{5^4} = 13,2 \times 10^{-6}$$

Sur le tronçon de raccordement blindé on aura:

Coefficient de Strickler	$K_s = 100$
Section moyenne	$S = \frac{1}{2} (19,6 + 7,5) = 13,6 \text{ m}^2$
Périmètre mouillé	$P = \frac{1}{2} (15,7 + 11,0) = 13,4 \text{ m}$
Rayon hydraulique	$R = \frac{13,6}{13,4} = 1,02 \text{ m}$
Diamètre équivalent	$D = 4,08 \text{ m}$
Coefficient de perte dû au rétrécissement: négligeable	

Les pertes par frottement:

$$l_2 \text{ m} = 10,0 \times \frac{1}{100^2 \times 13,6^2 \times 1,02^{4/3}} = 5,3 \times 10^{-6}$$

Sur le tronçon rectangulaire (blindé):

Coefficient de Strickler	$K_s = 100$
Section	$S = 2,5 \times 3,0 = 7,5 \text{ m}^2$
Périmètre mouillé	$P = 2 (3,0 + 2,5) = 11 \text{ m}$
Rayon hydraulique	$R = \frac{7,5}{11} = 0,682$
Diamètre équivalent	$D = 2,73 \text{ m}$
Coefficient de pertes dues à la présence des vannes $K_1 = 0,20$	
Coefficient de perte à la sortie $K_2 = 1,0$	

$$1,3 \text{ m} = 12,0 \frac{1}{100^2 \times 7,5^2 \times 0,682^{4/3}} = 99,2 \times 10^{-6}$$

$$m' (K_1 + K_2) = \frac{0,0826}{2,73} 1,2 = 1785 \times 10^{-6}$$

La différence de charge sous la retenue normale de la 1^{ère} étape est de :

$$h = 305,00 - 263,50 = 41,5 \text{ m}$$

263,50 étant la cote du centro du portuis.

Le débit sous la retenue à la cote 305,00 est donc :

$$Q = \sqrt{\frac{41,5 \times 10^6}{21,8 + 13,2 + 5,3 + 99,2 + 1785}} = \sqrt{\frac{41,5}{1924,5} \times 10^3} = \underline{147 \text{ m}^3/\text{s}}$$

La capacité de la vidange de fond sous la retenue normale après surélévation (320,00) sera portée à :

$$Q = \sqrt{\frac{56,5}{1924,5}} \times 10^3 = 171 \text{ m}^3/\text{s}; v = \frac{170}{7,5} = 22,6 \text{ m/s.}$$

3 - VARIANTE - NOYAU INCLINE

Calage hydraulique des ouvrages.

3.1 - Evacuateur de crues de surface (plan 4.4)

Dans cette solution, l'évacuateur de crues est constitué par un déversoir à seuil libre (sans vannage) amenant les eaux de déversement dans un canal latéral de réception prolongé vers l'aval par un canal d'évacuation (coursier) et une cuillère de dispersion en saut de ski.

Nous calculons ses caractéristiques pour un débit correspondant à la crue décennillénaire $Q = 600 \text{ m}^3/\text{s}$.

3.1 1 - Longueur du seuil

Le seuil déversant latéral est calé à la cote de retenue normale, soit 320,00.

Il doit évacuer la crue décennillénaire $Q = 600 \text{ m}^3/\text{s}$ sous une charge de $H = 3,0 \text{ m}$ de sorte que le niveau des plus hautes eaux ne dépasse pas la cote 323,00.

Le débit spécifique du seuil en écoulement dénoyé est de :

$$q = \mu \sqrt{2g} H^{3/2} = 0,49 \times 4,43 \times 3,0^{3/2} = 11,3 \text{ m}^3/\text{s}.$$

La longueur du seuil nécessaire est donc de :

$$l = 600 / 11,3 = 53,0 \text{ m}.$$

soit 60 m en tenant compte d'une marge de sécurité à cause des contractions aux deux extrémités du seuil.

Pour la crue décennillénaire la revanche sera donc de :

$$325,00 - 323,00 = 2,0 \text{ m},$$

sans tenir compte du parapet en gabions de 1,20 m.

Au cas du fonctionnement normal de la vidange de fond (dont on ne tient pas compte pour des raisons de sécurité) le débit de pointe évacué peut être augmenté encore de la capacité de celle-ci (voir ci-après). Si on y ajoute la capacité de laminage de la retenue entre les cotes 323,00 et 320,00 on voit que la sécurité de l'évacuation des crues est satisfaisante.

3.1 2 - Canal latéral

Nous commençons le calcul par l'aval, c'est-à-dire à partir du seuil transversal, arasé à la cote 314,00, à l'entrée du coursier.

Ici, la largeur du canal est de 15,0 m et sa section trapézoïdal aux parois inclinés à 1:3. Le débit spécifique est de:

$$q = \frac{600}{15} = 40,0 \text{ m}^3/\text{s}$$

auquel correspond une profondeur critique:

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = 0,463 q^{2/3} = 5,36 \text{ m}$$

La profondeur normale pour un débit de 600 m³/s est celle qui correspond, sur le graphique de la fig. 10, à une valeur de:

$$\frac{q}{\sqrt{i}} = \frac{600}{\sqrt{0,02}} = 4240 \text{ m}^3/\text{s}$$

où $i = 0,02$ est la pente du coursier à l'aval du seuil.

On construit la courbe des profondeurs normales à partir de l'équation:

$$\frac{q}{\sqrt{i}} = K_s S R^{2/3}$$

Avec $K_s = 70$ et pour les différentes profondeurs choisies :

h/m	S (m ²)	P (m)	R (m)	R ^{2/3}	$\frac{Q}{\sqrt{i}}$
1,0	15,33	17,08	0,897	0,93	1000
1,5	23,25	18,14	1,280	1,18	1910
2,0	31,32	19,21	1,630	1,39	3050
2,5	39,60	20,27	1,950	1,56	4320
3,0	48,00	21,32	2,250	1,72	5410

La profondeur normale lue sur la courbe est donc :

$$h_n = 2,48 \text{ m} < h_c$$

Le niveau d'eau à l'entrée du coursier est alors à

la cote :

$$314,00 + 2,48 = \underline{316,48}$$

Le canal latéral a une pente de 5‰ et la cote du niveau d'eau immédiatement à l'amont du seuil transversal devrait être :

$$312,50 + h_n$$

Pour :

$$\frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{600}{\sqrt{0,05}} = 2680 \text{ m}^3/\text{s}$$

on lit sur la courbe des profondeurs normales :

$$h_n = 1,04 \text{ m}$$

La cote du niveau d'eau est donc

$$314,34 < 316,48$$

et le niveau d'eau dans le canal latéral sera donc influencé par le niveau d'eau dans le coursier à l'aval du seuil transversal.

Pour déterminer la forme de la surface libre dans le canal latéral, nous établirons tout d'abord pour quelques profils les courbes donnant la pente de la ligne d'eau en fonction de la profondeur d'eau en utilisant la formule

$$Q = K_s S R^{2/3} \sqrt{i} = 70 \times S \times R^{2/3} \sqrt{i}$$

d'où:

$$i = \frac{Q^2}{70^2 S^2 \times R^{4/3}}$$

Ainsi nous aurons pour le profil rectangulaire N° 1 situé à 15,0 m en amont du seuil transversal (à 55,0 m en aval de l'extrémité amont du canal latéral):

$$Q_1 = \frac{600}{60.0} \times 55,0 = 550 \text{ m}^3/\text{s}; b_1 = 7.0 + \frac{8}{63.0} \times 55.0 = 14,0 \text{ m}$$

$$i_1 = \frac{550^2}{70^2 \times S^2 \times R^{4/3}} = \frac{61,7}{S^2 \times R^{4/3}}$$

h	S	P	R	$R^{4/3}$	i_1
1,0	14,0	16,0	0,375	0,335	0,3770
1,5	21,0	17,0	1,234	1,322	0,1060
2,0	23,0	18,0	1,554	1,790	0,0439
2,5	35,0	19,0	1,842	2,250	0,0223
3,0	42,0	20,0	2,100	2,690	0,0130
3,5	49,0	21,0	2,330	3,080	0,0084

Profil N° 2 (à 30,0 m en amont du seuil transversal) :

$$Q_2 = \frac{600}{60} (70,0 - 30,0) = 400 \text{ m}^3/\text{s} ; b_2 = 7,0 + \frac{8}{63} 40 = 12,1 \text{ m}$$

$$i_2 = \frac{400^2}{70^2 \times S^2 \times R^{4/3}} = \frac{32,6}{S^2 \times R^{4/3}}$$

h	S	P	R	$R^{4/3}$	i_2
1,0	12,10	14,1	0,358	0,314	0,2740
1,5	18,15	15,1	1,203	1,272	0,0778
2,0	24,20	16,1	1,503	1,729	0,0322
2,5	30,25	17,1	1,771	2,135	0,0164
3,0	36,30	19,1	1,900	2,360	0,0105

Profil N° 3 (à 45,0 m en amont du seuil transversal)

$$Q_3 = \frac{600}{60} (70 - 45) = 250 \text{ m}^3/\text{s} ; b_3 = 7,0 + \frac{8}{63} 25 = 10,18 \text{ m}$$

$$i_3 = \frac{250^2}{70^2 \times 8^2 \times R^{4/3}} = \frac{12,78}{8^2 \times R^{4/3}}$$

h	S	P	R	$R^{4/3}$	i_3
1,0	10,18	12,18	0,835	0,783	0,1572
1,5	15,27	13,18	1,159	1,212	0,0451
2,0	20,36	14,18	1,436	1,618	0,0191
2,5	25,45	15,18	1,680	1,996	0,0099

Profil N° 4 (à 60 m en amont du seuil transversal)

$$Q_4 = \frac{600}{60} \times (70 - 60) = 100 \text{ m}^3/\text{s} ; b_4 = 7,0 + \frac{8}{63} \times 10 = 8,27 \text{ m}$$

$$i_4 = \frac{100^2}{70^2 \times 8^2 \times R^{4/3}} = \frac{2,04}{8^2 \times R^{4/3}}$$

h	S	P	R	$R^{4/3}$	i_4
0,5	4,13	9,27	0,446	0,341	0,351
1,0	8,27	10,27	0,805	0,745	0,0401
1,5	12,40	11,27	1,208	1,286	0,0103
2,0	16,54	12,27	1,350	1,490	0,0055

Les valeurs calculées de i en fonction de h sont portées sur les graphiques de la figure 11.

