

وزارة التربية الوطنية
MINISTERE DE L'EDUCATION NATIONALE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE



PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE COMPARATIVE
DE S
EVACUATEURS DE CRUE
AVEC
APPLICATION AU BARRAGE
DE KOUDIAT ROSFA

3 PLANCHES

Proposé par :

Mr AM. BERMAD

Etudié par :

Mr M. TOULÉB

Dirigé par

Mr AM. BERMAD
Mr S. ABAS

PROMOTION

Juin 1993

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التربية الوطنية
MINISTERE DE L'EDUCATION NATIONALE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE COMPARATIVE
DE S
EVACUATEURS DE CRUE
AVEC
APPLICATION AU BARRAGE
DE KOUDIAT ROSFA

Proposé par :

Mr AM. BERMAD

Etudié par :

Mr M. TOULEB

Dirigé par

Mr AM. BERMAD
Mr S. ABAS

PROMOTION

Juin 1993

E.N.P. 10, Avenue Hacem Badi El-Harrach - ALGER

ABSTRACT:

When we realize DAMS, we must protect them against submersions, with the technic of spillways.

The appropriate type choice of spillways is sometimes in relation with technical and economic conditions, with comparative study which consists in the determination of the technical and economic variant.

خلاصة :

إن حماية السدود من خطر الكوارث الناتجة عن الفيضانات، يتم عن طريق الاختيار الجيد لمصرف الجملة، ويتم اختيار النوع المناسب لهذا الأخير، لمراعات العوائق التقنية والاقتصادية، وذلك :
بدراسة تقارنية لمصرف الجملة المتحصولة في إيجاد النموذج التقني الاقتصادي.

RESUME:

Lors de la réalisation d'un projet de barrage, il faut le protéger contre les submersions, à l'aide d'un évacuateur de crue.

Le choix du type d'évacuateur de crue le plus approprié est souvent lié à des contraintes techniques et économiques par une étude comparative qui consiste à la détermination de la variante technico-économique.

REMERCIEMENTS

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Au terme de notre travail, nous tenons à
Remercier :

- M^R S. ABAS (A.N.B).
- M^R RACHID (A.N.B).
- M^{lle} N. TOUNSI (A.N.B).
- M^R F. SADAT (A.N.B).
- Personnel du département d'Hydrologie (A.N.R.H).

Pour leurs aides et leurs précieux conseils qu'ils n'ont cessé de nous prodiguer ; tout au long de l'élaboration de ce humble travail.

Je témoigne ma profonde gratitude à M^R BERMAD mon promoteur et mon enseignant, Les membres de jury, ainsi que le groupe de G-stop en particulier M^R DECHMI et n'oubliant pas M^R NAKIB, M^R REZGUI, Ben naef-A et M^R S. Nabil.

et à tous ce qui ont de près ou de loin contribué à notre formation.

Y. Bouleb

DEDICACES

- \forall maman: celle qui a longtemps espéré voir son fils "Mustapha" comme étant un cadre dans la Société... Celle qui s'est donnée corps et âme pour notre bien...

- \forall celui qui n'a pas connu le repos qui s'est privé même du plus nécessaire pour nous offrir un milieu favorable à notre épanouissement.

- \forall mes petits frères et sœurs.

- \forall tous mes oncles, leurs femmes ainsi que leurs enfants.

- \forall tous les amis particulièrement:

- M. CHATOUI et son fils A. E. K EL Amir.

- A. E. K DAOUAR et ses enfants.

- Mohamed Amirèche.

- YACINE Abid Charif.

- LAUD REMMACHE.

- B. Abdelmadjid.

- E. Braham (I.N.A).

- S. M^{ed} Seghir.

- T. OTHMAN (E.P.AU).

A tous ceux là, à tant d'autres je dédie ce modeste travail.

Y. Douïeb

SOMMAIRE

PREAMBULE

CHAPITRE I: Etude hydrologique

Introduction

- I-1) Crue de projet
- I-2) Estimation de la crue de projet
- I-3) Estimation d'une forme d'hydrogramme de crue

CHAPITRE II: Etude du laminage

Introduction

- II-1) Laminage de crue
- II-2) Equation du laminage
- II-3) Méthodes de calcul du laminage
- II-4) Critique des méthodes
- II-5) Modèle numérique

CHAPITRE III: Evacuateur de crue

CHAPITRE IV: Etude hydraulique

- IV-1) Section de contrôle
- IV-2) Coursier
- IV-3) Bassin de dissipation

CHAPITRE V: Etude comparative

CHAPITRE VI: Application

CONCLUSION GENERALE

ANNEXE: Détail du calcul du laminage

PREAMBULE

Lors de la réalisation d'un projet de barrage, il faut le prémunir contre sa destruction par submersion à la suite d'une forte crue, une telle destruction engendre une crue artificielle très dangereuse pour l'aval.

Il ne suffit pas de bien dimensionner un évacuateur de crue pour éviter toute submersion éventuelle à la suite d'une mauvaise performance qui peut être dûe à l'un des problèmes suivants:

- 1) Hydrologie : mauvaise estimation de la crue
- 2) Géologie et sismique:
 - Fondation inadéquate
 - Construction incorrecte
 - Mauvaise interprétation des conditions géologiques
- 3) Hydraulique:
 - Capacité insuffisante
 - Fonctionnement incorrect
- 4) Structural: Surface favorable pour la propagation de la cavitation .

Le choix de la meilleure variante au point de vue technico- économique, prend en compte:

- Une bonne étude hydrologique
- Une bonne étude du laminage
- Une bonne estimation du coût de construction des variantes proposées

L'objectif de notre travail est de présenter une méthodologie d'une étude comparative des évacuateurs de crue, le plan suivant a été adopté:

- Dans le chapitre I, on rappelle les différentes méthodes d'estimation de la crue de projet suivant la nature et la taille des données disponibles.
- Dans le chapitre II, on a présenté les méthodes de calcul du laminage avec élaboration d'un modèle numérique de calcul.

- Les chapitres III, IV et V ont été consacrés à l'étude des évacuateurs de crue.
- Une application au barrage de Koudiat ROSFA est donnée au chapitre VI
- Une conclusion générale mettra enfin l'accent sur l'intérêt d'une telle étude.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

CHAPITRE I

ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction

La sécurité hydraulique d'un barrage dépend de la fiabilité du calcul hydrologique de la crue de projet.

A cet effet, les outils de calcul dont dispose l'hydrologue sont nombreux, dépendent en grande partie des données disponibles.

Ainsi l'ingénieur est appelé à manipuler ses outils selon qu'il est dans l'un des cas suivants:

- * Cas où les données hydrométriques existent en nombre suffisant;
- * Cas où les données hydrométriques existent en nombre insuffisant;
- * Cas où il n'existe pas de données hydrométriques.

I- Définition de la crue de projet:

C'est la crue que l'ouvrage doit être capable d'évacuer sans dommage qui pourrait avoir des conséquences graves pour l'aval.

I-1 Fréquence de la crue de projet:

On ne peut admettre qu'un barrage dont la rupture éventuelle présente des risques pour la sécurité publique puisse être détruit par submersion à la suite d'une forte crue.

A cet effet, les ouvrages doivent être conçus sur la base d'une crue de fréquence au dépassement extrêmement faible.

Mais en général l'estimation d'une telle crue ne peut être faite de manière rigoureuse. En effet, les données hydrométriques

dont on dispose ne permettent pas d'évaluer des crues de fréquences aussi faibles, il est donc nécessaire de procéder à des extrapolations pour lesquelles on fait appel à des données pluviométriques dont les séries sont généralement longues.

I-1-1 Approche économique du choix de la fréquence de projet:

On rappelle que le cas concerne que les ouvrages ne menaçant pas la sécurité publique.

Le choix de cette fréquence résulte d'un calcul où l'on minimise le coût actualisé de toutes les dépenses afférents à l'ouvrage (coût de construction, de réparation, de dommages de construction éventuelles...)

Notons:

- D: le coût de la digue seule
- E: le coût de l'évacuateur des crues
- R: le coût des dommages en aval
- a: le taux d'actualisation
- F₁: fréquence de dépassement de crue

la dépense initiale: D + E

chaque année, il y a une probabilité pour qu'une crue supérieure à la crue de projet vienne détruire l'ouvrage.

Les dépenses totale actualisée, qu'il faut rendre minimale est donc:

$$C = D + E + \sum_{n=1}^{F_1} \frac{(D+E+R)}{(1+a)^n}$$

où

c: dépense totale

n: nombre d'année

soit pour une durée de vie assez longue de l'ouvrage:

$$C \simeq D + E + \frac{F_1}{a} (D + E + R)$$

Remarque

si F_1 augmente \longrightarrow D et E diminuent
si F_2 diminue \longrightarrow D et E augmentent } \longrightarrow $C=f(F_1)$ passe un minimum

Ce minimum est la fréquence de projet.

I-1-2 Cas de l'Algérie

Pour différents barrages étudiés et réalisés en Algérie, il a été admis que l'on retiendrait, pour les digues, les prescriptions suivantes:

- la crue cinq millénaire doit être évacuée en toute sécurité en maintenant une revanche ultime suffisante face aux vagues dans la retenus et aux tassements possibles de la digue en cas de séisme.
- la crue dix millénaire peut être évacuée, avec peut être quelques dégâts, mais sans que la sécurité du barrage soit mise en cause.

I-2 Estimation de la crue de projet:

I-2-1 Cas où les données hydrologiques existent en nombre suffisant:

Lorsqu'on dispose d'un nombre suffisant de données ($n > 15$ à 20 ans), les méthodes statistiques permettent d'estimer les crues de fréquence au dépassement de l'ordre (10^{-1} 10^{-2} à 10^{-3}) suivant la taille de l'échantillon.

On procède par un ajustement graphique par les lois suivantes:

- loi normale
- loi exponentielle
- loi de pearson III
- loi de pearson V
- loi de fréchet
- loi gumbel

On retiendra alors le faisceau de courbe qui s'ajustera le mieux à l'échantillon et on contrôlera la qualité de cet ajustement par l'un des tests d'adéquation (KHI-deux, KOLMOGOROV et SMIRNOV...)

I-2-2 Cas où les données hydrométriques sont insuffisantes:

I-2-2-1 Méthodes d'extensions:

On pourra étendre l'information hydrométrique en utilisant l'une des méthodes suivantes:

1) Transfert du débit estime pour une station voisine, au site considéré:

En général, les stations où les débits auront pu être étudiées n'est pas à l'emplacement exact de l'aménagement.

Un cas particulier fréquent est celui où les débits recherchés afférents à un point situé sur le même cours d'eau, mais à quelque distance de la station qui a permis l'étude statistique.

Dans d'autres cas, les stations observées doivent être choisies sur des cours d'eau où les bassins les plus semblables possibles à celui étudié son peine de non représentativité.

Indiquons par "A" les valeurs relatives à la station étudiée et par "B" les valeurs relatives à l'emplacement du barrage.

Les méthodes statistiques ont permis de calculer le débit Q_A , on peut estimer le débit Q_B à partir de l'estimation de Q_A

en tenant compte uniquement de l'influence respective des surfaces des bassins versants au moyen d'une relation de la forme:

$$Q_B = Q_A \cdot \left(\frac{S_B}{S_A} \right)^2$$

Cela revient à négliger les autres facteurs qui contribuent au comportement hydrologique de chacun des deux bassins (pluie, géologie, topographie, etc...) ce que n'est pas souvent vrai.

Remarque:

Il est préférable d'évaluer par l'une des méthodes sommaires décrites plus loin, les valeurs Q_A Q_B des débits en A et B, puis de transformer B la valeur Q_A estimée par les méthodes statistiques par la relation:

$$Q_B = \frac{Q_B}{Q_A} \cdot Q_A$$

2/ Extension d'un échantillon par la méthode de corrélation linéaire

On suppose qu'il s'agit d'étendre une série courte Y à l'aide d'une série longue X, toutes deux ayant entre elles une partie commune (concomitante) suffisamment longue.

Les estimations des valeurs annuelles et des paramètres statistiques d'une série Y de K années observées au poste B, à partir d'une série X de N années d'observations en A, sont formées par les formules suivantes:

$$(a) \quad Y_x = \bar{Y}_k + k_{xy} \frac{k_{xy}}{k_{sx}} (x - \bar{x}_k) \quad (1)$$

Y_x : Valeur estimée pour Y à partir des N valeurs observées de x

\bar{x}_k, \bar{Y}_k : Moyennes inter-annuelles de x et Y calculées respectivement à partir de k valeur de x et y observées simultanément.

$K^{r_{xy}}$: coefficient de corrélation entre x et y estimé à partir des K couples de valeurs observées simultanément

$$K^{r_{xy}} = \frac{\text{COV}(xy)}{K^{S_x} \cdot K^{S_y}}$$

K^{S_x} , K^{S_y} : Ecart types de x et y estimés à partir des échantillons de K valeurs

$$(b) \quad \hat{\bar{Y}} = \bar{Y}_K + K^{r_{xy}} \cdot \frac{K^{S_y}}{K^{S_x}} (\bar{x}_N - \bar{x}_K) \quad (2)$$

dans laquelle on a :

$\hat{\bar{Y}}$: Estimation de la moyenne de Y

\bar{x}_N : Moyenne inter-annuelle de x calculée à partir de N valeurs observées.

$$\hat{\sigma}_y^2 = K^{S_y^2} + K^{r_{xy}^2} \frac{K^{S_y^2}}{K^{S_x^2}} (N^{S_x^2} - K^{S_x^2}) \quad (3)$$

dans laquelle on a :

$\hat{\sigma}_y^2$: Estimation de la variance de Y

$N^{S_x^2}$: Variance de x estimée à partir de l'échantillon de N valeurs.

1.2.2.2 Extrapolation de l'estimation des crues pour des fréquences faibles

Autre que l'utilisation des méthodes statistiques, suivant l'importance de l'échantillon, on fait intervenir dans la plupart des cas les connaissances des pluies qu'est en général bien meilleure que celle des débits.

1) Extrapolation d'une distribution statistique de débits par les méthodes gradex des pluies

Le faible nombre de données hydrométriques généralement disponible ne permet pas en général de procéder à des estimations statistiques, il est possible d'obtenir un bon ajustement statistique des pluies susceptible de fournir des estimations valables même pour les fréquences rares à l'aide de la méthode du Gradex.

L'hypothèse de base de la méthode du gradex consiste à admettre qu'au delà d'un certain seuil, tout complément de pluie engendre un supplément d'écoulement en volume.

Cette hypothèse est vraisemblable pour les petits bassins peu perméables dont le coefficient d'écoulement tend vers (1) un lors des pluies exceptionnelles. Mais en général dans la plus part des cas elle conduit à une estimation par excès de la crue, mais cet excès est inférieur à celui auquel conduisent d'autres extrapolations [2] .

Partant de cette hypothèse la méthode est la suivante:

- On reporte sur un diagramme de Gumbel les courbes de distribution des pluies maximales journalières.
- On reporte sur le même diagramme de Gumbel la courbe de distribution des débits maximales journaliers.

Il y a écoulement complémentaire total à partir de la fréquence d'un point où la courbe d'ajustement des débits tend à devenir parallèle à la courbe d'ajustement des pluies.

Remarques :

* Les données de débits disponibles ne permettent pas, le plus souvent d'atteindre le point à partir duquel les distributions de fréquence des débits tend à avoir une pente égale à celle du gradex des pluies.

Dans ce cas on extrapolera par le gradex à partir de la plus forte valeur observée, où d'une valeur située sur l'ajustement des débits, cette valeur ne devrait pas correspondre à une fréquence moins rare que decennale, l'approximation ainsi faite influe relativement peu sur l'estimation des débits de fréquences rare qui dépend essentiellement du gradex des pluies.

* Les méthodes d'extrapolation par le gradex ~~permettent~~ d'estimer le débit moyen de la crue et non le débit de pointe, on ne peut passer au débit de pointe qu'en utilisant les hydrogrammes de crues (coefficient de pointe), en général le rapport du débit de pointe au débit moyen est de l'ordre 1,3 ~~—~~ 1,5

* Lorsque l'absence de débit observé ne permet pas de voir les premières parties de l'ajustement des débits, on se contente d'extrapoler par le gradex à partir d'un point, déterminé par l'une des méthodes sommaires décrites plus loin

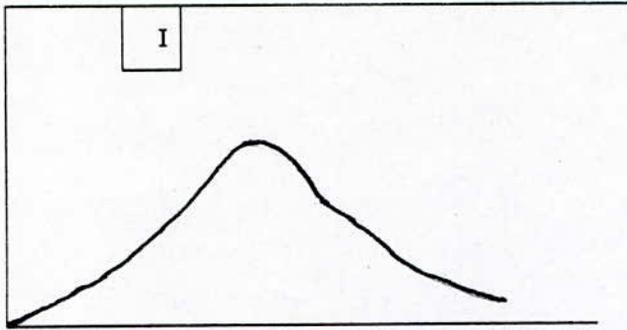
2) Méthode de l'hydrogrammes unitaires

La situation de manque d'observations hydrométriques, à l'issue de nombreux bassins est générale, dans la grande majorité des pays, mais ces bassins font en général l'objet d'aménagements hydrauliques.

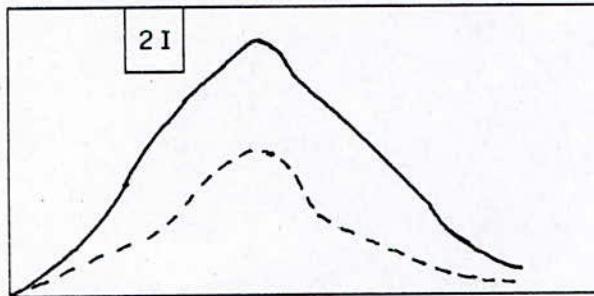
Un outil spécial a été élaboré par les hydrologues pour répondre à ce problème, qui est l'analyse des crues par modèles globales "hydrogrammes unitaires" .

a) Théorie de l'hydrogrammes unitaire:

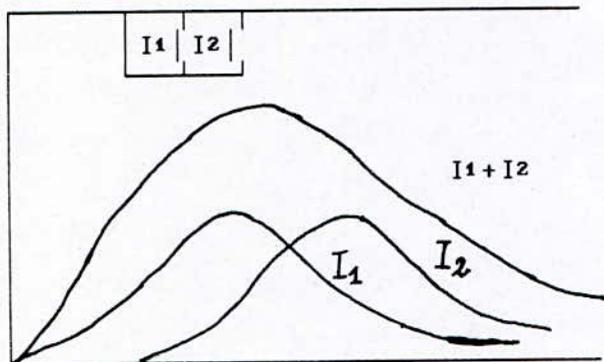
Elle est élaborée par SHERMAN (1932). Les figures ci-après, résument en trois schémas la théorie de l'hydrogrammes unitaire:



Hydrogramme unitaire
du à une averse
unitaire d'intensité I



Hydrogramme unitaire dû
à une averse unitaire
d'intensité 2I



Hydrogramme correspondant
à une averse de durée
double de l'averse unitaire

Remarque:

L'averse unitaire est une averse homogène couvrant la totalité du bassin est d'intensité constante et de durée suffisamment faible (inférieure au temps de concentration du bassin).

b) Limites d'application :

Il n'y a d'hydrogrammes unitaire que s'il y a ruissellement généralisé sur l'ensemble du bassin, ce qui engendre trois contraintes:

- * les précipitations doivent être intenses du type orage.
- * la superficie du bassin ne doit pas dépasser celle couverte normalement par une précipitation homogène.
- * le bassin versant doit être de constitution homogène, c'est à dire qu'à une sollicitation pluviométrique d'intensité donnée, il répond dans sa totalité par du ruissellement.

c) Construction de l'hydrogramme unitaire:

La sélection des crues unitaires se fait en deux stades, d'abord en recherchant les averses unitaires, en suite en regardant les caractéristiques les crues résultantes.

- * recherches des averses d'une hauteur suffisante pour avoir provoqué une crue de répartition spéciale assez homogène.
- * les averses satisfaisant les critères précédents, doivent avoir une durée de pluie inférieure au $(\frac{z}{\sigma}$ a $\frac{a}{\sigma})$ du temps de concentration .
- * les averses satisfaisant aux critères précédents doivent également présenter un hydrogramme de forme homogène.

d) Prédétermination des crues exceptionnelles:

Le schémas général de la méthode de prédétermination:

- * choix de la probabilité d'occurrence P de la précipitation.
- * analyse statistique des précipitations journalières de longue durée.
- * détermination de la pluie moyenne.
- * l'analyse des hydrogrammes d'averse observées permet d'estimer les pluies utiles connaissant le déficit.
- * coefficient de ruissellement globale à partir de l'analyse de tous les événements averse — crues observées sur le bassin considéré.
- * l'hydrogrammes de crue unitaire du bassin est obtenu par l'analyse de crues observées..

L'avantage de cette méthode et sa simplicité et fournit des résultats acceptables si on estime le coefficient de ruissellement et le déficit.

I-2-3 Cas où il n'existe pas de données hydrométriques: Méthode sommaires de première approximation

Lorsqu'il n'existe aucune donnée relative aux débits du cours d'eau étudié, on pourra procéder à une évaluation du débit instantané de fréquence décennale, en se basant sur les données pluviométriques en utilisant l'une des méthodes proposées ci après:

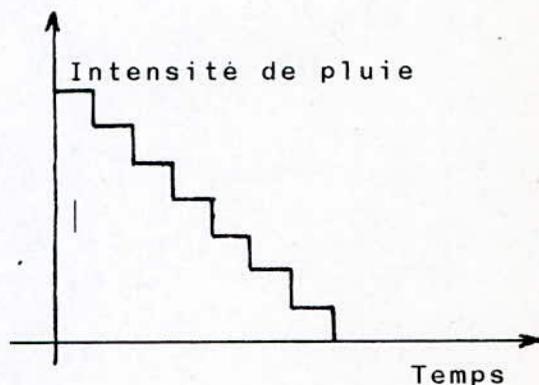
1) Méthode du sol conservation service (S.C.S):

On part d'une pluie tirée d'une loi de MONTANA

$$P_{(mm)} = a t_{(h)}^{-b} \quad P: \text{ hauteur de pluie}$$

dans les calculs, on se limite à une pluie de durée égale au temps de concentration, et on estime le ruissellement à chaque pas de temps par:

$$R = \frac{(P - 0,2 S_i)}{P + 0,8 S_i}$$



S_i : paramètre homogène à une hauteur d'infiltration, estime en mm par le tableau I-1.

Ce volume de ruissellement R est transformé en hydrogramme élémentaire au moyen de l'hydrogramme unitaire (figure N°I-1) auquel on applique une affinité de coefficient R .

Tableau I-1 - Méthode du S.C.S. : tableau pour la détermination de S_p

Nature (1)	Mode culture			Permanence couvert			Perméabilité du sol			
	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
Jachères	x					x	20	7	4	3
Plantes sarclées	x					x	32	14	6	4
	x			x			46	19	9	5
		x				x	38	17	10	6
		x		x			52	25	12	8
			x	x	x		48	27	16	12
			x	x			60	35	19	14
Céréales	x					x	52	23	10	6
	x			x			58	25	11	7
		x				x	58	27	12	9
		x		x			64	30	14	10
			x	x	x		64	32	19	12
			x	x			70	37	19	14
Légumineuses ou prairies temporaires	x					x	49	21	9	5
	x			x			74	32	14	9
		x				x	54	25	11	9
		x		x			86	40	19	11
			x	x	x		58	30	15	11
			x	x			100	46	23	15
Pâturés ou terres de parcours	x					x	42	17	8	5
	x						115	40	17	10
	x			x			175	64	27	15
		x				x	125	45	14	6
		x		x			310	70	25	11
		x		x			490	210	37	17
Prairies permanentes	x			x			255	74	35	19
Forêts (boqueteaux)						x	135	49	21	11
							200	67	30	17
				x			310	85	37	21
Cours de ferme Routes en terre Routes empierrées							70	27	12	7
							32	12	7	5
							27	10	5	4

Ces valeurs se lisent dans l'une des colonnes (8) (sols perméables) à (11) (sols imperméables) pour les configurations d'occupation du sol notées d'une croix dans les colonnes (2) à (7).

Pour utiliser ce tableau, il faut donc caractériser le bassin étudié des points de vue :

- nature du couvert végétal : col (1)
- mode de culture du sol : col (2) ordinaire
col (3) en courbes de niveau
col (4) en terrasse
- rotation des cultures influent sur la permanence du couvert : col (5) laissant le sol toujours couvert
col (6) laissant le sol parfois nu
col (7) laissant le sol souvent nu
- classes de perméabilité : de "très bonne" col (8)
à "très faible" col (11).

Si la configuration du bassin ne correspond pas à celles, limitées, relevées dans ce tableau, il faudra interpoler à partir de données voisines.

Remarque : Ces valeurs correspondent à un état d'humidité relativement fort, que l'on pourra considérer comme décentral.

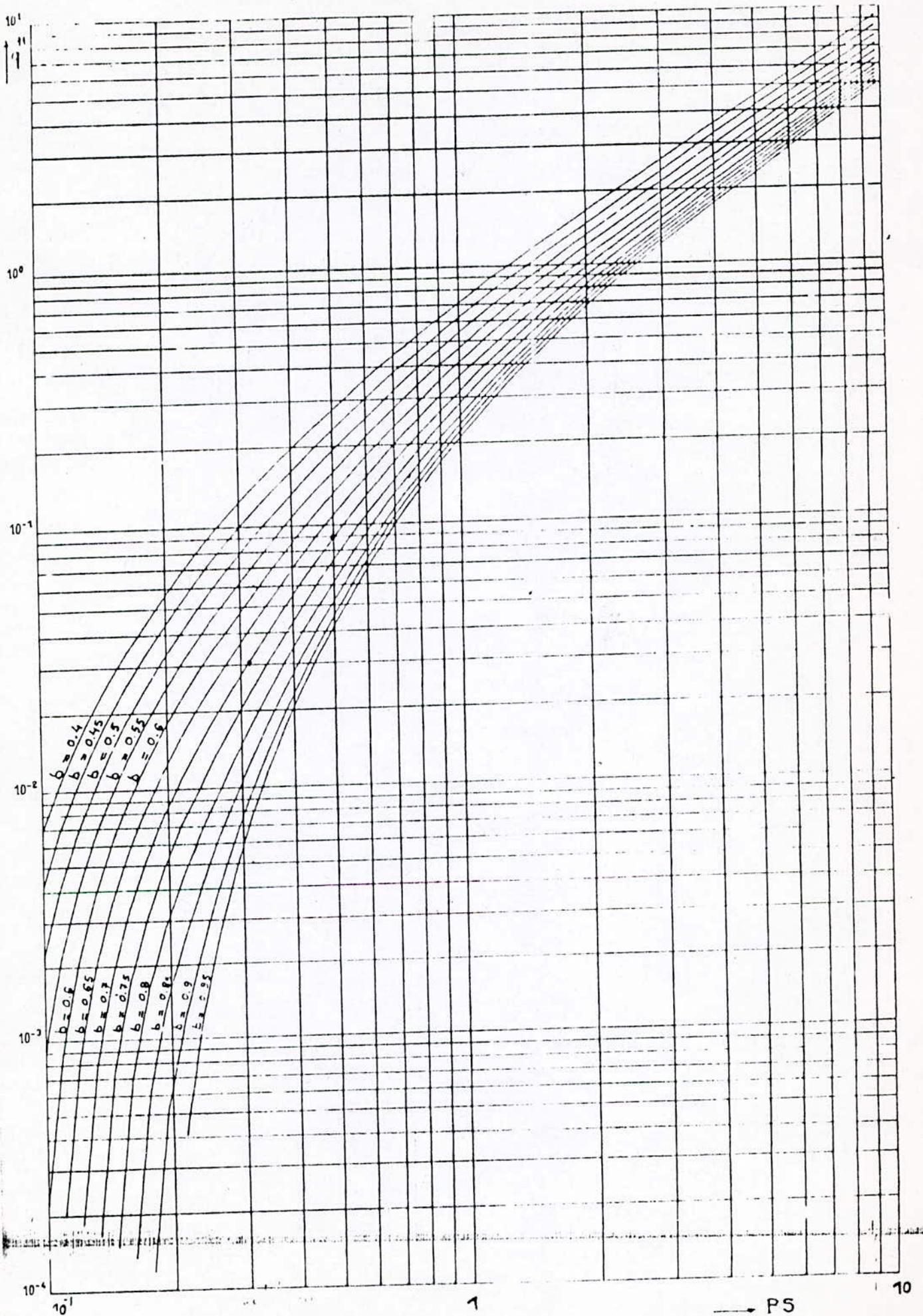
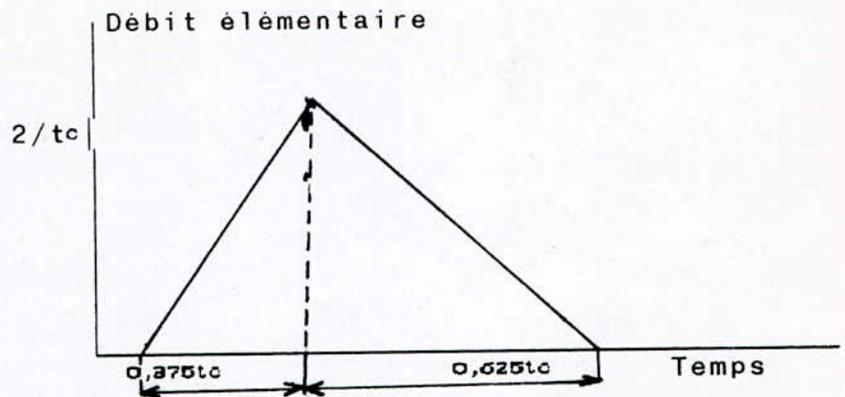


Figure I-1 Méthode du S.C.S. : graphique pour la détermination de q^*

La sommation de ces hydrogrammes élémentaires permet d'estimer le débit de pointe.