Pour établir l'épure du niveau d'eau dans le canal latéral pendant l'évacuation d'une crue de 600 m³/s nous procéderons par approximations successives de la manière suivante :

a) Dans le profil "0" (sur le seuil transversal) la profondeur de l'eau et la pente sont connues :

$$h = 2,48 \text{ m} ; i_0 = 0,02$$

La cote du plan d'eau est 316,48

b) Dans le profil "1" nous choisissons une profondeur et nous lisons sur la courbe $i_1 = f(h)$ la pente correspondante.

c) Nous calculons la pente moyenne

$$i_m = \frac{i_0 + i_1}{2}$$

et la différence Δh des niveaux entre les deux profils qui en résulte.

d) Nous répétons ce calcul jusqu'à ce que la profondeur choisie et () calculée coïncident parfaitement.

e) Nous procédons de la même façon dans tous les autres profils.

Le calcul de la dernière approximation est donné dans

le tableau suivant :

Profil	Cote du fond du canal	h	b	i	$\frac{v}{m/s}$	Δl	i_m	$\Delta h = l \times i_m$	Cote du plan d'eau
0	314,00	2,48	15,0	0,0200	16,1	15,0	0,0143	0,21	316,48
1	313,25	3,44	14,0	0,0086	11,4	15,0	0,0100	0,15	316,69
2	314,00	2,84	12,1	0,0114	11,6	15,0	0,0120	0,18	316,84
3	314,75	2,27	10,18	0,0126	10,8	15,0	0,0102	0,15	317,02
4	315,50	1,67	8,27	0,0078	7,3				317,17

Ce calcul très approché et qui ne tient pas compte des pertes dues au changement de direction de l'écoulement à l'aval du seuil déversant ni de tous les aspects du régime graduellement varié qui s'établit le long du canal latéral, montre cependant que les dimensions adoptées pour le canal permettent d'évacuer la crue de 600 m³/s à travers le seuil déversant en écoulement dénoyé. En effet, le niveau d'eau dans le canal ne dépasse pas la cote 320,00, la pleine capacité du seuil est donc assurée.

Il semble que les dimensions du canal (sa largeur, ou sa profondeur) peuvent même être réduites, ce qui conduirait aux économies sur le coût de l'évacuateur. Les modifications éventuelles ne peuvent cependant être décidées qu'après l'exécution des essais sur modèle réduit.

3.1 3 - Coursier

Le coursier prolonge le canal latéral avec une pente adaptée à celle du terrain naturel. Cette pente est constante et égale à 2 ‰ sur une longueur de 139 m, puis variable sur un tronçon

42,0 m, suivi du coursier incliné à 50 ‰ sur une longueur de 70,0 m (mesurée horizontalement). La largeur reste constante et égale à 15,0 m au niveau du fond du canal.

La pente critique donnée par la formule de Strickler est de :

$$i_c = \frac{Q^2}{K_s^2 (bh_c)^2 R^{4/3}} = \frac{600^2}{70^2 (15 \times 5,36)^2 \times 3,13^{4/3}} = 0,0025 \text{ m/m}$$

très inférieure à la pente choisie qui donne ainsi avec $h=2,48 < h_c$ un écoulement torrentiel et accéléré sur le tronçon à forte pente.

La hauteur d'eau à l'extrémité aval du tronçon à pente de 2 ‰ dont la cote est de :

$$314,00 - 0,02 \times 139 = 311,20$$

peut être trouvée par l'application du théorème de Bernoulli :

$$E = \frac{p}{\omega} + h + \frac{\alpha v^2}{2g \varphi^2}$$

Nous déterminons la charge en ce point qui est de :

$$E = 316,48 + \frac{16,1^2}{2g} - 311,20 = 329,68 - 311,20 = 18,48 \text{ m}$$

L'équation de Bernoulli s'écrit alors, avec le coefficient de Coriolis $\alpha = 1$ et le coefficient de débit $\varphi = 0,9$, sous la forme :

$$h = \frac{\sqrt{g}}{\varphi \sqrt{2g} \sqrt{E - h}} = \frac{40}{0,9 \times 4,43 \sqrt{18,48 - h}} = \frac{10,02}{\sqrt{18,48 - h}}$$

d'où : $h = 2,48 \text{ m}$

et la vitesse : $v = \frac{40,0}{2,48} = 16,1 \text{ m/s}$

à l'extrémité amont du tronçon à pente de 50 ‰ (à l'arête du saut

ski) dont la cote est de :

$$267,50 + 70,0 \times 0,5 = 297,50$$

la charge est de :

$$E = 311,20 + 2,48 + \frac{16,1^2}{2g} - 297,50 = 29,38$$

1^{re} équation de Bernoulli en ce point :

$$h = \frac{10,02}{\sqrt{29,38 - h}}$$

d'où :

$$h = 1,92 \text{ m} ; v = \frac{40}{1,92} = 20,8 \text{ m/s.}$$

De même, nous aurons pour l'extrémité aval du coursier (cote 267,50) :

$$E = 297,50 + 1,92 + \frac{20,8^2}{2g} - 267,50 = 54,02 \text{ m}$$

$$h = \frac{10,02}{\sqrt{54,02 - h}}$$

d'où :

$$h = 1,38 \text{ m} ; v = \frac{40}{1,38} = \underline{29,0 \text{ m/s}}$$

Les murs-bajoyers d'une hauteur minimale de 3,0 m pourront donc contenir la lame d'eau en toute sécurité.

3.2 - Dérivation provisoire

Nous calculons la capacité de la galerie de dérivation provisoire pour le niveau amont du plan d'eau à la cote 269,50 (comme pour la variante à masque amont).

Les caractéristiques de la galerie sont les suivantes :

- Section circulaire $d = 5,0 \text{ m}$; $S = 19,6 \text{ m}^2$
- Coefficient de Strickler $K_s = 80$
- Longueur $l = 367 \text{ m}$
- Cote du radier aval $254,00$
- Cote du radier amont $264,00$

La vitesse est donnée par la formule :

$$v = \sqrt{\frac{2g H}{1 + \sum K + \lambda \frac{l}{d}}}$$

La charge disponible est de :

$$H = 269,50 - (254,00 + 2,50) = 13,0 \text{ m}$$

Le coefficient de pertes à l'entonnement :

$$K = 0,1$$

Le coefficient de pertes de charge par frottements :

$$\lambda \frac{l}{d} = \frac{124,6}{80^2} \frac{1}{3\sqrt{5,0}} \times \frac{367}{5,0} = 0,0114 \times 73,4 = 0,836$$

La vitesse est donc égale à :

$$v = 4,43 \sqrt{\frac{13,0}{1 + 0,1 + 0,836}} = 11,5 \text{ m/s}$$

et le débit :

$$Q = v \times S = 11,5 \times 19,6 = \underline{225 \text{ m}^3/\text{s}}$$

3.3 - Vidange de fond

La vidange de fond est aménagée dans la galerie de dérivation provisoire par l'installation d'un pertuis de 2,5 x 3,0m qui peut être obturé par deux vannes plates. Le pertuis est situé à l'aval d'un rétrécissement progressif de la galerie sur une longueur de 10,0 m. La longueur de la galerie à l'amont de ce rétrécissement est d'environ 100 m et le centre du pertuis est à la cote 263,00.

Comme pour la variante à masque amont nous aurons :

Les pertes par frottements dans la galerie circulaire :

$$m l_1 = 100 \times 0,302 \times 10^{-6} = 30,2 \times 10^{-6}$$

Les pertes singulières

$$m'_g K + m'_p (K_1 + K_2) = (13,2 + 1785) 10^{-6}$$

Les pertes par frottements sur les tronçons rectangulaire et de raccordement :

$$m l_2 + m l_3 = (0,53 \times 10,0 + 8,25 \times 10,0) \times 10^{-6}$$

Le débit sous la retenue normale (320,00)

$$Q = 10^3 \times \sqrt{\frac{320,00 - 263,00}{30,2 + 1798,2 + 87,8}} = 10^3 \times \sqrt{\frac{57,0}{1916,2}} = \underline{173 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Sous les plus basses eaux (280,00) :

$$Q = 10^3 \times \sqrt{\frac{17,0}{1916,2}} = 94 \text{ m}^3/\text{s}$$

4 - OUVRAGES D'ADDUCTION D'EAU VERS LA RETENUE

4.1 - Barrage sur Abou Aali

4.1 1 - Evacuation des crues (plans 5,1 et 5,2)

Le débit à évacuer est celui que l'on déduit de la crue exceptionnelle du Nahr Abou Aali à Kousba établi par l'étude de la SCET (voir § 1.2) à :

$$Q = 963 \text{ m}^3/\text{s}$$

Entre le barrage de prise et la station de Kousba située à 3 km environ à l'aval, la rivière ne reçoit pas d'affluents importants, c'est pourquoi nous retiendrons ce débit comme base des estimations suivantes :

Si l'on prend ce débit pour la crue dont la période de retour est de 10.000 ans nous obtiendrons pour la crue annuelle un débit de pointe :

$$Q = \frac{963}{4,2} = 230 \text{ m}^3/\text{s}$$

ce qui correspond à un débit moyen journalier de :

$$q = Q \left(1 + \frac{2,66}{50,3}\right)^{-1} = 143 \text{ m}^3/\text{s}$$

En réalité, ce débit n'a pu être observé qu'une seule fois pendant une période dépassant 10 ans. (230 m³/s en Fev.1952 sur une période de 1949 - 1962 selon la SCET).

A cette période correspond un débit théorique de :

$$Q = \frac{963}{4,2} \times 1,8 = 415 \text{ m}^3/\text{s}$$

En attendant les résultats d'une analyse plus détaillé

nous réduirons donc le débit à évacuer dans la même proportion, soit :

$$Q_{\max} = \frac{963}{1,8} = 535 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit que l'on peut évacuer par dessus les plots déversants du barrage est donné par l'expression :

$$Q = \mu l \times \sqrt{2g} H^{3/2}$$

Avec une revanche de 1 m par rapport à la crête du barrage, la charge sur le seuil sera de :

$$H = 4,0 \text{ m}$$

La longueur des deux plots déversants étant :

$$l = 30,0 \text{ m}$$

nous aurons :

$$Q = 0,49 \times 30 \times 4,43 \times 4,0^{3/2} = 522 \text{ m}^3/\text{s}$$

débit très proche de la plus forte crue.

4.1 2 - Pertuis de chasse (plan 5,2)

Destinés essentiellement à maintenir l'entrée de la galerie libre et pour le réglage du niveau de la retenue, les deux pertuis de 2,5 x 2,0 m peuvent également être utilisés pour l'évacuation des crues.

Sous la cote des plus hautes eaux leur capacité est d'environ :

$$Q = \mu S \sqrt{2g} h = 0,6 \times 2 \times 2,0 \times 2,5 \times 4,43 \sqrt{430,50 - 422,75} =$$

$$Q = 0,6 \times 10 \times 4,43 \times \sqrt{7,75} = 74 \text{ m}^3/\text{s}$$

Si l'on ajoute ce débit à celui du seuil déversant on peut évacuer au total :

$$Q_T = 522 + 74 = 596 \text{ m}^3/\text{s} > 535 \text{ m}^3/\text{s}$$

Lors du réglage du niveau, la capacité des pertuis sera :

$$Q = \frac{2}{3} \mu \times l \sqrt{2g} (h_2^{3/2} - h_1^{3/2})$$

$$Q = \frac{2}{3} 0,6 \times 4,0 \times 4,43 (5,5^{3/2} - 3,0^{3/2}) = 54,5 \text{ m}^3/\text{s}$$

On peut donc maintenir le niveau de la retenue à la cote 426,50 pratiquement pendant toute la période d'exploitation.

4.2 - Galerie (plan 5,3)

La galerie à écoulement libre reliant Mahr Abou Aali avec la retenue de Dar Boachtar est définie par les caractéristiques suivantes :

- Section : en fer à cheval, $D = 2,6 \text{ m}$
- Longueur : $l = 3,45 \text{ km}$
- Cote du radior aval 420,00
- Cote du radior amont 424,14
- Pente longitudinale $i = 0,0012 \text{ m/m}$
- Coefficient de rugosité du revêtement : $K_s = 80$

Nous calculons le débit de la retenue normale du barrage de prise, soit 426,50.

Pour cela, nous devons connaître le type de l'écoulement dans la galerie.

البحرورية اللبنانية

مكتب وزير الدولة لشؤون التنمية الإدارية
مركز مشاريع ودراسات القطاع العام

- 40 -

Supposons que nous sommes dans le cas où $i < i_c$
et trouvons la profondeur h de l'écoulement qui satisfait le
système d'équations :

$$Q = K \times S \times \sqrt{2g (H - h)}$$

$$Q' = K_s S R^{2/3} \times \sqrt{i}$$

Avec :

$$H = 426,50 - 424,14 = 2,36 \text{ m}$$

$$K = 0,90 ; K_s = 80 ; \sqrt{i} = \sqrt{0,0012} = 0,0346$$

et :

$$S = \beta \times D^2 ; SR^{2/3} = \varphi D^{2/3} \text{ (voir tableau du § 2.14)}$$

nous aurons :

$$Q = 0,9 \times \beta \times 6,76 \times 4,43 \sqrt{2,36 - h} = 26,9 \beta \sqrt{2,36 - h}$$

$$Q' = 80 \times \varphi \times 12,78 \times 0,0346 = 35,3 \varphi$$

Le calcul se fera dans le tableau suivant :

h	$\sqrt{2,36 - h}$	$\alpha = \frac{h}{D}$	β	Q	φ	Q'
1,30	1,030	0,5	0,432	11,95	0,174	6,14
1,56	0,894	0,6	0,532	12,80	0,228	8,05
1,82	0,735	0,7	0,627	12,40	0,280	9,89
2,08	0,530	0,8	0,713	10,16	0,323	11,46
2,34	0,141	0,9	0,784	2,97	0,350	12,35

Le graphique de la figure 12 donne la solution pour

$$h = 2,01 \text{ m}$$

qui est

$$Q = 11,14 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit maximum que la galerie peut dériver en écoulement à surface libre se produit avec une profondeur :

$$h = 0,935 \times 2,6 = 2,43 \text{ m}$$

pour laquelle le débit serait de :

$$Q = 0,352 \times 35,3 = 12,4 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ceci nécessiterait cependant soit une légère surélévation du plan d'eau de la retenue, soit un calage légèrement plus bas de la galerie.

Les modifications utiles pourront être décidées dès que le débit de pointe à dériver sera mieux connu.

Maintenant, on peut vérifier l'hypothèse $i < i_c$ pour quelques débits voisins du débit calculé. Prenons $Q = 11 \text{ m}^3/\text{s}$ et $12 \text{ m}^3/\text{s}$.

- Détermination de la profondeur critique.

$$Q = 11,0 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Nous cherchons la hauteur d'eau pour le débit $Q = 11,0 \text{ m}^3/\text{s}$ telle que la charge spécifique soit minimale.

Par définition :

$$H_s = h + \frac{v^2}{2g}$$

où :

$$h = \alpha D$$

$$v = \frac{Q}{S} \quad \text{et} \quad S = \beta D^2$$

donc :

$$H_s = \alpha D + \frac{Q^2}{2g \beta^2 D^4}$$

soit numériquement :

$$H_s = 2,6 \alpha + \frac{11,0^2}{19,62 \cdot \beta^2 \cdot 2,6^4} = 2,6 \alpha + \frac{0,135}{\beta^2}$$

α	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90
β	0,237	0,334	0,432	0,532	0,627	0,713	0,784
β^2	0,0561	0,1115	0,187	0,283	0,392	0,518	0,615
$\frac{0,135}{\beta^2}$	2,41	1,21	0,72	0,48	0,34	0,26	0,22
h	0,78	1,04	1,30	1,56	1,82	2,08	2,34
H_s	3,19	2,25	2,02	2,04	2,16	2,34	2,56

De même, nous aurons pour :

$$Q = 12,0 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_s = 2,6 \alpha + \frac{12,0^2}{895 \beta^2} = 2,6 \alpha + \frac{0,161}{\beta^2}$$

ou avec :

$$\frac{S_c}{L_c} = \frac{Q^2}{S_c^2 \times S}$$

$$i_c = \frac{Q^2}{K_s^2 \times (S_c \times R_c^{2/3})^2} = \frac{Q^2}{K_s^2 \times (\varphi \times D^{8/3})^2}$$

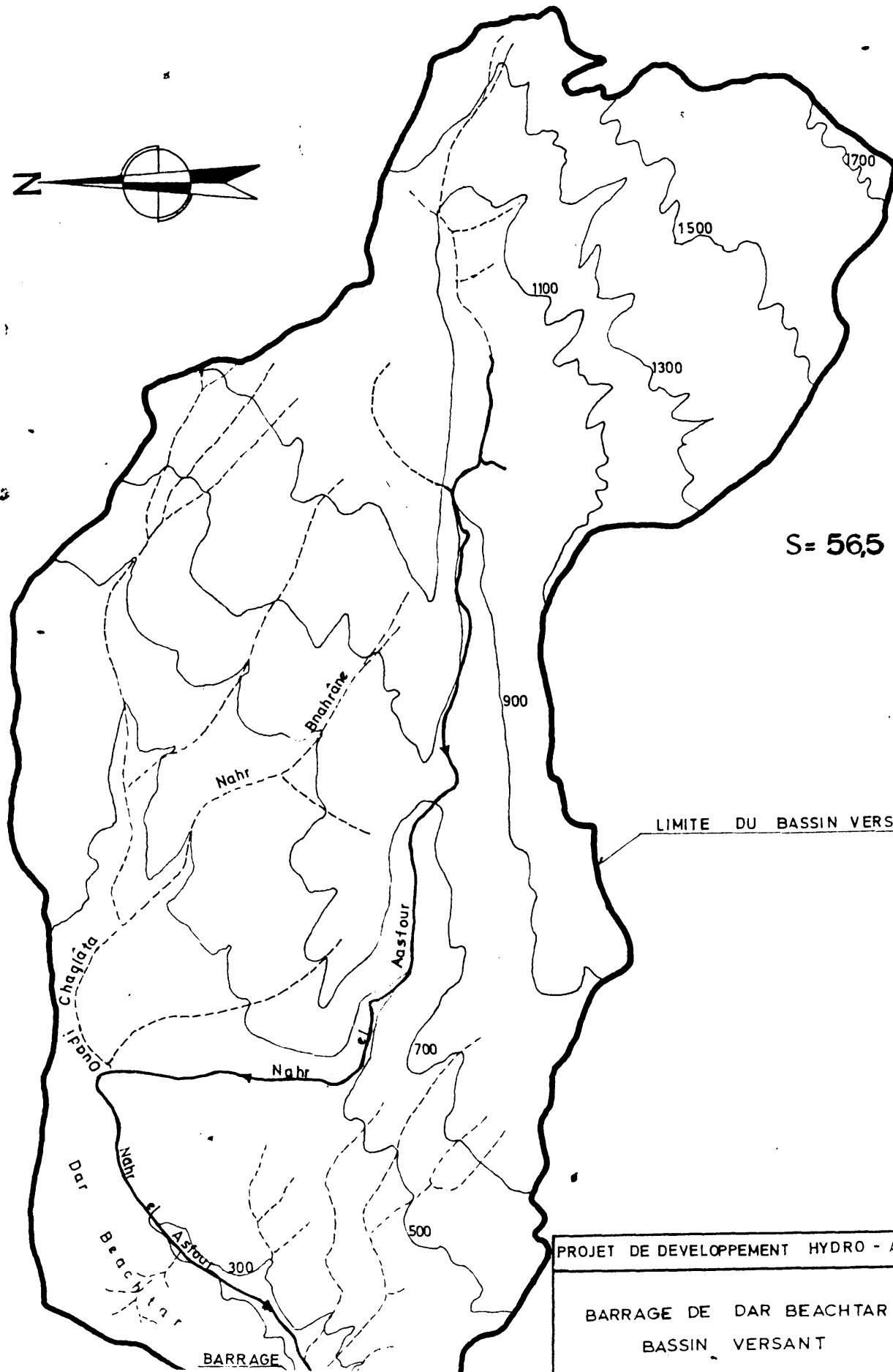
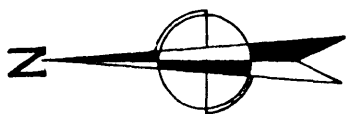
Pour le débit de 11,0 m³/s nous avons :

$$i_c = \frac{11,0^2}{80^2 \times (0,185 \times 2,6^{8/3})^2} = 0,00336 \text{ m/m} > 0,00120 \text{ m/m}$$

De même, pour le débit de 12,0 m³/s

$$i_c = \frac{12,0^2}{80^2 \times (0,20 \times 2,6^{8/3})^2} = 0,00343 \text{ m/m} > 0,00120 \text{ m/m}$$

Pour le débit calculé de $Q = 11,14 \text{ m}^3/\text{s}$ et la pente de la galerie de $i = 0,0012 \text{ m/m}$, on se trouve donc bien dans le cas $i < i_c$ et le débit a la valeur compatible avec les conditions de charge et le régime uniforme dans la galerie.