I-3 Estimation d'une forme d'hydrogramme de crue: *figure I-1*

Compte tenu du débit Q_x déterminé par l'une des méthodes précédemment proposées, on détermine une forme d'hydrogramme de crue.

I-3-1 Cas où il existe des hydrogrammes de crue observées au droit du barrage ou à proximité immédiate sur le même cours d'eau:

La construction de l'hydrogramme de crue dépend de la nature du débit Q_x .

* Q_x correspond à un débit moyen de crue: C'est à dire que Q_x est défini sur une durée t_x (exemple: cas où l'étude a été menée par le gradex). On choisit alors 2 ou 3 hydrogrammes observées parmi les plus forts, on découpe sur chacun d'eux une partie centrale de durée t_x , on calcule le débit moyen Q_m de chaque partie centrale, et par une affinité de rapport Q_x / Q_m on transforme l'hydrogramme observé correspondant (voir figure N° I-3)

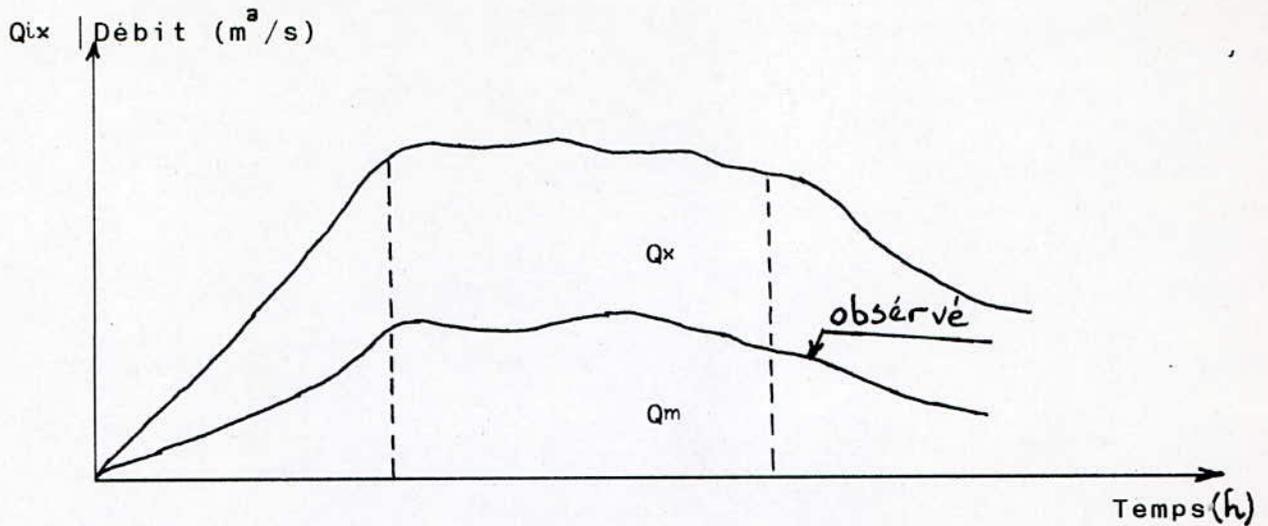


Figure I-3: Reconstruction d'hydrogramme de crue à partir d'un hydrogramme observé et un débit moyen de crue Q_x .

* Q_x correspondant à un débit instantané de crue:

Ce cas se présente lorsque l'étude des Q_x a utilisé les méthodes statistiques directes sur un échantillon de maximums instantanés.

On choisit alors un hydrogramme de crue observé parmi les plus forts et par une affinité orthogonale de rapport Q_x / Q_0 (Q_0 : débit de pointe de l'hydrogramme observé). On détermine la forme de notre hydrogramme de crue.

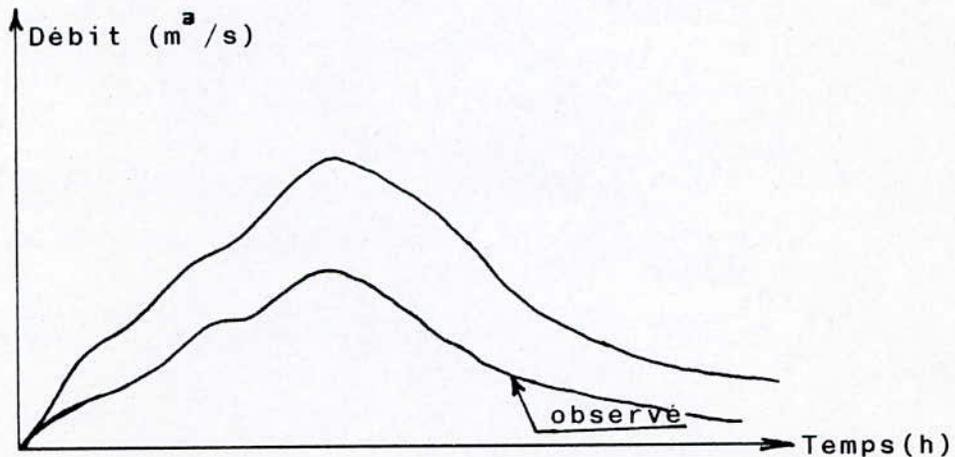


Figure I-4: reconstruction d'un hydrogramme à partir d'un hydrogramme observé et un débit instantané Q_x

- * la précipitation de probabilité P est divisée en autant de fraction unitaires qu'il est nécessaire.
- * à chaque fraction unitaire d'averse correspond un hydrogramme unitaire, la sommation de toutes les hydrogrammes unitaires, fournit l'hydrogrammes global de ruissellement.

Toutefois, compte tenu du hycrogramme utilise au départ, l'hydrogramme, résultant n'est pas d'un grand intérêt on se contentera de calculer le débit de pointe en procédant comme suit:

- relever les valeurs de débit de la formule MONTANA.

$$I = a t^{-b} \quad I \text{ en mm/h, } t \text{ en heures}$$

$$\text{- calculer la quantité: } PS = \frac{a}{S_i} \left(\frac{t_c}{8} \right)^{1-b}$$

t_c : temps de concentration du bassin en heures.

S_i : paramètre tabule en mm

a,b: coefficient de MONTANA.

- Etant donné b et PS, on détermine q^* d'après le graphique de la figure N°I-2

$$\text{- le débit de pointe exprimé en } m^3/s \text{ est égal a : } Q_{i,n} = \frac{S_i \cdot S}{t_c} q^*$$

S: aire du bassin en km^2 .

Remarque: la fréquence de $Q_{i,n}$ est celle des paramètres a et b.

2) Méthode des isochromes

Cette Méthode est basée sur une interprétation génétique du ruissellement et se trouve à l'origine des développements théoriques de beaucoup de modèles déterministes du type

$$Q(r) = k \cdot p \cdot g(r)$$

où p : pluie nette engendrant le ruissellement (mm)

$g(r)$: opérateur transfert "pluie — débit"

k : coefficient sans dimension = $10^3 \cdot S/T$ où S [Km²] et T (s)

L'hydrogramme de crue est étroitement lié à la surface, à la forme du bassin et à son réseau hydrographique, qui est traduit par un diagramme de distribution des aires unitaires.

Ayant des pluies maximales, on détermine les pluies de courte durée, les pluies nettes (par différence des pluies brutes et du déficit).

A partir de la pluie, on construit trois types de hyetogramme et on calcule leurs hydrogrammes correspondant, et on choisit celle qui fournit les plus fortes crues.

En conclusion

Cette méthode est moins fiable étant donné les nombreuses hypothèses simplificatrices:

- Calcul du temps de concentration
- Trace des isochromes
- Estimation des coefficients de ruissellement
- Répartition temporelle de la pluie.

3) Méthode synthétique

Cette méthode fournit le débit maximum de crue par la formule suivante:

$$Q_{\max} \text{ (m}^3\text{/S)} = \frac{C_r \cdot S(I)_{\max} \cdot i(t)}{3.6}$$

C_r : coefficient de ruissellement

$S(I)_{\max}$: surface maximale participant au transfert d'eau (Km²)

$i(t)$: intensité de la pluie efficace (mm/h)

I-3-2 Cas où il n'existe pas d'hydrogramme observé

Dans ce cas, on doit faire appel à la recommandation de SKOLOVSKI dont le principe est:

- montée de la crue

$$Q(t) = Q_{\max} \cdot (t/t_c)^m$$

Q_{\max} : débit de pointe

t_c : temps de concentration du bassin en heures

m : exposant égal généralement à 2

- décru

$$Q(t) = Q_{\max} \left[\frac{t_d - t}{t_d} \right]^n$$

t_d : temps de crue est considéré comme étant égal au temps de concentration multiple par un coefficient déterminé à partir d'observation réalisé sur le site

$t_d = K \cdot t_c$

n : exposant égal généralement à 3

CHAPITRE II

ETUDE DU LAMINAGE

Introduction

La submersion d'un barrage en terre au passage d'une forte crue est toujours un phénomène particulièrement dangereux, car il provoque les ruptures rapides du barrage. Cette rupture est due généralement à une crue qui dépasse les possibilités d'évacuation (mauvais dimensionnement de l'évacuation de crue).

L'étape de dimensionnement de l'évacuation de crue est très délicate, car vouloir évacuer le débit de pointe maximal pouvant survenir au niveau de la retenue, conduirait à concevoir un évacuateur de crue "surdimensionné" et qui peut coûter excessivement chère pour les raisons suivantes:

- * le débit de pointe ne se maintient que pendant quelques minutes (le volume qu'il engendre est relativement faible par rapport à la réserve qui est assez grande)
- * la propagation de l'onde de crue engendre un écoulement non permanent dont le débit diminue considérablement entre les cotés des plus hautes eaux (P.H.E) et le seuil du reservoir
- * la tranche comprise entre le seuil du reservoir et la cote des P.H.E sera souvent suffisante pour écrêter de façon appréciable cette onde de crue

On pourra donc se contenter d'évacuer un débit bien inférieur à celui de la pointe de crue sans craindre une submersion de digue.

Ainsi l'ingénieur doit rechercher un compromis entre une sécurité surabondante et coûteuse et le risque de détermination prématurée de l'ouvrage; ce compromis est obtenu par l'étude du laminage.

II-1 Etude du laminage

L'étude du laminage consiste à déterminer la cote maximal atteinte par le plan d'eau pendant la crue, les dimensions du seuil de l'évacuateur de crue étant à priori fixé et inversement.

L'effet du laminage de crue dépend de la forme de l'hydrogramme de crue, de la capacité d'évacuation de l'évacuateur, et de la forme de la partie supérieure de la retenue (capacité de stockage de la retenue).

Le principe du laminage est que les crues sont laminées de façon appréciable par "STOCKAGE" dans la tranchée disponible entre la côte du deversoir et celle des P.H.E.

Remarque:

L'étude du laminage doit être faite dans les conditions les plus défavorables c'est à dire que le plan d'eau dans la retenue se situe à la côte de retenue.

II-2 Equation du laminage:

L'équation du laminage reflète le principe de conservation de la masse:

$$Q_c(t) dt = Q_c(Z) dt + A(Z)dt + A(Z)dz \quad (*)$$

Volume élémentaire Volume / Volume
rentrant à la ~~destocké~~ ~~destocké~~
retenue

$Q_c(t)$: Débit entrant en fonction du temps.

$Q_c(Z)$: Débit sortant en fonction de la hauteur deversante

$A(Z)$: Surface de la retenue en fonction de la hauteur deversante

Cette équation est non intégrable vue la difficulté d'exprimer $Q_c(t)$, $Q_c(Z)$ et $A(Z)$, donc pouvoir la résoudre paraît impossible, il faut utiliser des procédés:

graphiques, analytiques, numériques

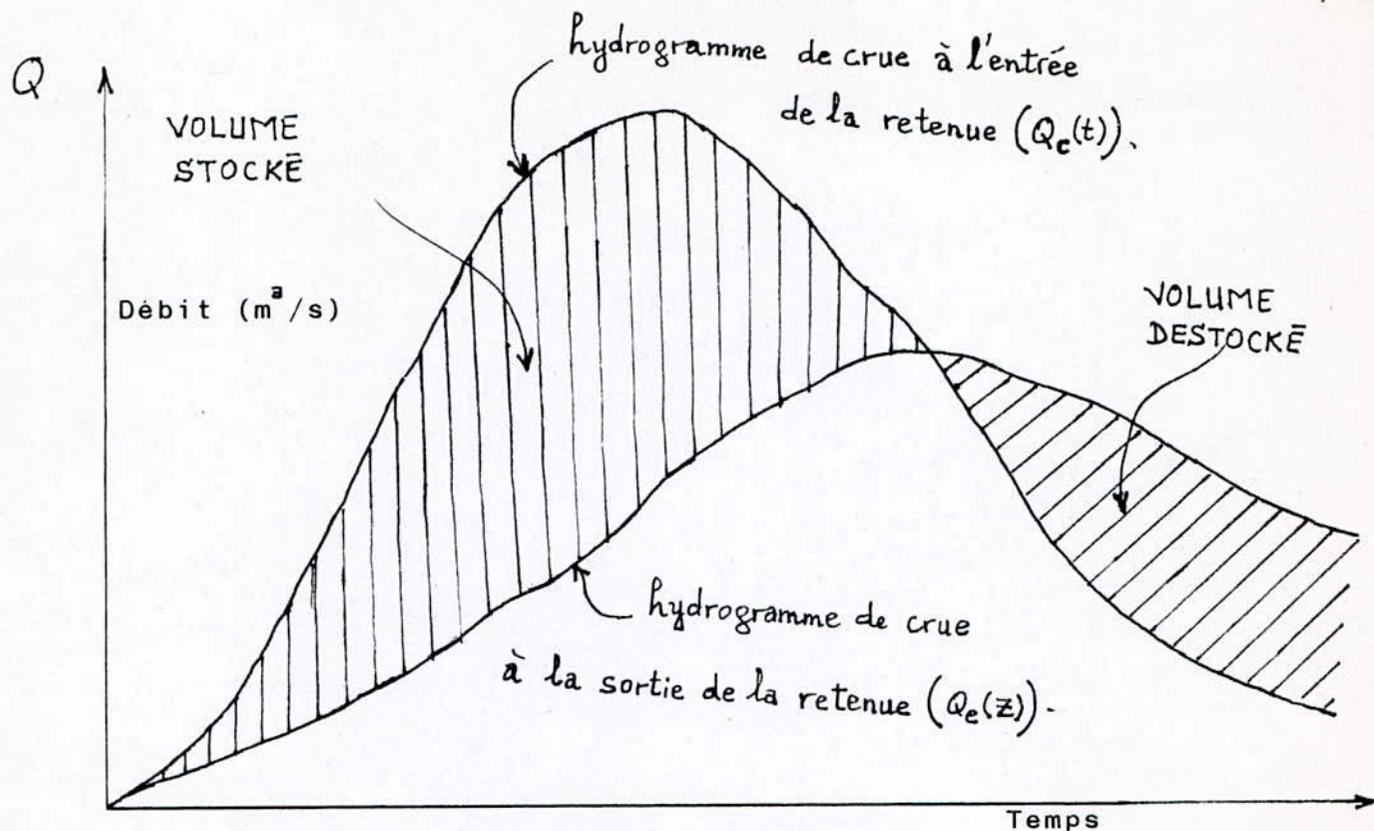


Figure II-1: Laminage de crue par la retenue

NB: Les deux hydrogrammes représentent le mécanisme du laminage pendant la durée de la crue, car après celle-ci tout le volume stocké sera évacué.

II-3 Méthodes de calcul du laminage:

II-3-1 Méthode de BLANCHMORE:

C'est un procédé graphique dont le principe est: pendant un intervalle de temps Δt , la variation du volume d'eau stockée Δv se traduit par l'expression: $\Delta v = \Delta t \cdot (Q_e - Q_s)$; dans un plan repéré par un système d'axes avec les volumes stockés en ordonnées et les débits en abscisse, pendant un intervalle de temps Δt ; l'équation $N = f(Q)$ est représentée par une droite de pente Δt et passant par les points d'abscisse Q_0 et Q_1 . Ainsi on a établi un graphique composé figurant:

- à gauche, la représentation du volume emmagasiné en fonction de la hauteur h du plan d'eau au dessus du déversoir (courbe1)

- à droite, la courbe du débit de l'évacuateur Q_c en fonction du volume emmagasiné (indirectement en fonction de h) (courbe2)
- à droite également et à partir d'une deuxième échelle des ordonnées graduées en Δt , l'hydrogramme de crue Q_c en fonction du temps (courbe3)

En se reportant à la figure 2, pendant l'intervalle de temps Δt compris entre t_3 et t_4 on a :

$$\Delta v = V_4 - V_3 = (Q_{cmoy} - Q_{omoy}) \Delta t$$

$$\text{et } Q_{cmoy} = \frac{Q_{e4} + Q_{e3}}{2}$$

En construisant à partir du point 3 d'abscisse Q_c une demi-droite de pente $\frac{\Delta t}{2}$, jusqu'au point d'abscisse Q_{cmoy} , puis de celui-ci une autre demi-droite de pente $-\frac{\Delta t}{2}$, celle-ci recoupe la courbe des Q_c en Q_{e4} telque :

$$\begin{aligned} V_4 &= V_3 + \frac{\Delta t}{2} (Q_{cm} - Q_{e3}) - \frac{\Delta t}{2} (Q_{e4} - Q_{cm}) \\ &= V_3 + \Delta t (Q_{cm} - Q_{em}) \end{aligned}$$

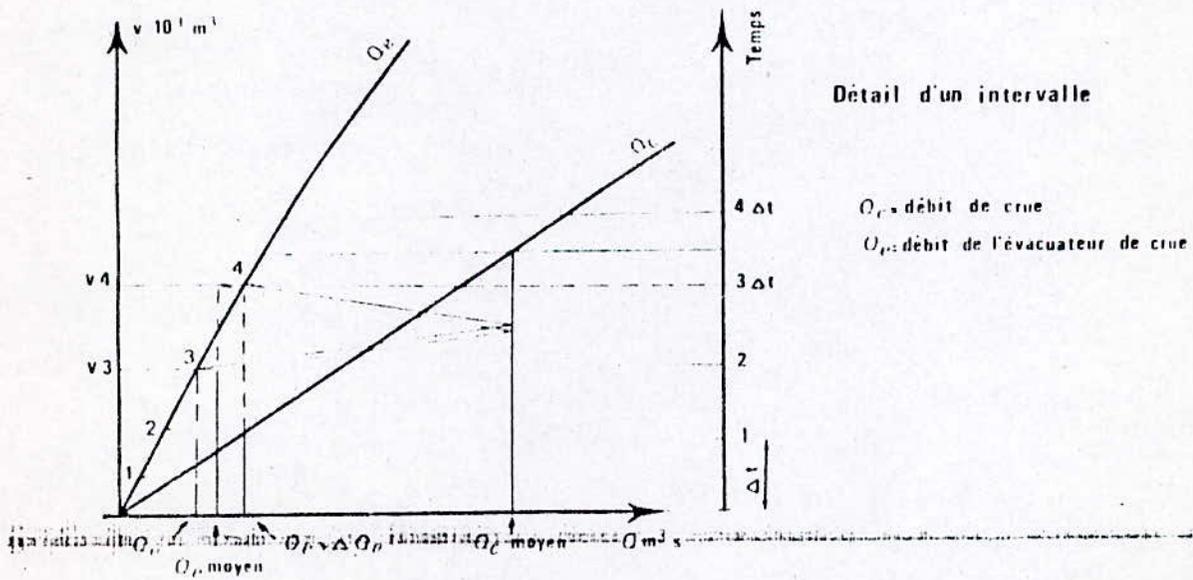
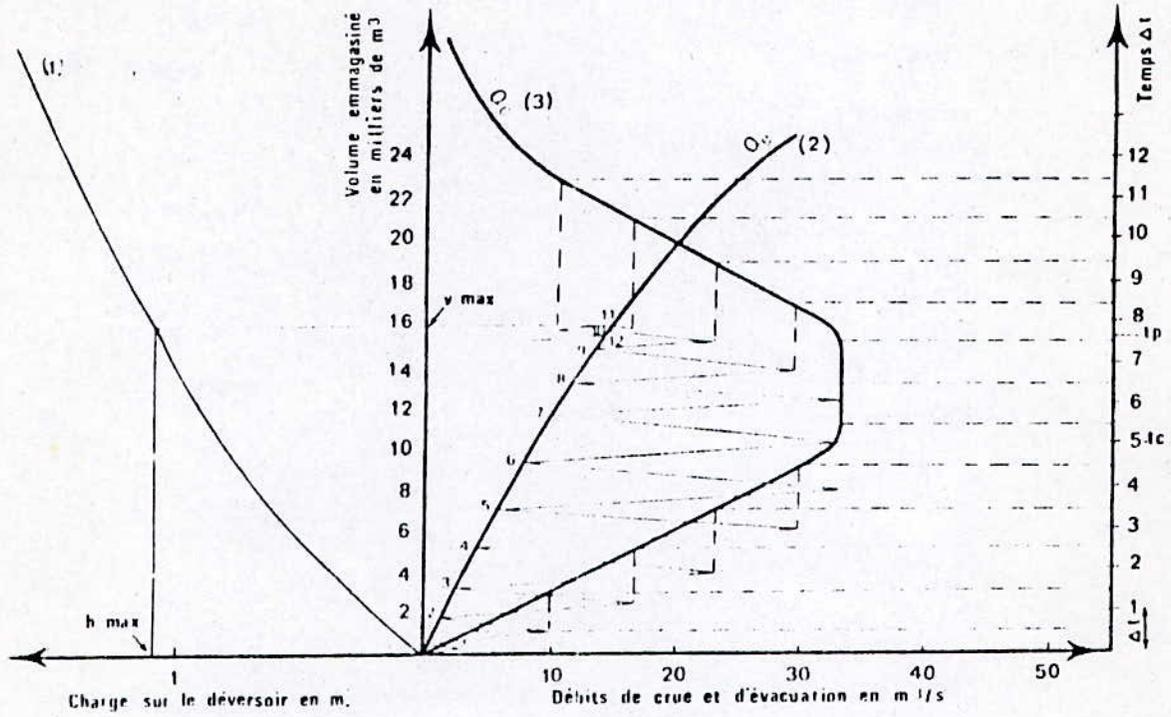


Figure II-2 Construction graphique de l'épure de BLACKMORE

En poursuivant la construction, on passe par un maximum (point 11) dont l'ordonnée correspond au volume maximal stocké dans la retenue pendant la crue. On lit sur la courbe 1 la hauteur maximale déversante correspondante, l'abscisse du point 11 est le débit maximal de l'évacuateur pendant la crue.

II-3-2 Méthode graphique

Les hypothèses d'application de la méthode sont:

- 1) l'hydrogramme de crue amont de forme donnée dépend de deux paramètres (débit de pointe, et temps de montée)
- 2) un seul niveau de déversement avec une loi $Q = K Z^{3/2}$ (Z: charge au dessus du radier du deversoir)
- 3) condition initiale $t=0, Q=0$: plan d'eau au niveau du radier du deversoir
- 4) surface de plan d'eau augmente linéairement avec Z

Notons:

Q_c : débit de pointe de l'hydrogramme naturel (amont)

Q_e : débit de pointe en aval du barrage

TM: temps de montée de l'hydrogramme naturel

A : aire du plan d'eau à la côte $Z=0$ (radier du deversoir)

a : côte pour laquelle la surface est égale à 2A

Z_c : charge (fictive) qui correspond au passage de Q_c sur le deversoir

Z_e : charge qui correspond au passage de Q_e sur le deversoir

Les graphiques suivants donnent $\frac{Q_e}{Q_c}$ en fonction de:

- $\frac{A Z_e}{Q_c T_M}$: si on fixe à priori la hauteur déversante

- $\frac{A Z_o}{Q_c T_M}$: si on fixe à priori la longueur déversante

* Les figures II-1-a : donne les graphiques correspondant aux hydrogrammes de forme triangulaire

* la figure II-1-b : donne les graphiques correspondant à un hydrogramme de forme arrondie d'équation

$$\frac{Q}{Q_c} = \frac{t}{T_M} e^{(1 - \frac{t}{T_M})}$$

Lorsque Q_c est déterminé, l'utilisation d'une formule du deversoir permet de trouver la valeur de la longueur déversante quand on s'est fixé Z_o (hauteur déversante); est inversement Z_o quand on s'est fixé la longueur déversante.

II-3-3 Méthode de GREAGER:

La méthode de GREAGER représente le schéma de déversement beaucoup plus concrète que la méthode de BLACKMORE.

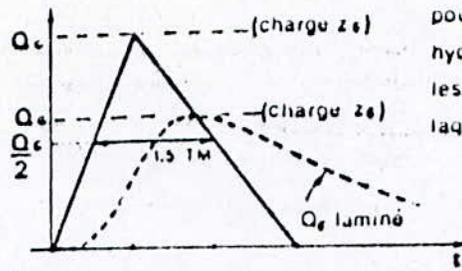
Principe: D'après GREAGER, on divise le volume engendré par la crue:

* en un volume déversé sous la charge H_i exprimé par la formule:

$$\Delta v_g^i = u b \sqrt{2g} H_i^{3/2}$$

* un volume stocké $V_c^{i+1} - V_i$ qui est le responsable d'une augmentation de la hauteur de $H_{i+1} - H_i$.

HYDROGRAMME POINTU



pour estimer TM sur un hydrogramme réel, prendre les $\frac{2}{3}$ de la durée pendant laquelle $Q > \frac{Q_c}{2}$

définition de a :

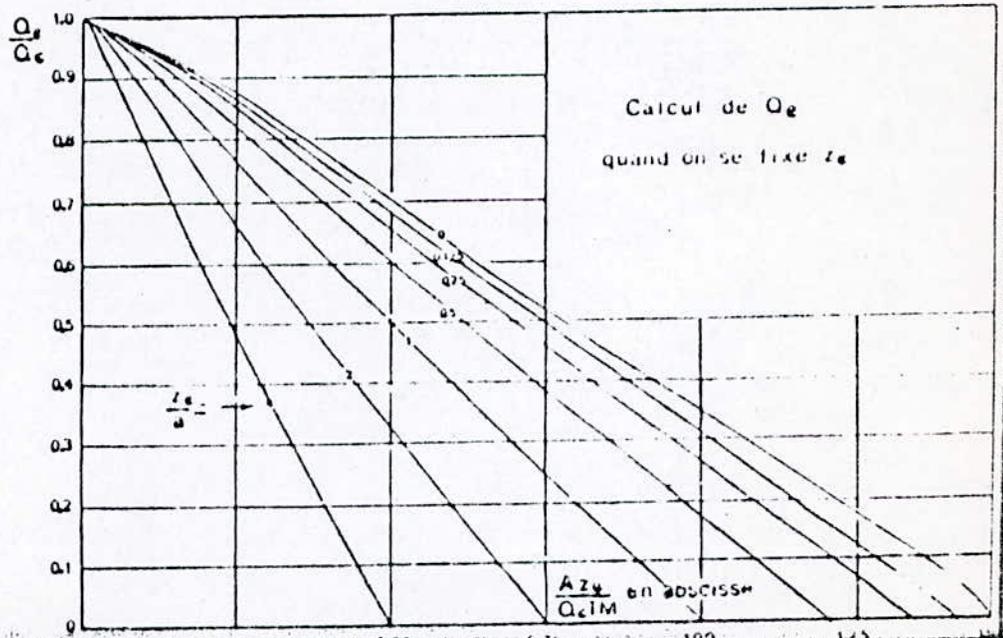
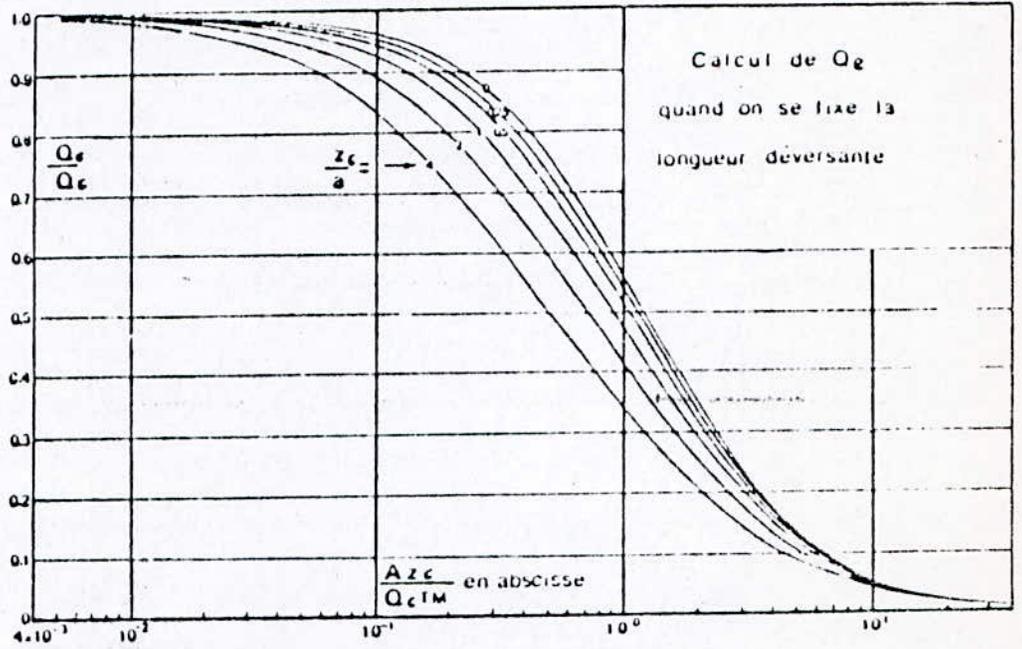
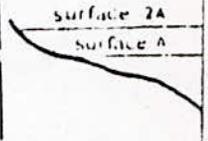
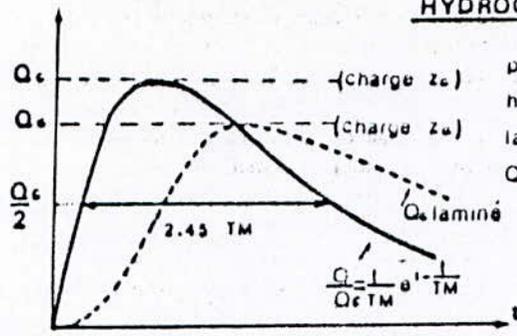