S = 56,5 km²

LIMITE DU BASSIN VERSANT

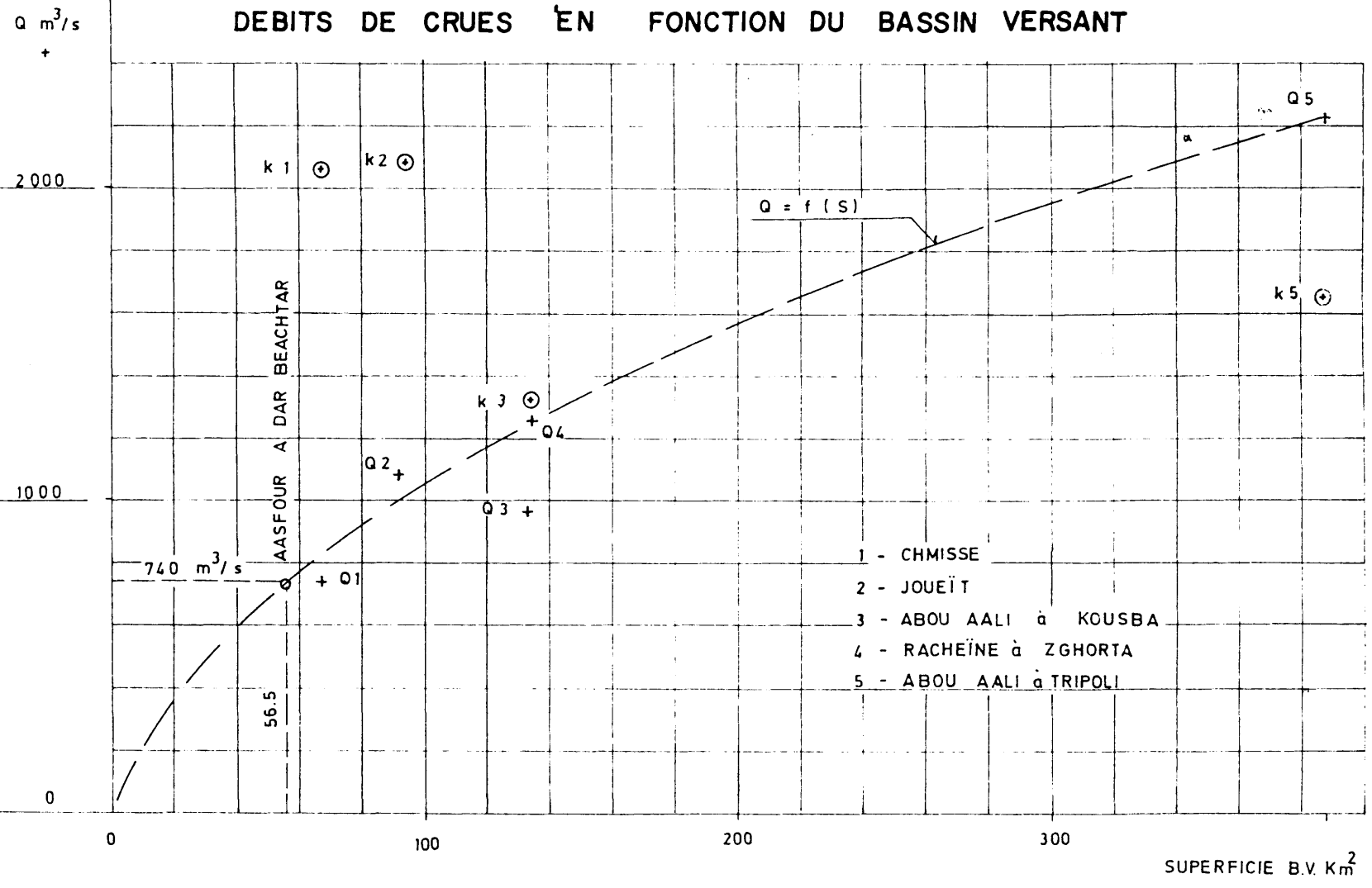
PROJET DE DEVELOPPEMENT HYDRO - AGRICOLE