Fig II-1-b. Détermination graphique du débit laminé ; cas d'une crue à hydrogramme pointu.

HYDROGRAMME ARRONDI



pour estimer TM sur un hydrogramme réel, prendre la durée pendant laquelle $Q > \frac{Q_c}{2}$ divisée par 2,45

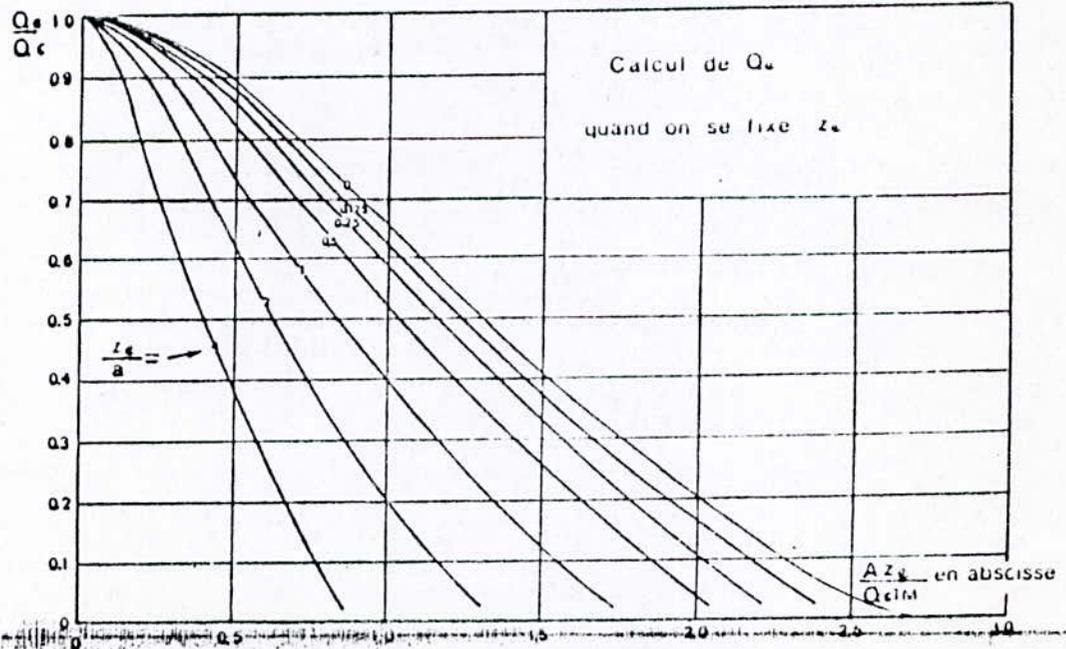
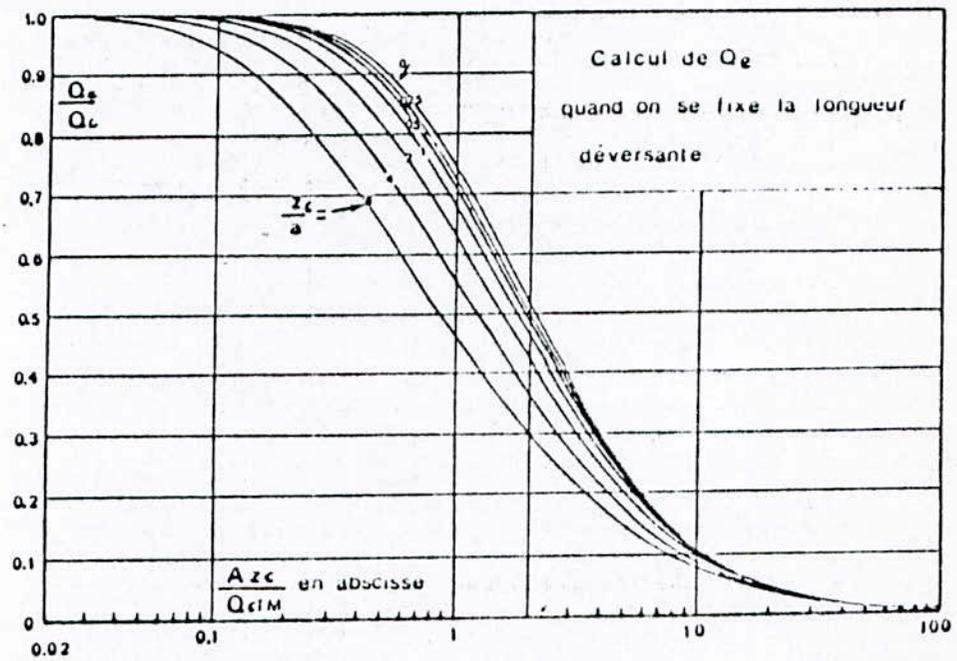
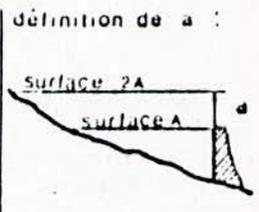


Fig II-1-a Détermination graphique du débit laminé, cas d'une crue à hydrogramme arrondi

Méthode de construction

- 1°) On trace la courbe $v=f(H)$: capacité hauteur à partir du niveau normal de retenue (N.N.R)
- 2°) On estime le volume engendré par la crue d'après l'hydrogramme de crue dans un intervalle de temps Δt :

$$V_{\text{moy}}^{i-i+1} = \frac{Q_{i+1} + Q_i}{2} * \Delta t$$

- 3°) On calcule $\Delta V_s = f(H)$

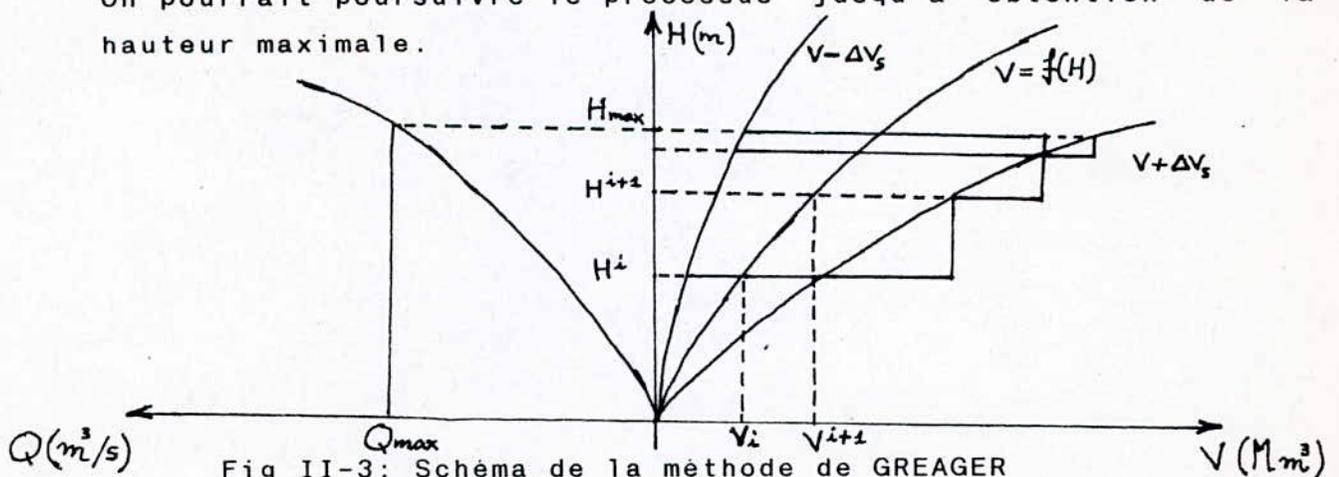
*) on trace de part et d'autre, successivement les courbes $V-\Delta V_s$, $V+\Delta V_s$

*) ayant un volume V_i déjà stocké à l'instant t , pour trouver le volume stocké à $t+\Delta t$ on procède comme suit:

- on place le segment représentant $V_{\text{moy}}^{i,i+1}$ à l'échelle, à partir du point $V-\Delta V_s^i$
- on projette l'extrémité de ce segment sur la courbe $V+\Delta V_s^i$
- on projette le point d'intersection désormais indicé $V^{i+1}-\Delta V_s^{i+1}$ sur la courbe capacité-hauteur

————>> on tire ainsi le volume V^{i+1} stocké à l'instant $t+\Delta t$, correspondant à H^{i+1} cherchée

On pourrait poursuivre le processus jusqu'à obtention de la hauteur maximale.



II-4 Critique des différentes méthodes:

- 1- Vue les nombreuses hypothèses d'application de la méthode graphique on peut dire que son champ d'application est très restreint à des cas très particuliers, qu'on rencontre rarement dans la réalité, contrairement à la méthode de GREAGER et BLACHMORE qui traitent beaucoup de cas possibles.
- 2- La différence entre la méthode de GREAGER et celle de BLACHMORE est:
 - * la méthode de GREAGER estime le volume sortant
 - * alors que celle de BLACHMORE estime le volume stocké

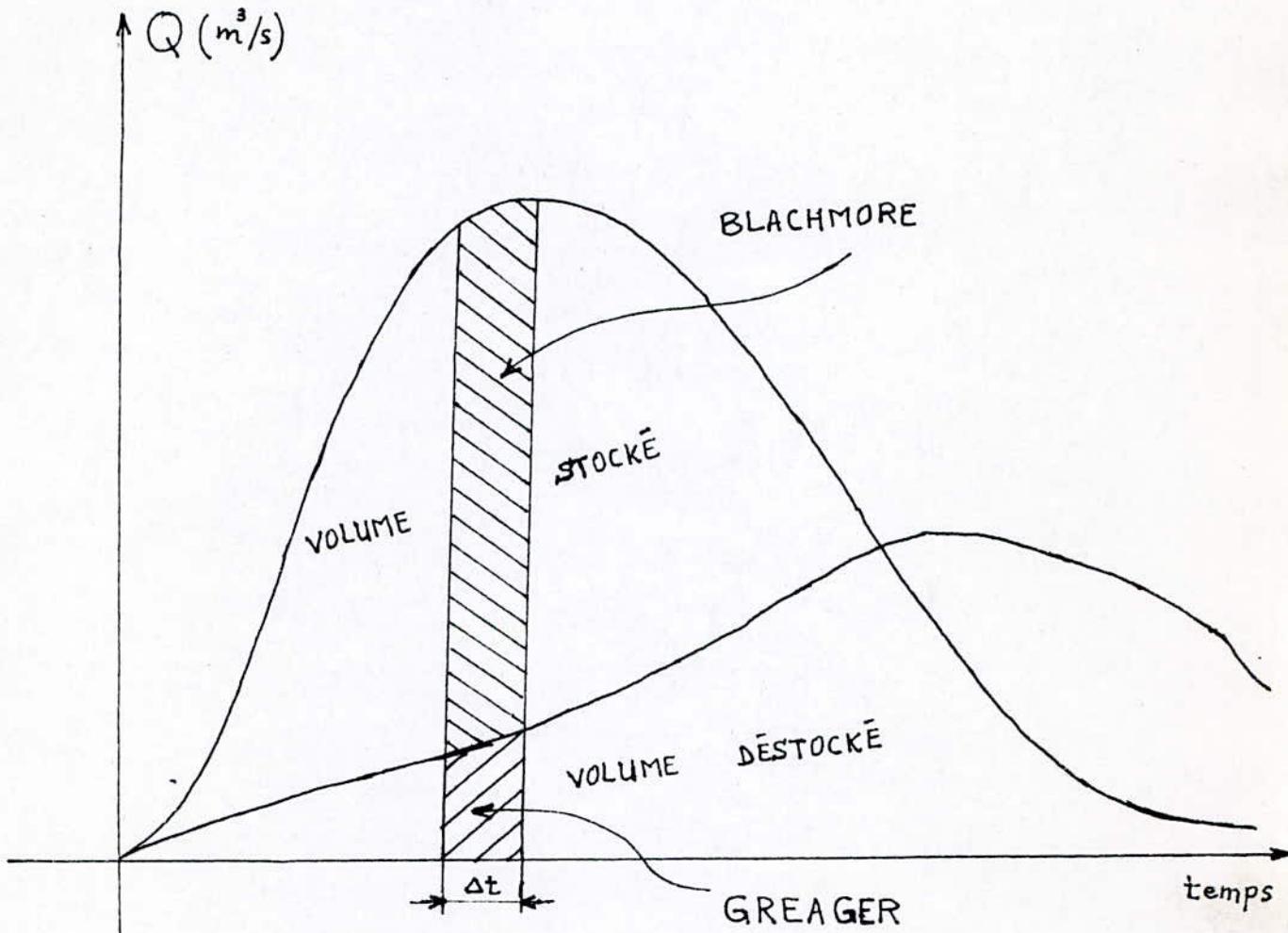


Fig II-4 Méthode de calcul du laminage

Pendant l'intervalle de temps Δt le volume stocké est nettement très grand par rapport au volume déversé. D'où on fait une importante erreur en estimant le volume stocké que si on estime le volume sortant, celle-ci influe directement sur le résultat trouvé par la méthode de BLACHMORE.

C'est pour cela que la méthode de BLACHMORE doit être utilisée avec beaucoup de précautions, à cause de l'erreur qu'elle engendre, pour minimiser celle-ci, on propose d'utiliser cette méthode pour des pas de temps très petits de l'ordre de (1/2 à 1/4 d'heure), contrairement à la méthode de GREAGER qui donne des résultats très satisfaisants.

II-5 Modèle numérique:

Le mécanisme du laminage peut s'expliquer comme suit:



- Le volume de crue entrant est complètement déterminé par l'hydrogramme de crue entrant;
- Le volume de crue sortant est complètement déterminé par le seuil de contrôle.

Il reste à déterminer l'évolution de l'emmagasinement en fonction de la hauteur déversée, son mécanisme est complètement déterminé par la courbe capacité-hauteur du site, il suffit de l'approximer à partir du niveau normal de retenue, par un modèle numérique simple, on choisit généralement une approximation polynomiale simple de la forme:

$$V^* = C_1 h^1 + C_2 h^2 + C_3 h^3 + \dots + C_n h^n$$

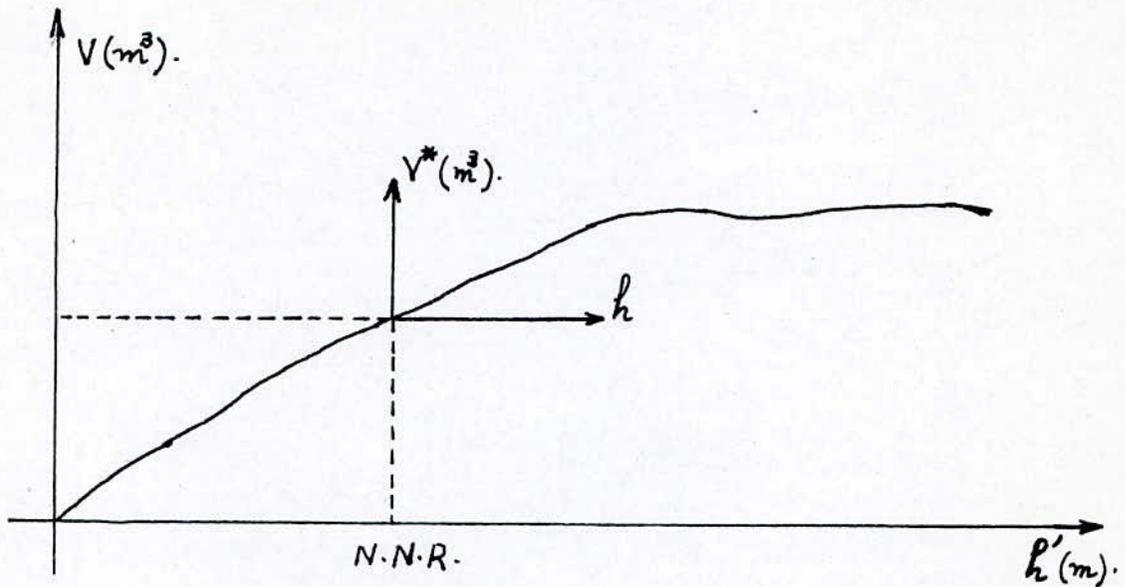


Fig II-5: Courbe capacité-hauteur

Notre but c'est de déterminer les coefficients C_1, C_2, \dots, C_n , pour cela utilisons la méthode des moindres carré:

$$\text{Soit } V_i^* = C_1 f(h_i) + C_2 f(h_i) + \dots + C_m f(h_i), \quad i=1, n \quad (1)$$

L'erreur commise au point i en approximant les valeurs mesurées V_i par V_i^* est:

$$e_i = V_i - V_i^* \quad i=1, n \quad (2)$$

En combinant les relations (1) et (2), on obtient:

$$e_i = V_i - \sum_{j=1}^m C_j f_j(h_i) \quad i=1, n \quad (3)$$

Le système de n équations à $(n+m)$ inconnues $(C_j, j=1, m)$ et $(e_i, i=1, n)$ admet une infinité de solutions

Parmi toutes les solutions on détermine celle qui minimise la quantité scalaire Z :

$$Z = \sum_{i=1}^n e_i^2 = \| V - V^* \| \quad (4) : \text{c'est la norme euclidienne}$$

Autrement dit, on cherche à définir le minimum de la fonction Z dans l'espace (C_1, C_2, \dots, C_m) des paramètres

La condition pour que Z soit minimale est que: $\frac{\partial Z}{\partial C_k} = 0 \quad K=1, m$

Ce qui peut s'écrire d'après la relation (4) comme :

$$\frac{\partial}{\partial C_k} \sum_{i=1}^n \left[(e_i)^2 \right] = 0 \quad k=1, m \quad (5)$$

En permutant les opérations de sommation et de dérivation partielles, puis en dérivant, on obtient :

$$\sum e_i \frac{\partial e_i}{\partial C_k} = 0 \quad k=1, m \quad (6)$$

De plus en dérivant la relation (3), on obtient $\frac{\partial e_i}{\partial C_k} = f_k(x_i)$

$$i=1, n ; \quad k=1, m \quad (7)$$

Remplaçons dans l'équation (6) e_i et $\frac{\partial e_i}{\partial C_k}$ par leurs expressions, on obtient :

$$\sum_{i=1}^n \left[V_i - \sum_{j=1}^m e_j \cdot f_j(x_i) \right] f_k(x_i) = 0$$

Soit $\sum_{j=1}^m C_j \sum_{i=1}^n f_j(x_i) \cdot f_k(x_i) = \sum_{i=1}^n V_i f_k(x_i) \quad (8)$

$$\text{posons } b_k = \sum_{i=1}^n V_i f_k(x_i), \quad a_{kj} = \sum_{i=1}^n f_j(x_i) \cdot f_k(x_i)$$

Le système (8) s'écrit alors $\sum_{j=1}^m a_{kj} \cdot C_j = b_k, \quad k=1, m$

$$\begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & \dots & a_{1m} \\ \vdots & & & \\ a_{m1} & \dots & \dots & a_{mm} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} C_1 \\ \vdots \\ C_m \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} b_1 \\ \vdots \\ b_m \end{bmatrix} \quad (8)'$$

Les quantités a_{kj} et b_k sont entièrement déterminées car on connaît les couples $[V_i, h_i]$ et le modèle proposé $f_j(x)$, dans le système (8) il ne reste à déterminer que les m inconnues $[C_1, C_2, \dots, C_m]$.

Remarque:

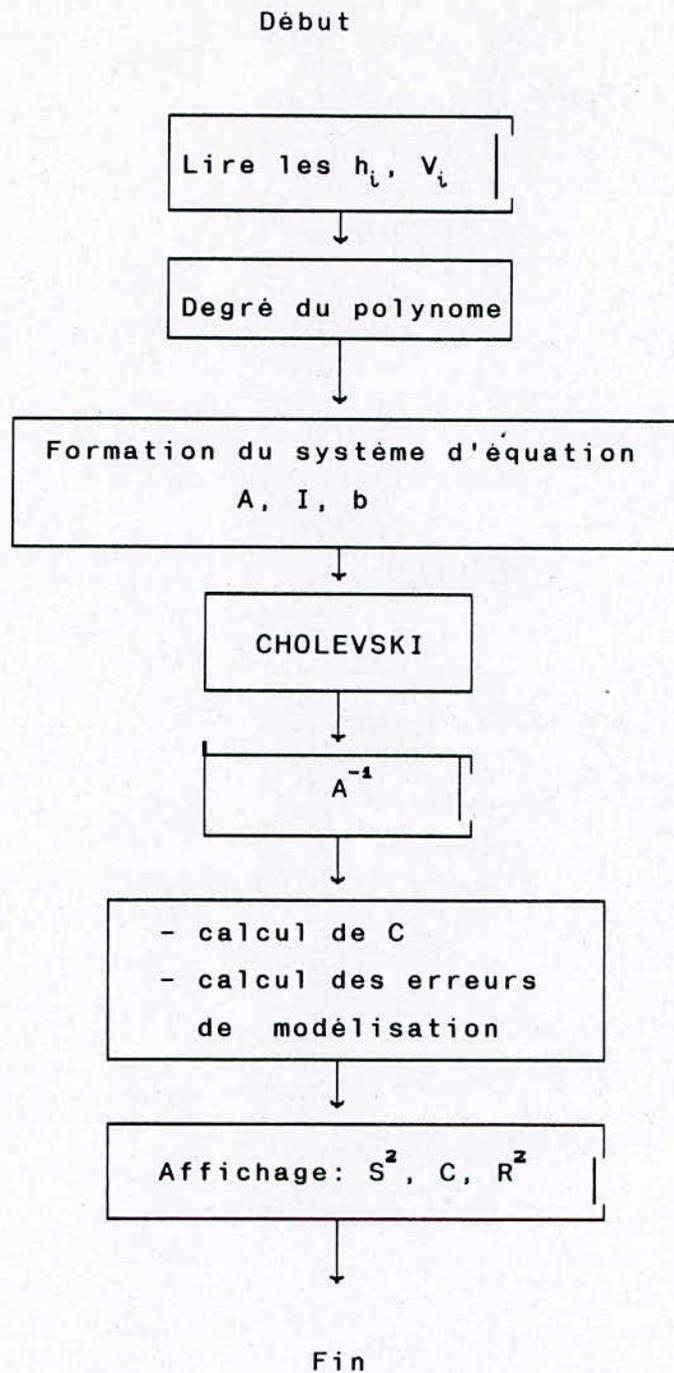
En pratique, pour le cas étudié, on choisit un modèle polynomiale simple:

$$f_j(x_i) = x_i^{j-1}, \quad k=1, m, \quad j=1, n$$

Puisque on se donne un ensemble de vecteurs (h_i, V_i) , de la courbe $V=f(h)$ donc a_{jik} et b_k sont entièrement déterminés, le système d'équation (8) sera résolu par la méthode de Cholevski:

$$C = A^{-1} * b$$

Organigramme de calcul



On a pu résoudre le problème de modélisation de la courbe capacité-hauteur, soit m le degré du polynome optimal qui estime bien $V^* = f(h)$, d'où l'équation du laminage peut s'écrire pour tout temps Δt comme suit:

- le volume entrant dans la retenue pendant un temps Δt , on peut l'approximer par:

$$(1) \quad V_i = \left[Q_i + \frac{Q_{i+1} - Q_i}{2} \right] * \Delta t \quad (\text{figure II-6})$$

- le volume emmagasiné pendant Δt est:

$$V_i^* = C_1 h_i^1 + C_2 h_i^2 + C_3 h_i^3 + \dots + C_m h_i^m$$

$i = 1, n \quad (2)$

- le volume destocké est:

$$V_{d_i} = q_i * \Delta t = cd.b \sqrt{2g} h_i^{a/2} . \Delta t$$

$i = 1, n$

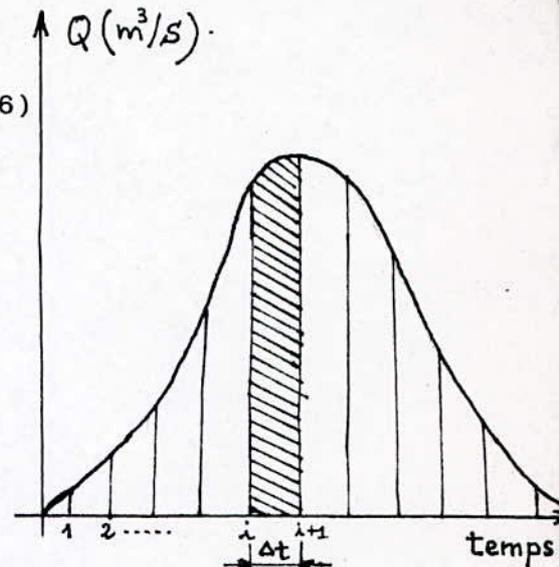


Figure II-6: Estimation du volume entrant

L'equation du laminage s'ecrit: $V_i = V_i^* + V_{d_i} \quad i=1, n \quad (4)$

ou bien

$$\frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} . \Delta t = C_1 h_i + C_2 h_i^2 + \dots + C_m h_i^m + cd.b \sqrt{2g} . h_i^{a/2} \Delta t \quad (5)$$