BARRAGE DE DAR BEAHTAR
BASSIN VERSANT

GC-03

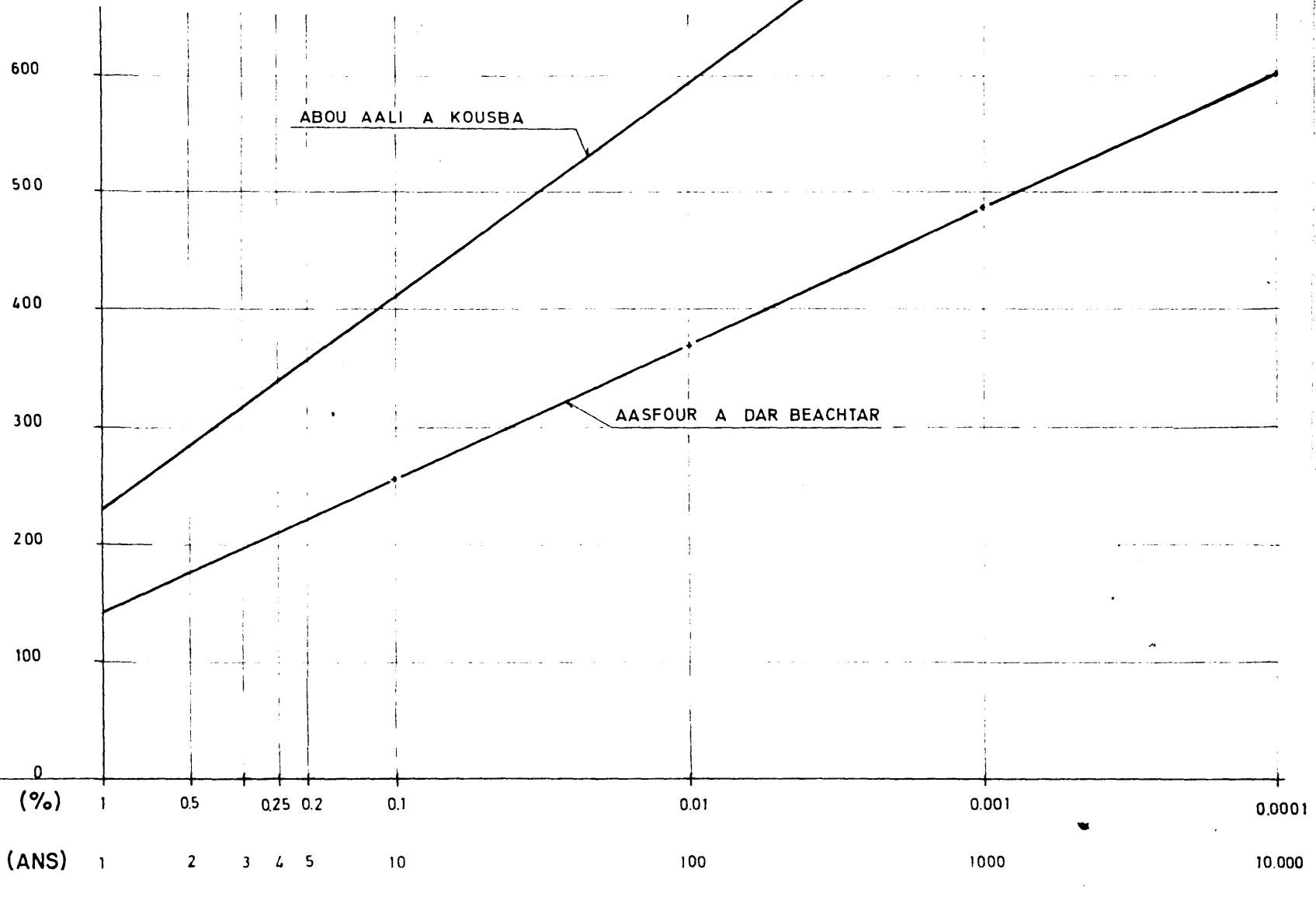
1.2/1

DEBITS DE CRUES EN FONCTION DU BASSIN VERSANT

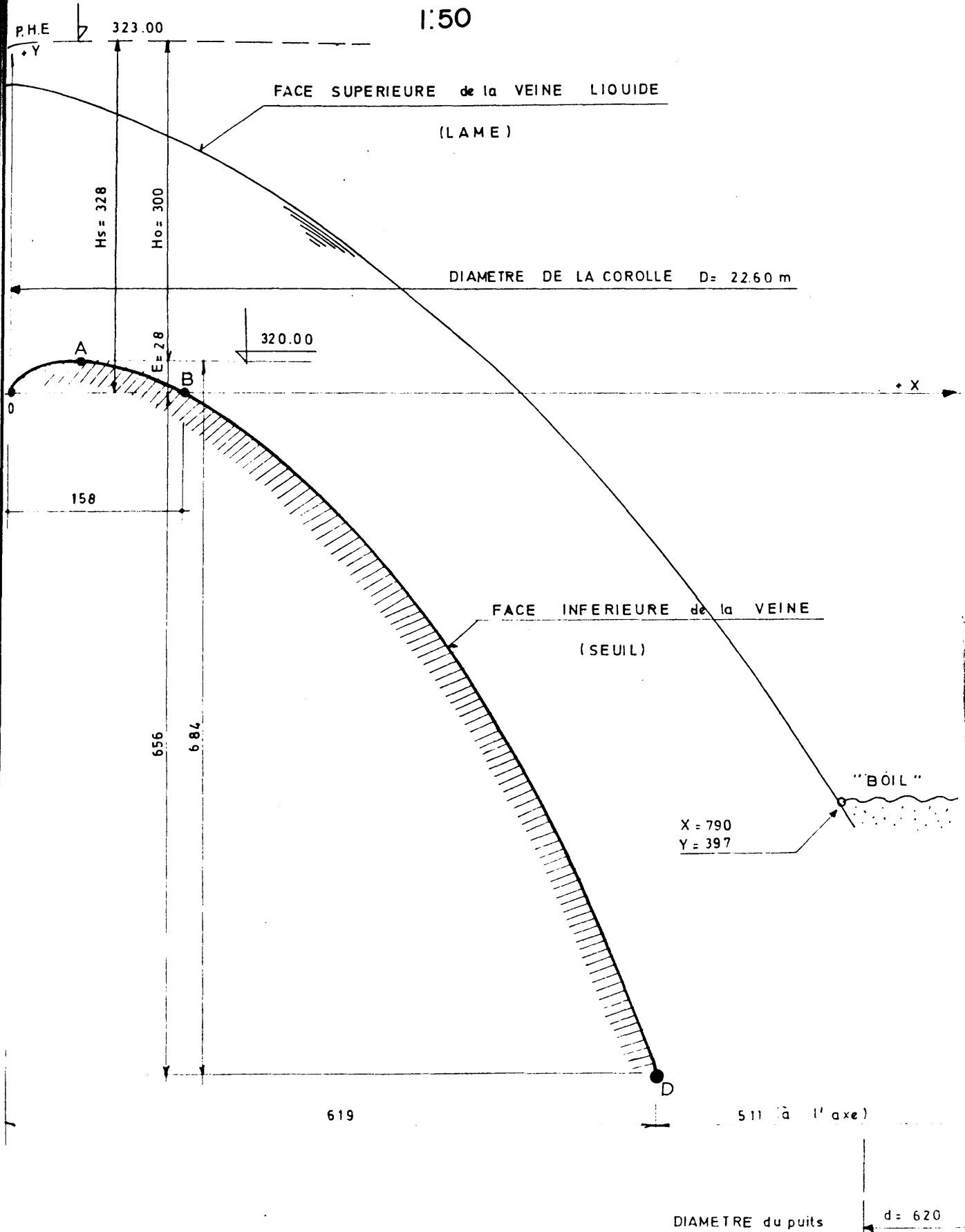


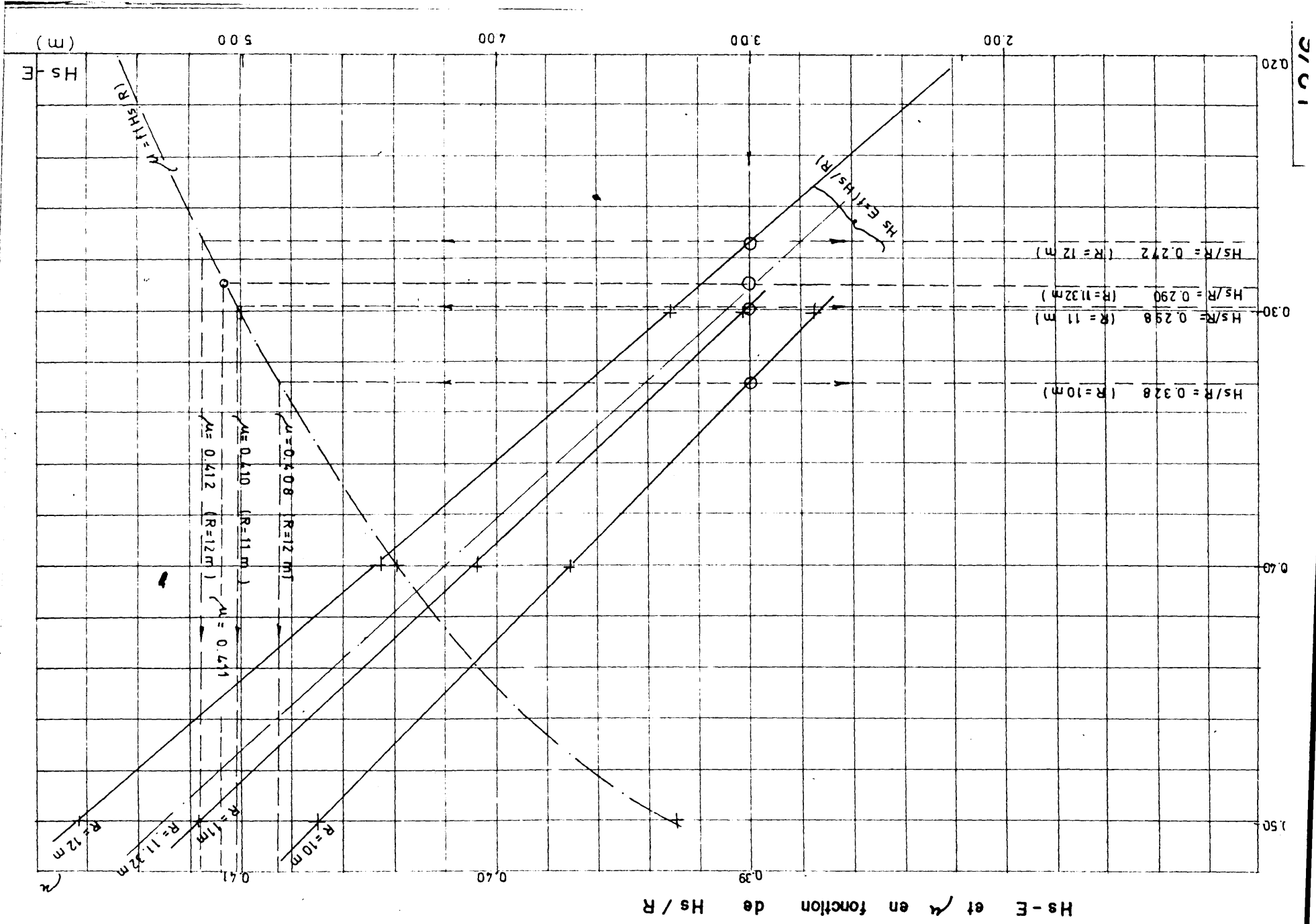
- 1 - CHMISSE
- 2 - JOUEÏT
- 3 - ABOU AALI à KOUSBA
- 4 - RACHEÏNE à ZGHORTA
- 5 - ABOU AALI à TRIPOLI