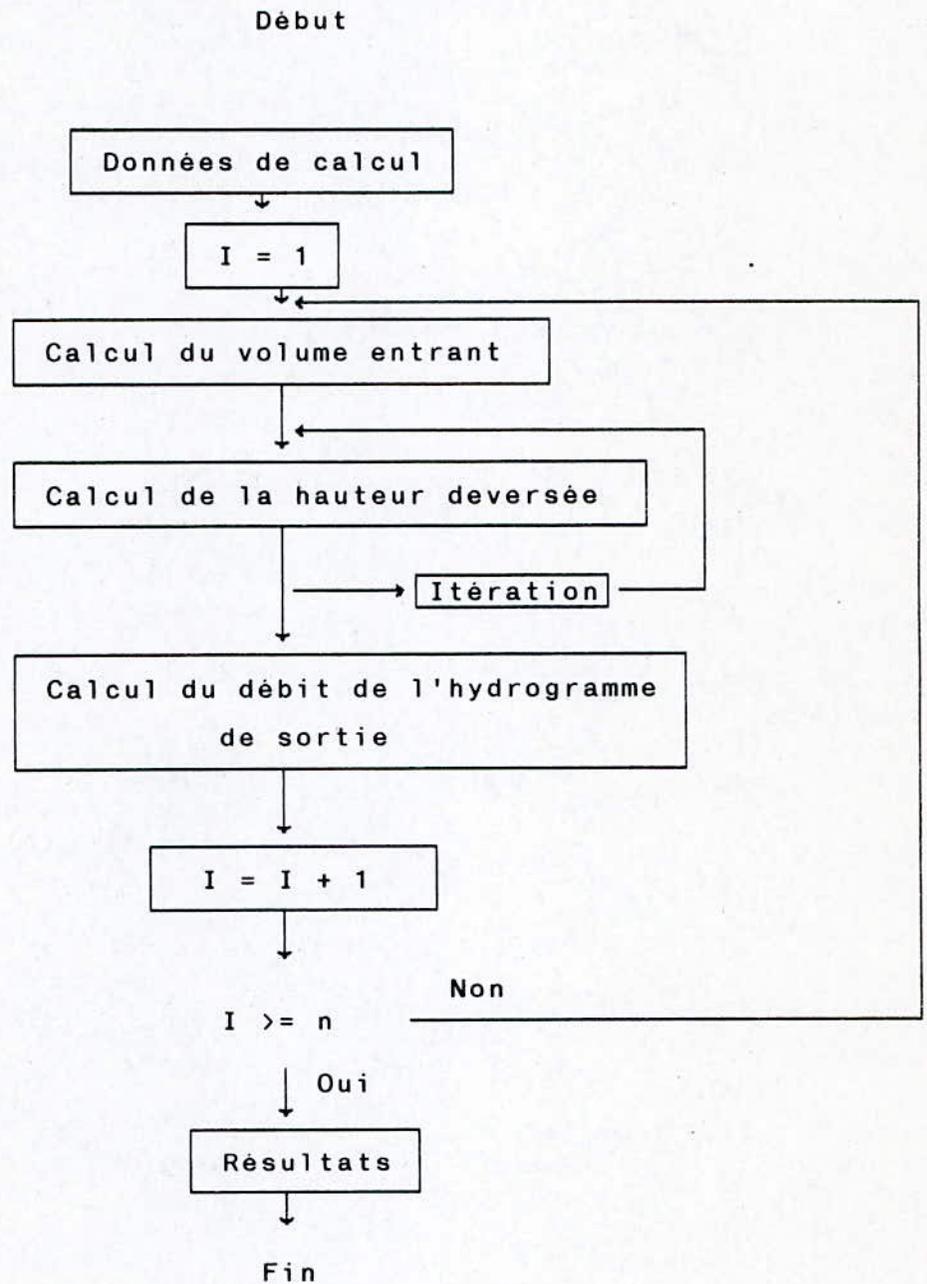
L'equation (5) est non minéaire d'inconnue h_i , qui peut se résoudre facilement par approximations successives

Ainsi pour $i=1, n$ on obtient:

i	<u>hauteue deversée</u>
1	h_1
2	h_2
.	.
.	.
n	h_n

La hauteur maximale correspond à la lame deversante maximale, et qui engendre un débit laminé: $q_{lam} = cd.b\sqrt{2g} \cdot h_{max}^{3/2}$

Pour cela on a établi un programme de calcul dont l'organigramme est le suivant:



* Les données du calcul sont:

- nombre de coefficient de régression du modèle $V^* = f(h)$: degré du polynome
- coefficient C_1, C_2, \dots, C_m du polynome
- le pas de discrétisation en seconde
- le coefficient de débit: cd
- le nombre d'intervalles de discrétisation n
- les débits d'hydrogramme de crue entrant correspondant
- la largeur du déversoir: b

* Résultats:

- l'hydrogramme de crue de sortie
- les hauteurs deversantes pour chaque intervalle de discrétisation
- la hauteur deversante maximale
- le débit laminé maximal

CHAPITRE III

EVACUATEUR DE CRUE

III-1 Généralités:

Lors de l'élaboration d'un projet de barrage, il faut prévoir un évacuateur de crues qui permettra d'assurer le passage des débits de crue, au droit de celui-ci, dans des conditions telles que le barrage ne soit endommagé ni par submersion, ni par affouillement.

Le coût d'un évacuateur de crues peut varier mais n'est jamais bon marché, dans un barrage en terre, il peut représenter jusqu'à 60% du coût total du barrage.

La conception et parfois même la fiabilité d'un projet de barrage sont conditionnées par le choix de l'évacuateur.

III-2 Composants d'un évacuateur de crue:

Pour définir les différents types d'évacuateurs, il est nécessaire de définir les parties qui composent celui-ci. Un évacuateur comprend trois parties principales:

- * une section de contrôle du débit, à l'amont
- * un chenal ou une galerie dans lequel le débit s'écoule d'amont en aval
- * un dissipateur d'énergie à l'aval.

Dans certains cas, s'y ajoutent:

- * un canal d'amenée entre le réservoir et la section de contrôle du débit
- * un chenal de fuite ou de restitution, à l'aval du dissipateur

Ces composants peuvent prendre les formes les plus variées.

III-2-1 Section de contrôle:

Le contrôle du débit est le plus souvent assuré par un déversoir, soit un déservoir à écoulement libre (cas le plus fréquent), avec ou sans vannes, soit un déversoir noyé (cas du seuil déversant aux forts débits).

Un autre débit de contrôle peut être assuré par un orifice (évacuations de fond ou de demi-fond mais parfois aussi pour les évacuations de surface).

On rencontre également le cas de l'évacuation des crues par conduits en charge (évacuateurs par galerie de fond) ou en dépression (évacuations en siphon).

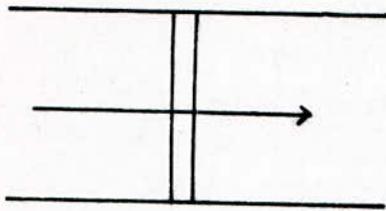
En plan, les formes les plus diverses ont été imaginées, surtout pour augmenter la longueur du déversement (figure N° III-1)

III-2-2 Chenal ou galerie de l'évacuateur de crue:

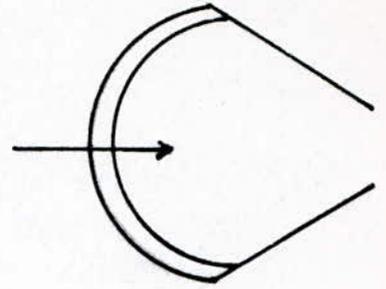
L'élément hydraulique qui conduit le débit de crue de la section de contrôle en amont, à la rivière à l'aval, présente des formes variées encore que la section de contrôle. Ces formes dépendent surtout du type de barrage et de la topographie de la vallée.

Dans le cas des barrages poids en béton, des barrages poids voûtes et des barrages à contrefort, c'est un coursier à forte pente qui prolonge le déversoir, et qui s'appuie sur le parement aval, sur un contrefort au même sur la centrale au pied du barrage (figure N° III-2).

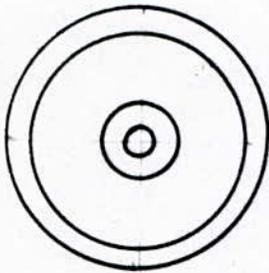
Les barrages voûtes et surtout à double courbure, peuvent difficilement être munis d'un coursier complet. Le plus souvent



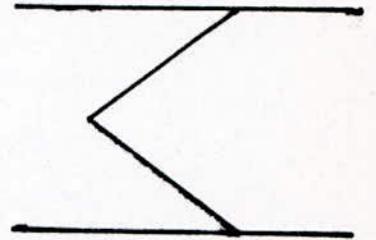
Rectiligne



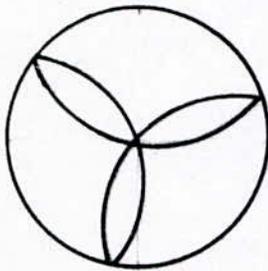
Courbe



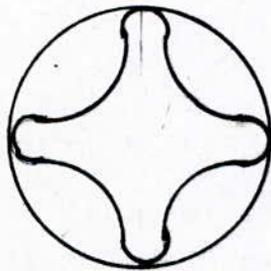
Circulaire



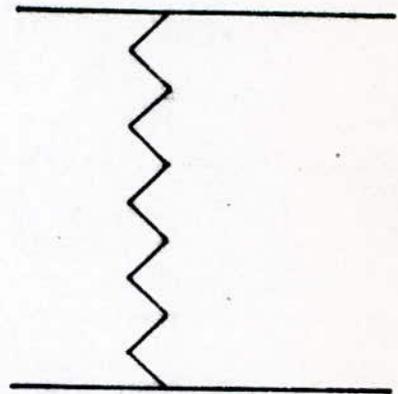
Triangulaire



En pétale



Polygonale



Labyrinthe

Figure III-1 : Type de deversoir

EC de surface

EC de fond et de demi-fond

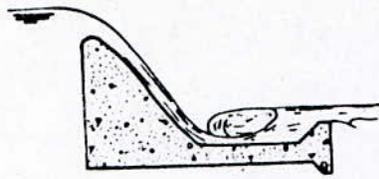


Figure 1.1

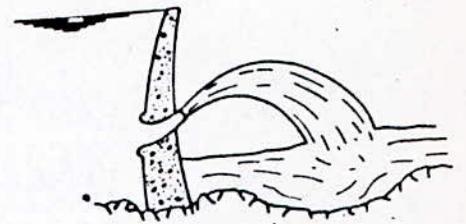


Figure 1.6

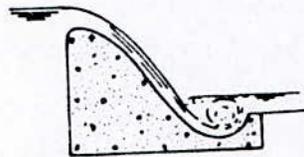


Figure 1.2

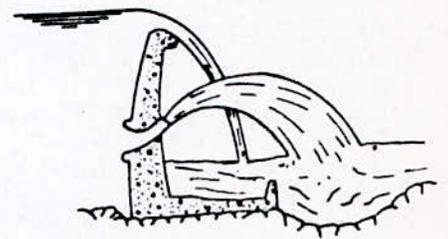


Figure 1.7

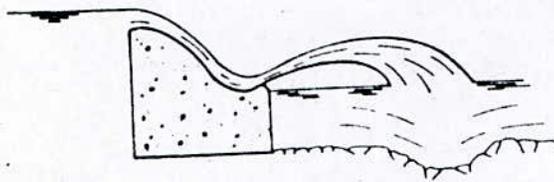


Figure 1.3

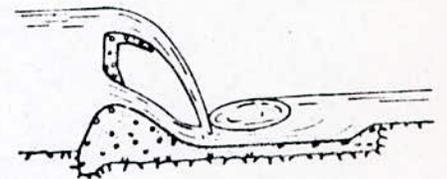


Figure 1.8

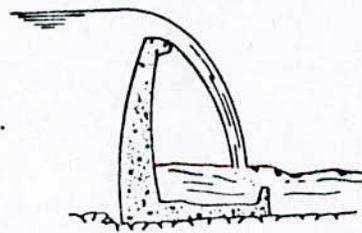


Figure 1.4

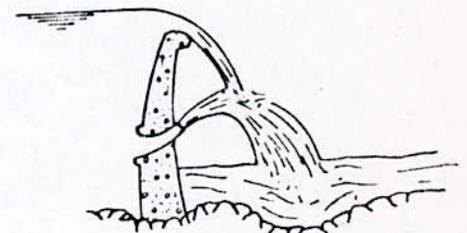


Figure 1.9

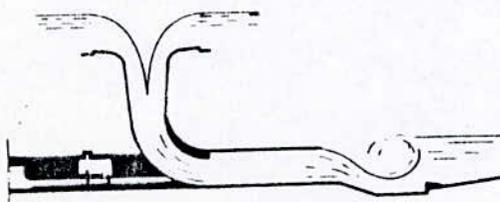


Figure 1.5

c'est à jet libre, soit à partir d'un déservoir superficiel, soit par un orifice de fond ou de demi-fond que l'eau est envoyée vers l'aval (figure III-2). La dissipation de l'énergie se réalise dans un bassin d'amortissement au pied de l'ouvrage.

Au droit des barrages en terre ou en enrochement, on préfère en général un déservoir débouchant dans un chenal à surface libre de type "long", soit dans une vallée latérale, soit à côté du barrage.

III-2.3 Dissipateur d'énergie:

Il constitue un des éléments essentiels de l'évacuateur. La dissipation d'énergie se réalise par frottements et chocs, soit de l'eau sur le radier du dissipateur, soit de l'eau en mouvement sur l'eau au repos, soit de l'eau dans l'air.

Les principaux types sont:

- * bassin de dissipation à ressant hydraulique
- * bassin de réception d'un jet libre
- * dissipation au sein même d'un coursier, par dents de dissipation ou blocs brise-charge
- * passage du débit dans des organes dissipateurs (vannes à jet creux...)

III-3 Classification des évacuateurs:

Pour chaque projet, les évacuateurs constituent, un ouvrage original dépendant de tellement de paramètres différents, qu'il est difficile de classer ce type d'ouvrage. Cependant certains critères peuvent être proposés.

III-3-1 Critères d'utilisation

On distingue suivant la fréquence de fonctionnement et le degré de protection des parties constituant l'évacuateur:

- * les évacuateurs de service: déversant régulièrement
- * les évacuateurs auxilliaires: conçus pour des crues plus rares
- * les évacuateurs de secours: conçus pour évacuer une crue exceptionnelle avec un minimum de danger

III-3-2 Critères d'exploitation

Suivant le degré de contrôle des débits évacués on distingue:

- * les évacuateurs avec vannes: permettant un réglage du débit ou contrôle de celui-ci partout ou non
- * les évacuateurs à déversement libre ou évacuateurs libres: qui fonctionnent dès que l'eau atteint le niveau du seuil

III-3-3 Loi faisant les hauteurs d'eaux aux débits:

Celle-ci constitue la caractéristique principale du point de vue exploitation et sécurité:

- débits proportionnels à $(h_{\text{amont}})^{3/2}$: cas du deservoir en fonctionnement dénoyé, c'est le plus sûr en cas de débit supérieur "au débit de la crue de projet"
- débits proportionnels à $(h_{\text{amont}})^{1/2}$: cas des vannes de fond et des orifices en général, une meilleure vitesse est assurée pour les petits débits, mais la possibilité de sur-débit est moins bien tolérée que dans le cas précédent
- débits proportionnels à $(h_{\text{am}} - h_{\text{av}})^{1/2}$: cas des galeries en charges et des déversions noyées; leur dépendance vis à vis de la hauteur d'eau à l'aval leur confère une moins grande souplesse de fonctionnement
- lois mixtes: cas de l'évacuation en tulipe, qui selon le débit, peut se comporter comme un déversoir, un orifice ou une galerie en charge; les sur-débits sont mal tolérés

- débits fixés mais intermittants: cas du siphon, permet un réglage de la hauteur d'eau mais n'autorise aucune réserve en sur-débit

III-3-4 Critères topographiques:

La topographie et le type de barrage impose souvent le type d'évacuation:

- * les évacuations incorporées dans le barrage: barrage voûte, poids à contrepoids, galerie de fond
- * Evacuateurs de rive, construit à côté du barrage et creusé la rive de la vallée.
- * Galerie latérale, l'évacuation est assurée par une galerie percée dans une des rives de la vallée
- * Evacuateur de col: est construit en un point bas du périmètre de retenue (Figure III-3, III-4, III-5, III-6, III-7).