FREQUENCE DES CRUES

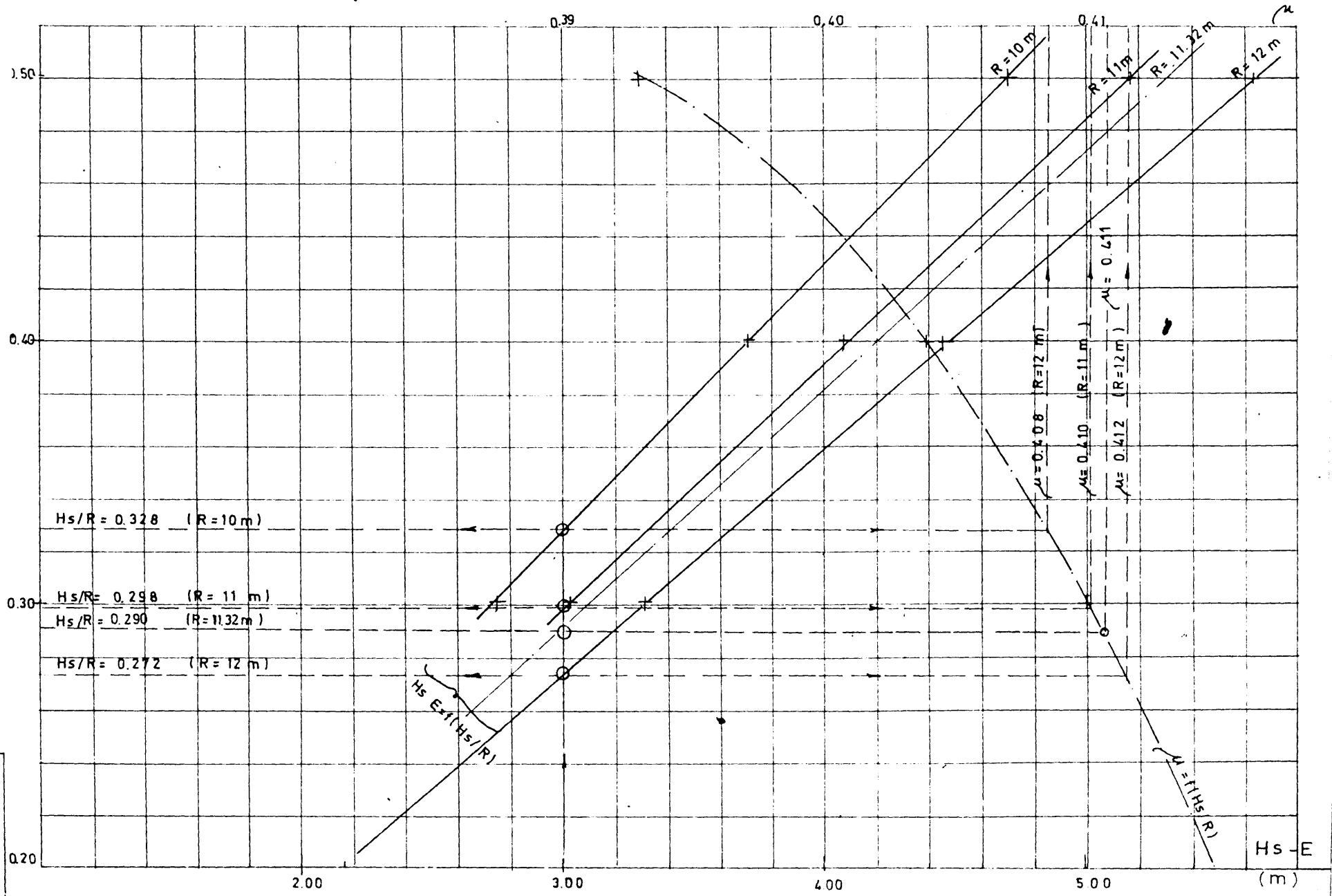


FORME DU SEUIL DEVERSANT



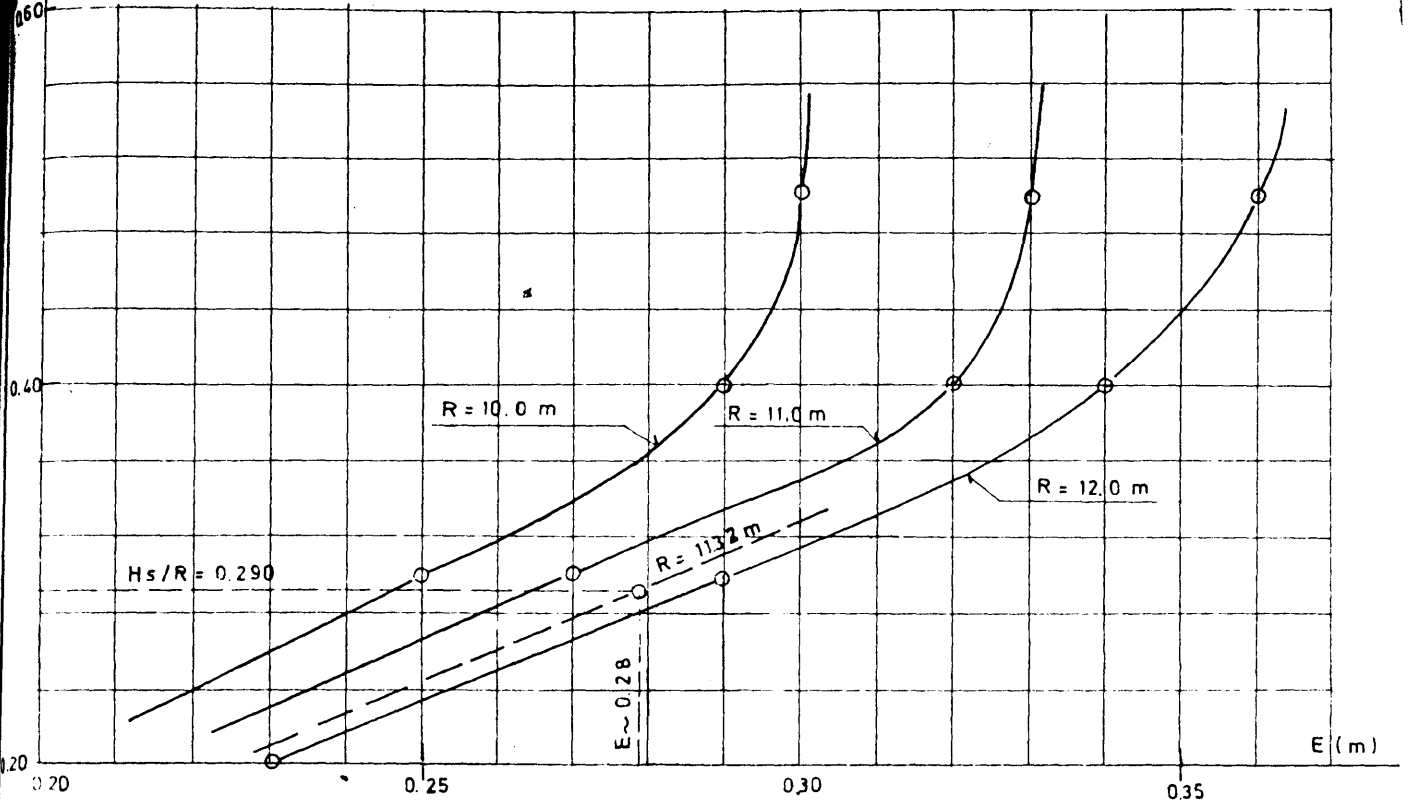


Hs - E et μ en fonction de Hs / R

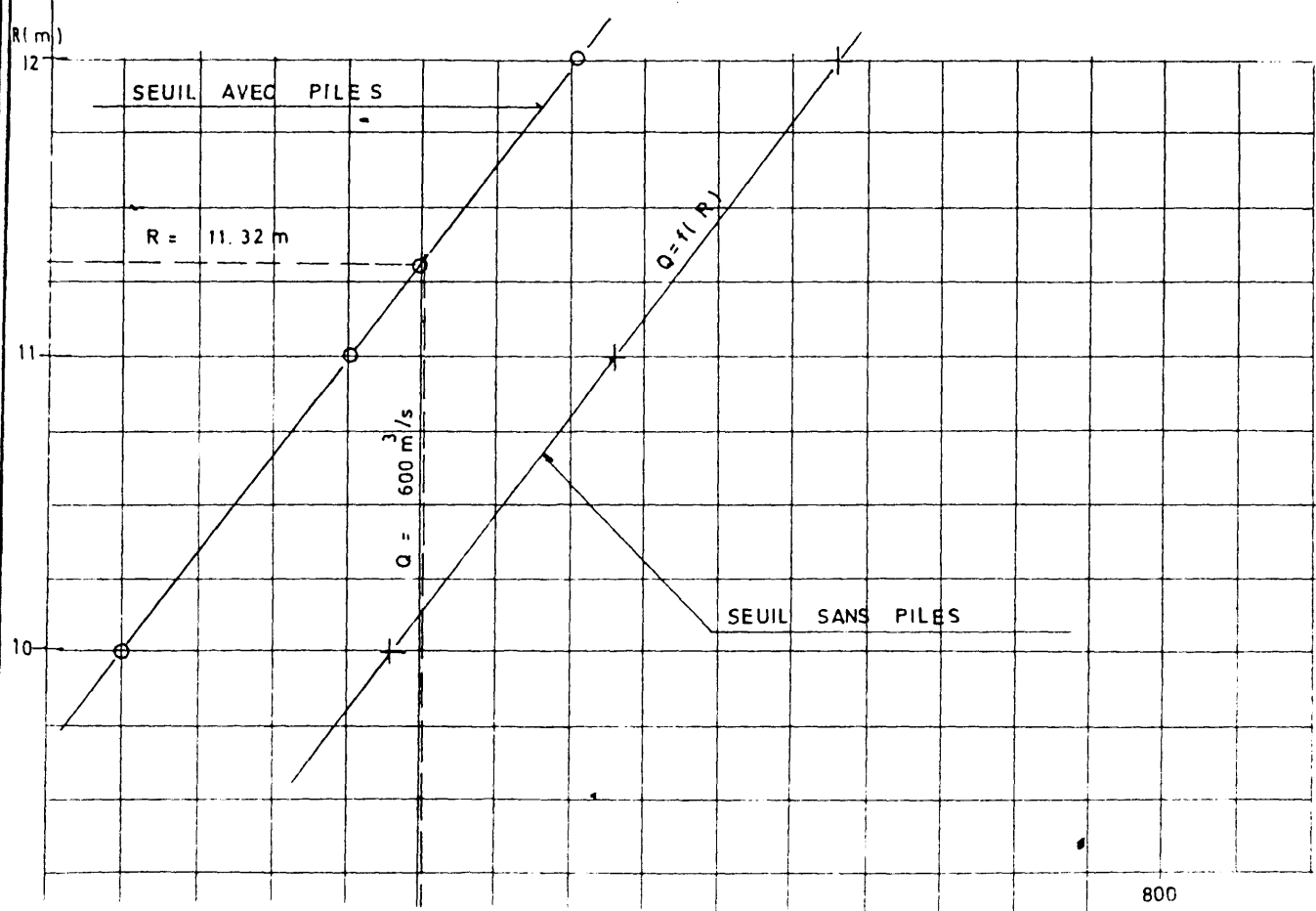


HS/R
0.60

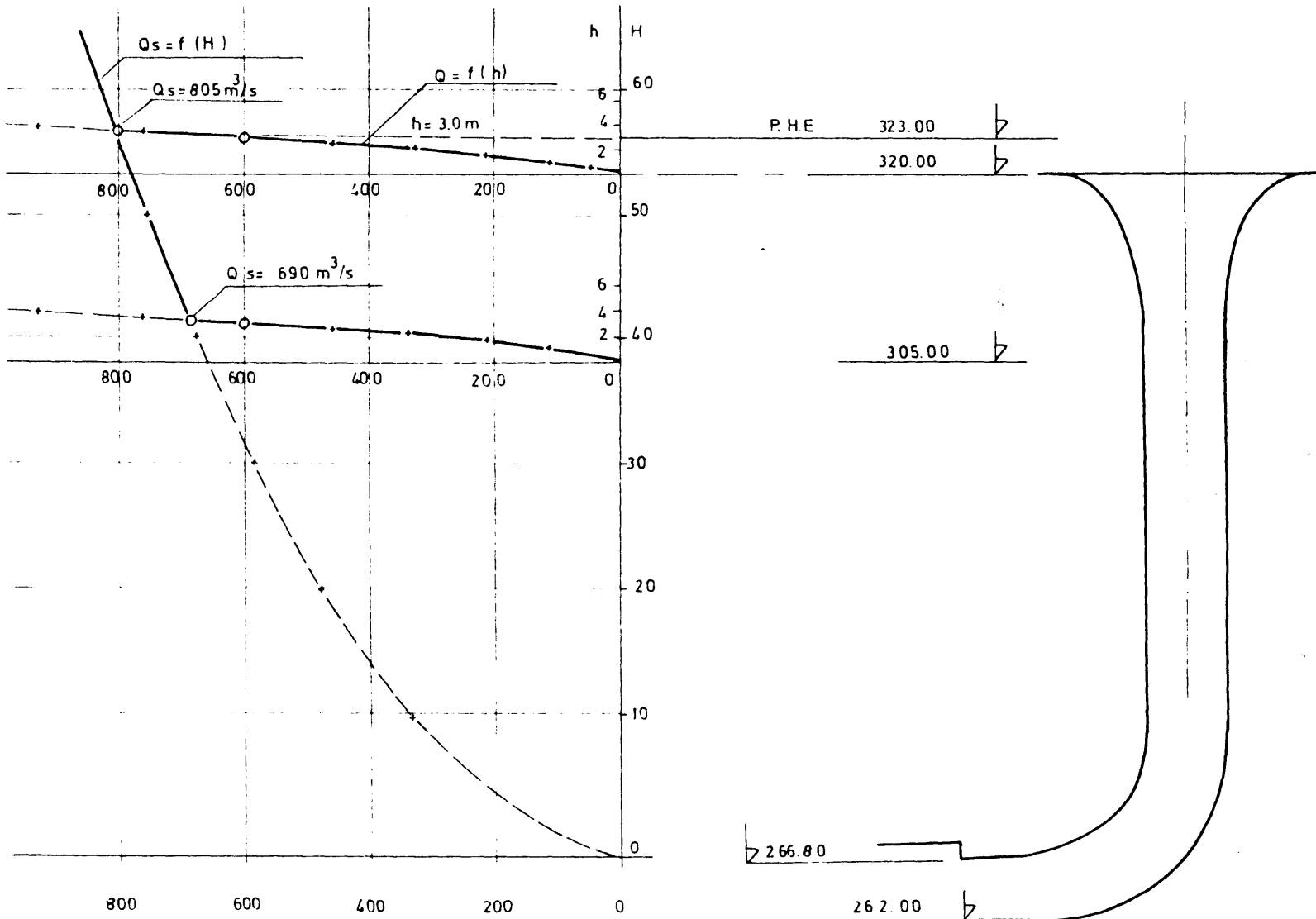
COURBE $E = f(Hs/R)$



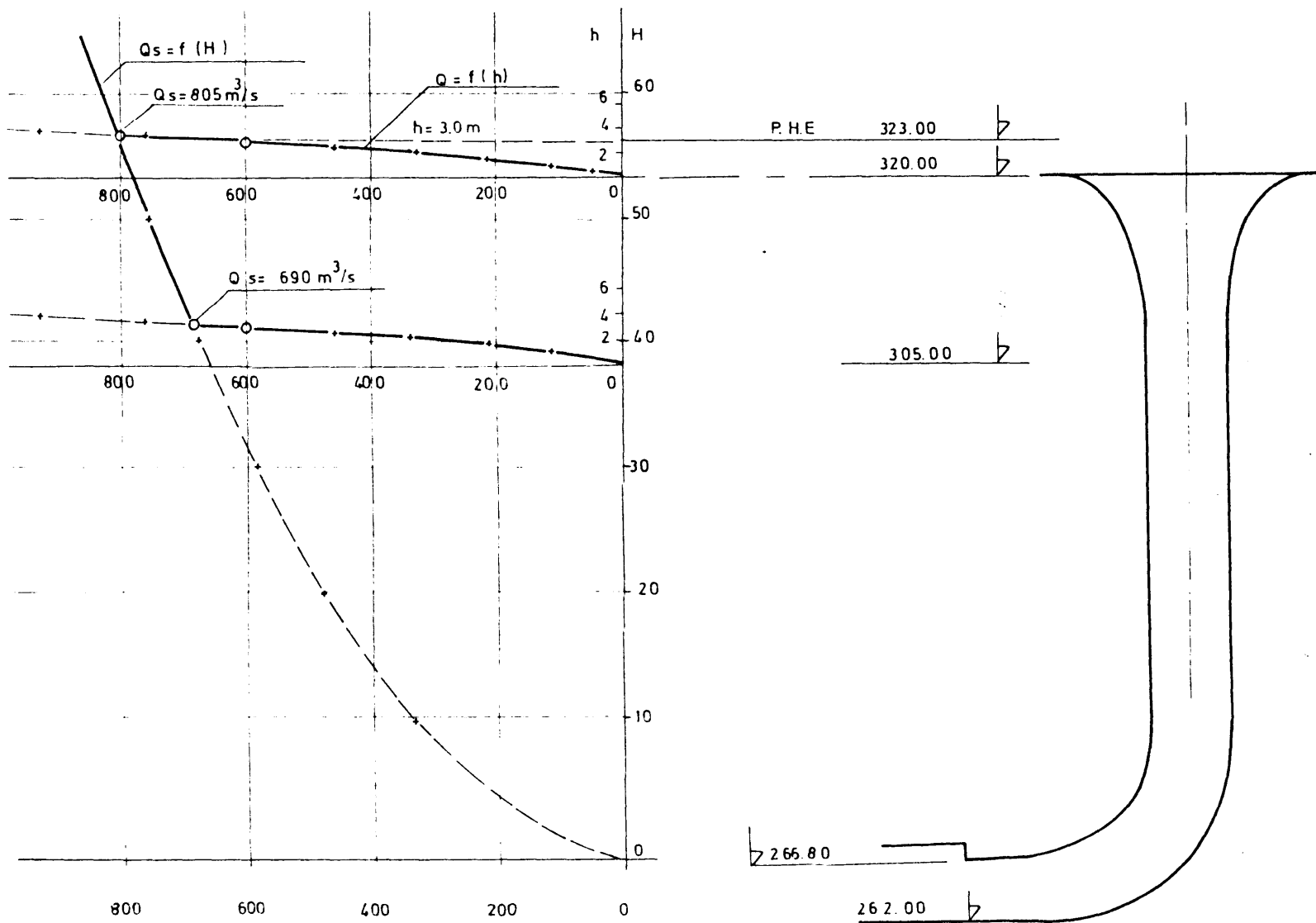
DIAMÈTRE R DE LA COROLLE EN FONCTION DU DÉBIT Q (Pour $H_0 = 3.0$ m)



COURBE DEBIT - HAUTEUR DU DEVERSOIR EN PUIITS

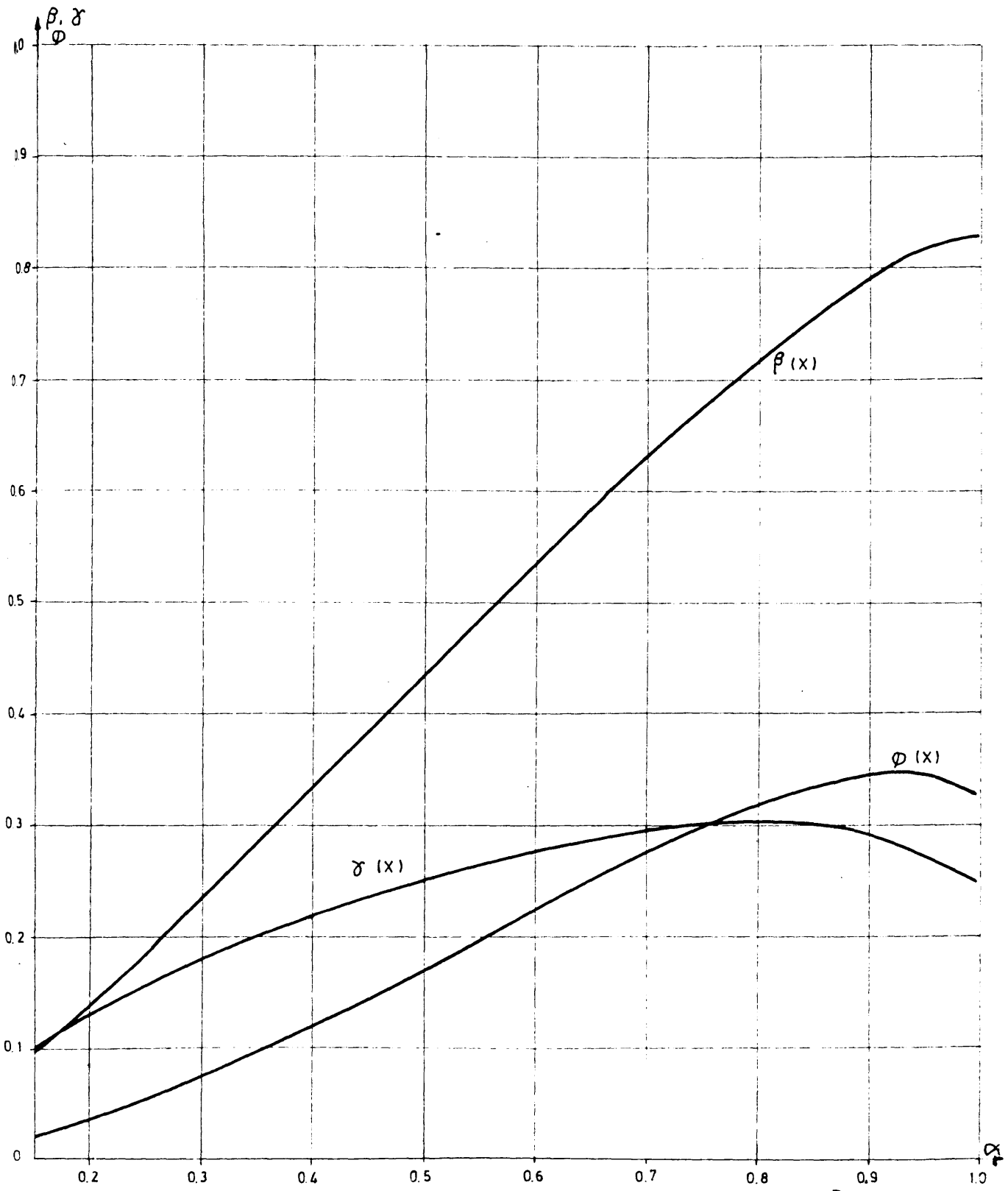


COURBE DEBIT - HAUTEUR DU DEVERSOIR EN PUIIS



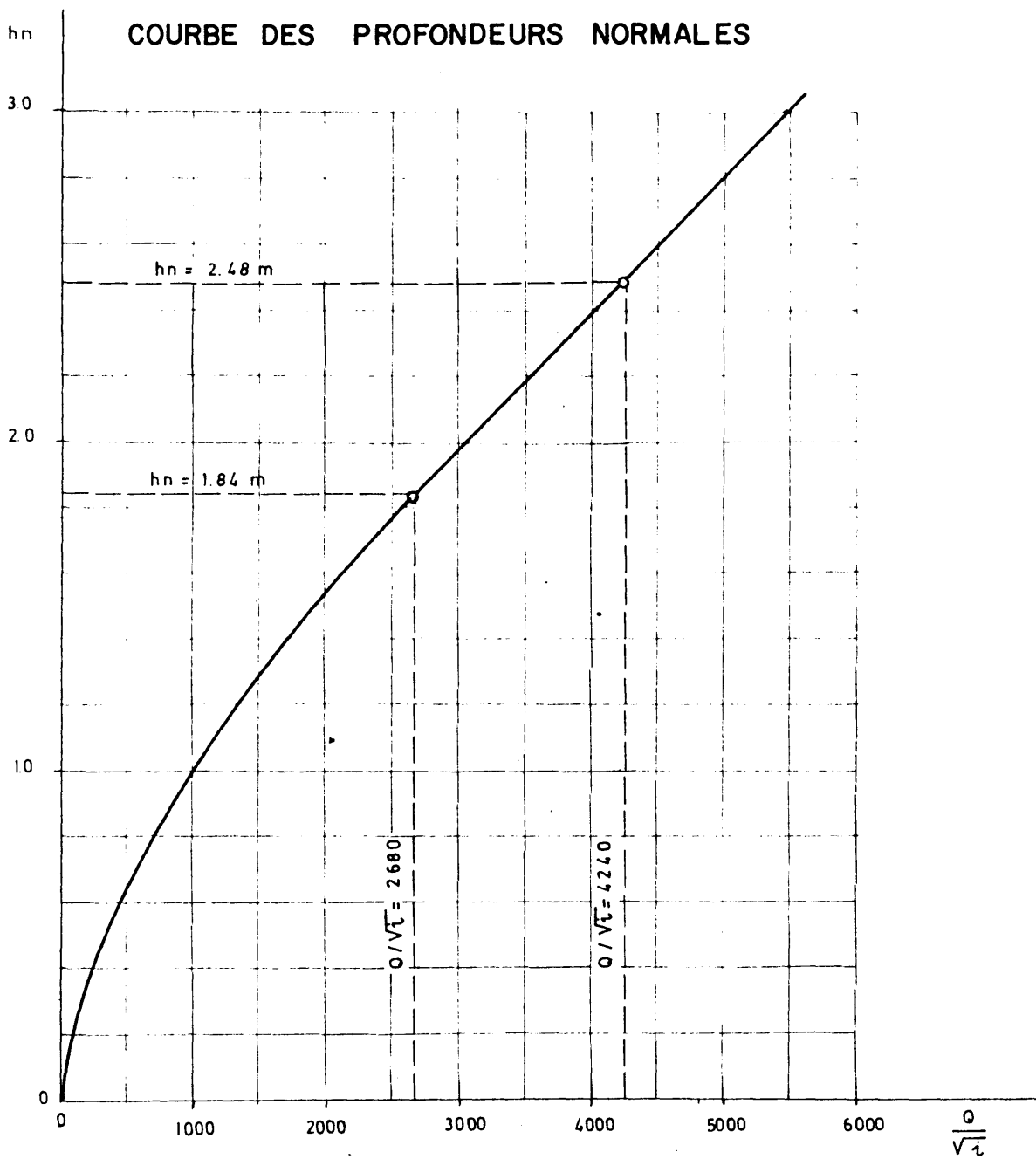
CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA SECTION EN FER A CHEVAL

$$\alpha = \frac{h}{D} \quad , \quad \beta = \frac{S}{D^2} \quad , \quad \gamma = \frac{R}{D} \quad , \quad \varphi = \frac{SR^{2/3}}{D^{8/3}}$$

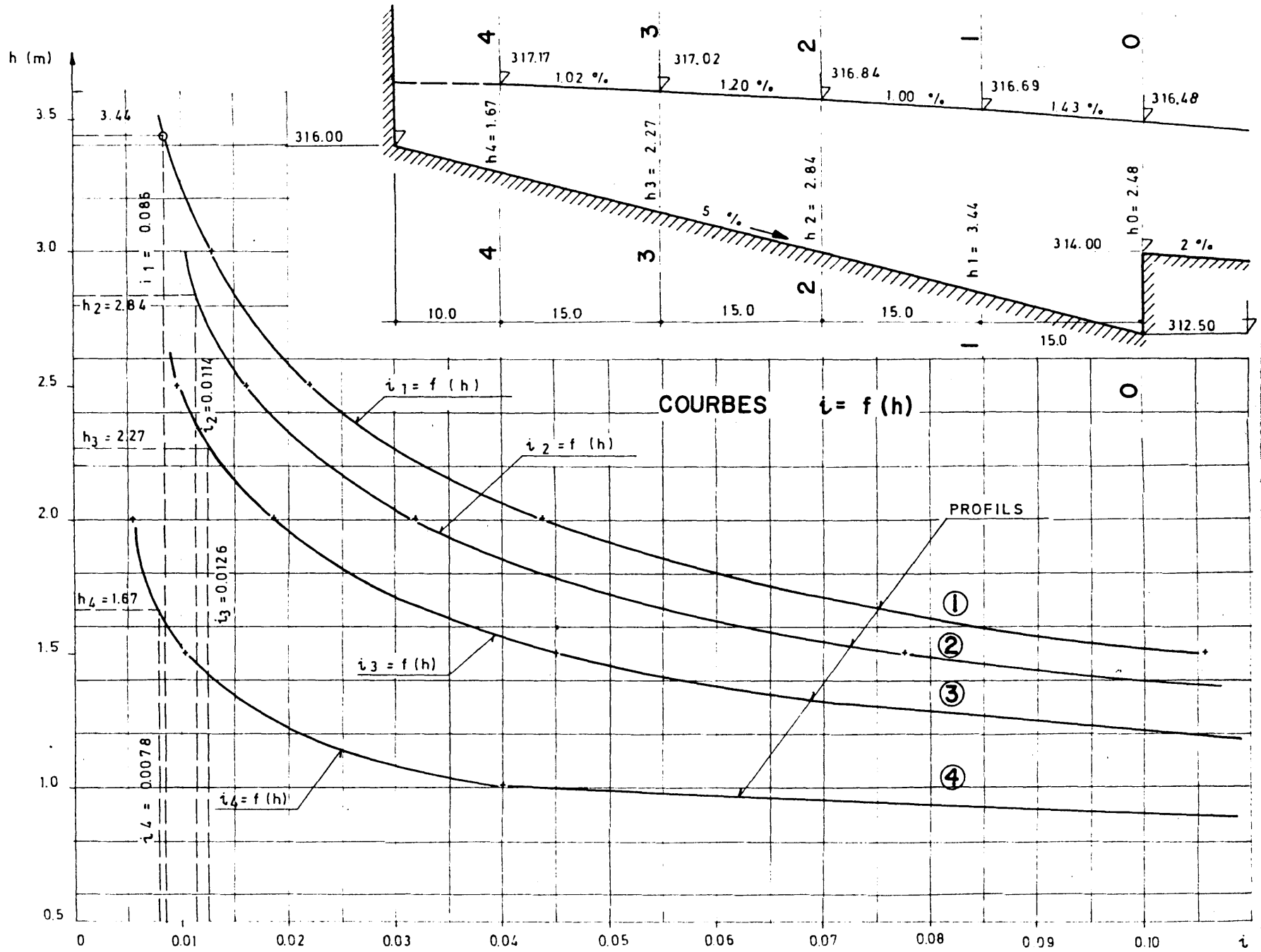


COURSIER DE L'EVACUATEUR DE CRUES

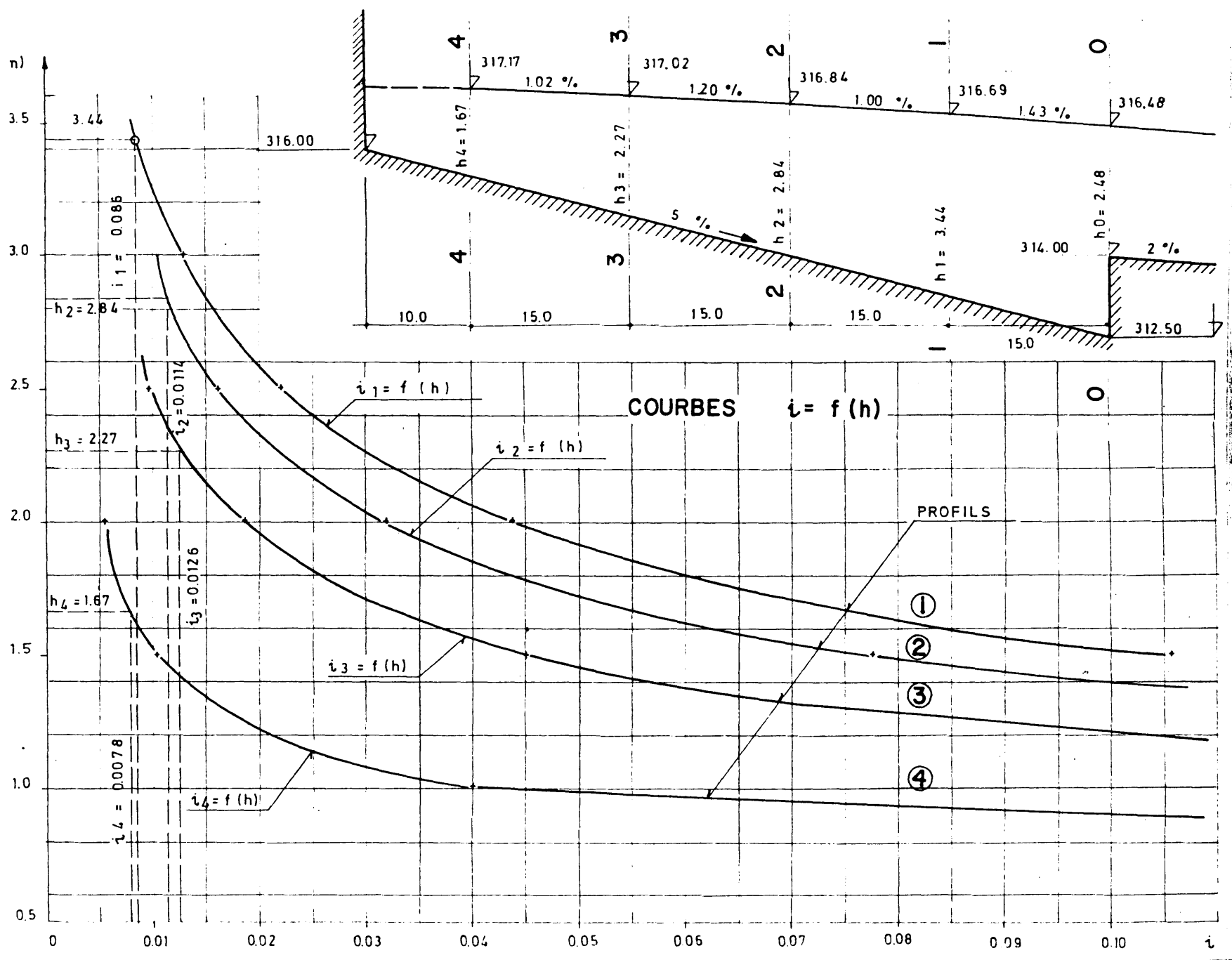
COURBE DES PROFONDEURS NORMALES



CANAŁ LATERAL DE L'EVACUATEUR DE CRUES

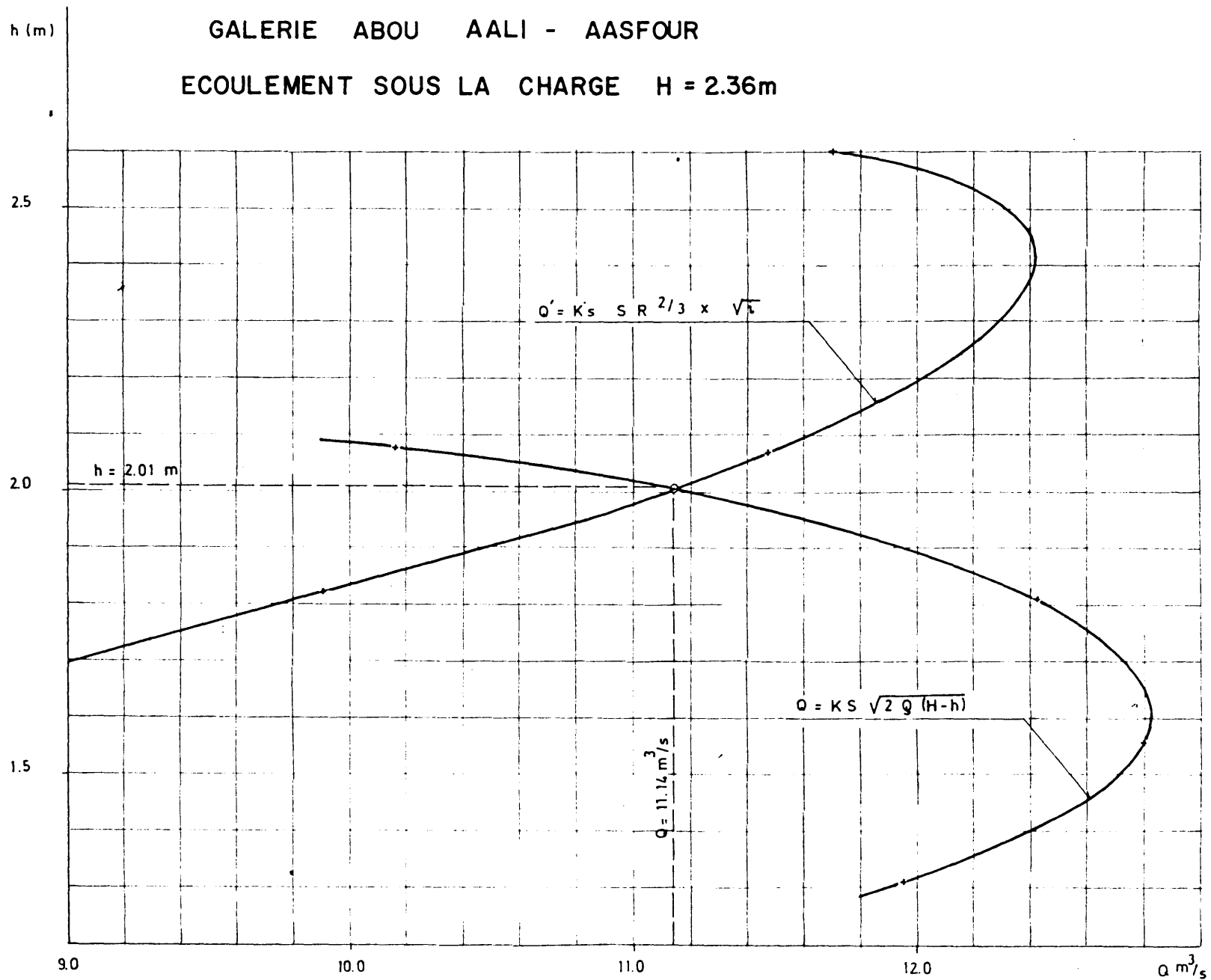


CAÑAL LATERAL DE L'EVACUATEUR DE CRUES



GALERIE ABOU AALI - AASFOUR

ECOULEMENT SOUS LA CHARGE $H = 2.36\text{m}$



البحرورية اللبنانية

مكتب وزير الدولة لشؤون التنمية الإدارية
مركز مشاريع ودراسات القطاع العام

GALERIE ABOU AALI - AASFOUR

CHARGE SPECIFIQUE EN FONCTION DE LA PROFONDEUR

Hs (m)