III-4 Evacuateurs libres-Evacuateurs avec vannes:

Un des éléments de choix les plus importants pour le projeteur d'évacuation est le contrôle ou non du débit de crue. A ce sujet, on peut relever certains avantages ou inconvénients des diverses solutions adoptées.

Au point de vue de la sécurité, les déversoirs libres l'emportent nettement sur les évacuations avec vannes. En effet ces derniers ne sont pas à l'abri des pannes ou de fausses manoeuvres, et plus précisément en période de crue (débit solide important lors d'une crue d'où risque de détérioration des mécanismes des vannes).

Pour les riverains de l'aval, les évacuateurs à vannes permettent un hydrogramme mieux laminé. Par contre, en cas de fausse manoeuvre, une lâchure intempestive peut provoquer des débits très supérieurs aux débits laminés par un déversoir libre.

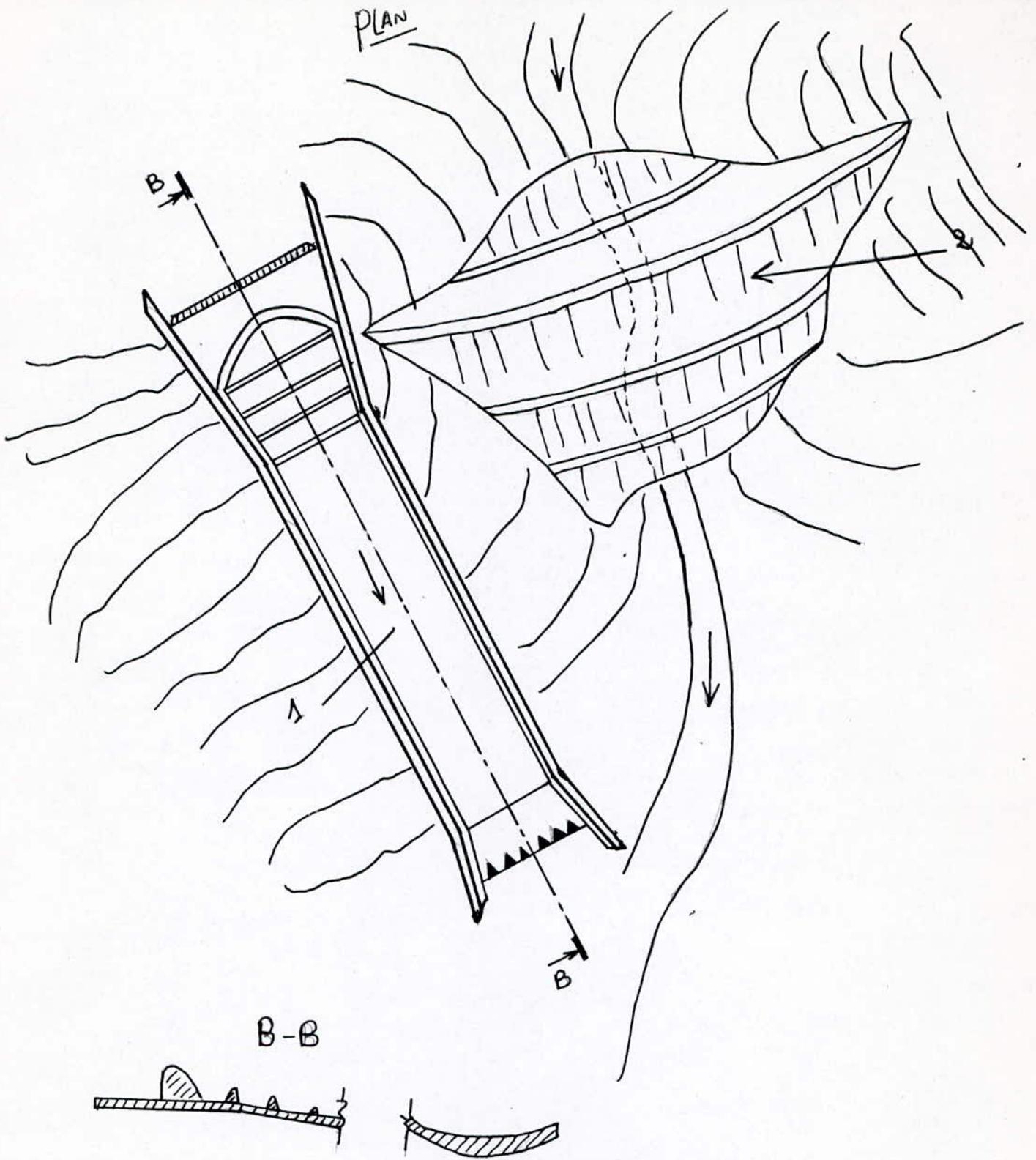
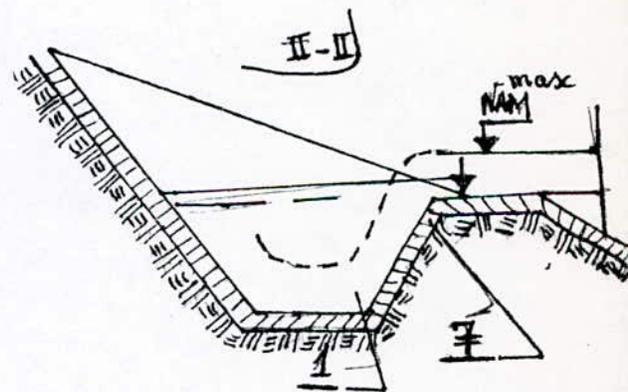
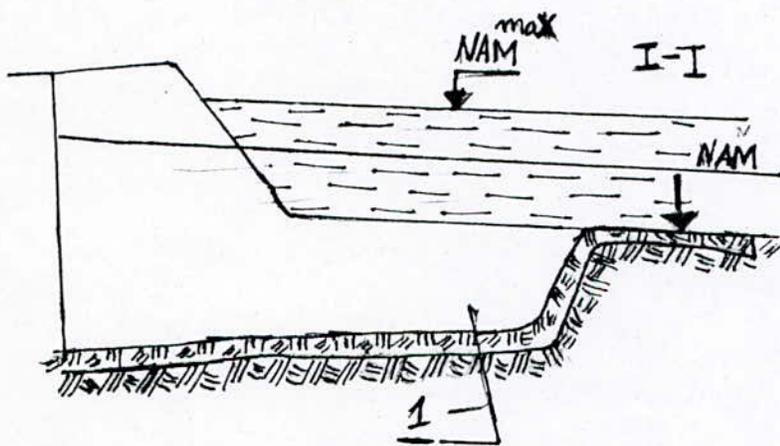
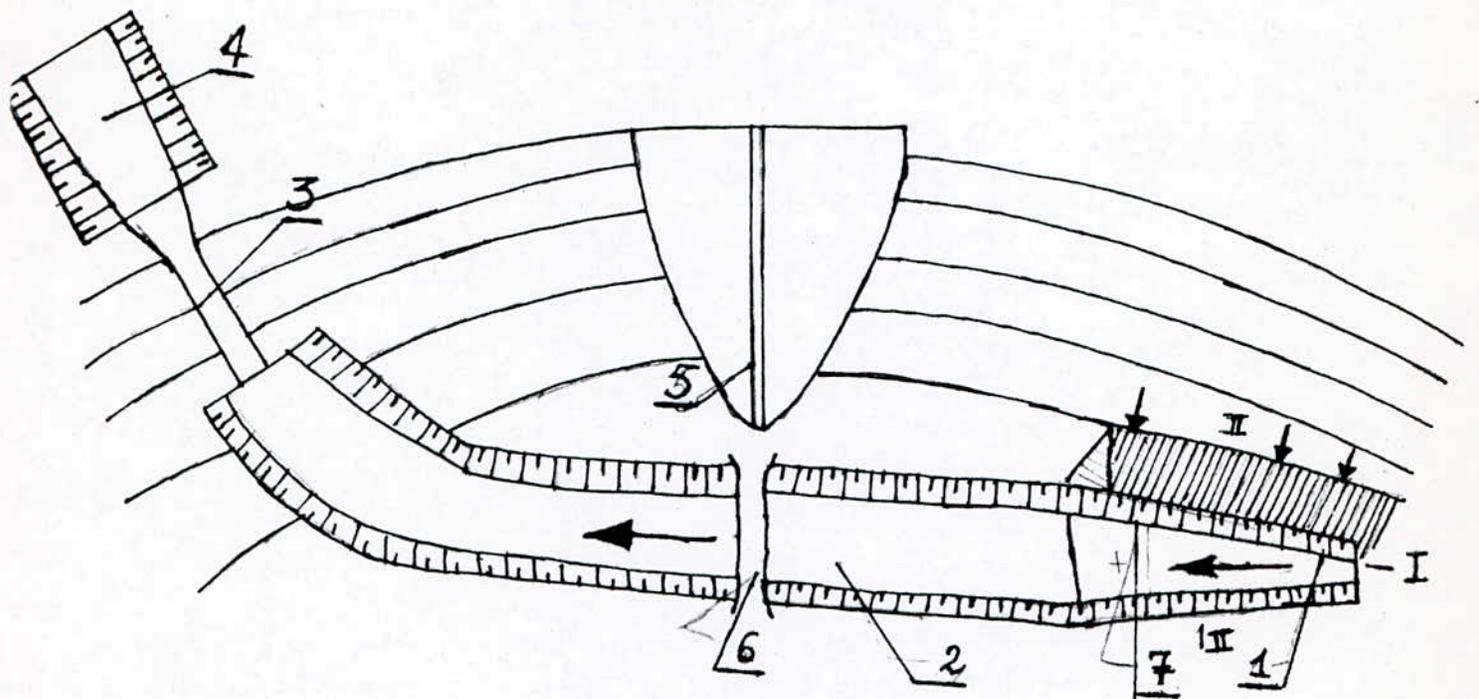


Fig III-3 Evacuateur de crue de surface frontale.
 1 - Evacuateur de crue.
 2 - barrage en terre.



- I-4 Déversoir Lateral (évacuateur de tranchée): 1) tranchée. 2) chenal.
 3) ouvrage de raccordement. 4) - regret du talweg. 5) - barrage.
 6) - pont. 7) - seuil de débordement.

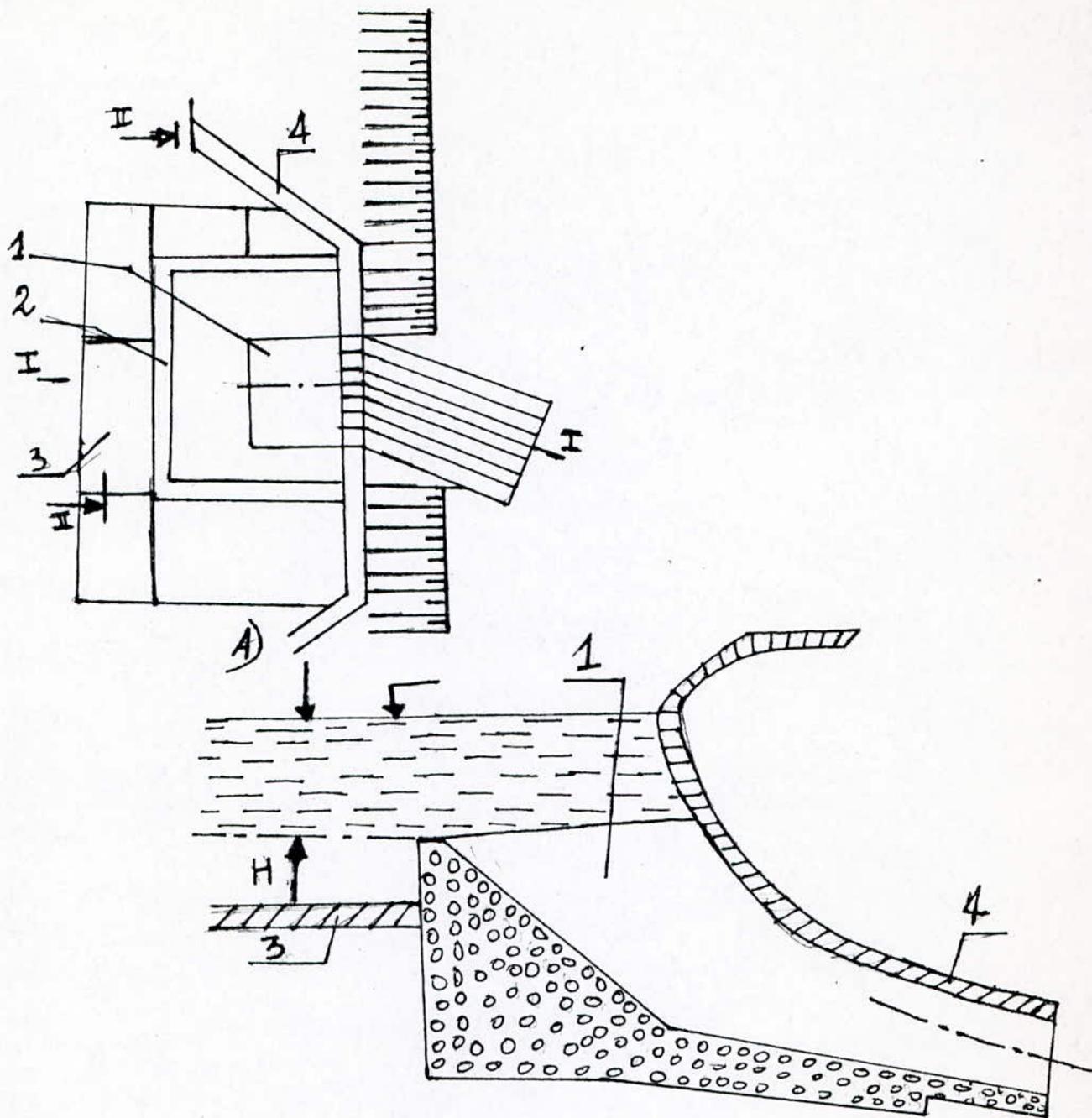


Fig III-5 schéma de l'évacuateur tubulaire de godet

- 1 - godet d'eau - 2 - deversoir - 3 - revêtement - 4 - tuyaux.

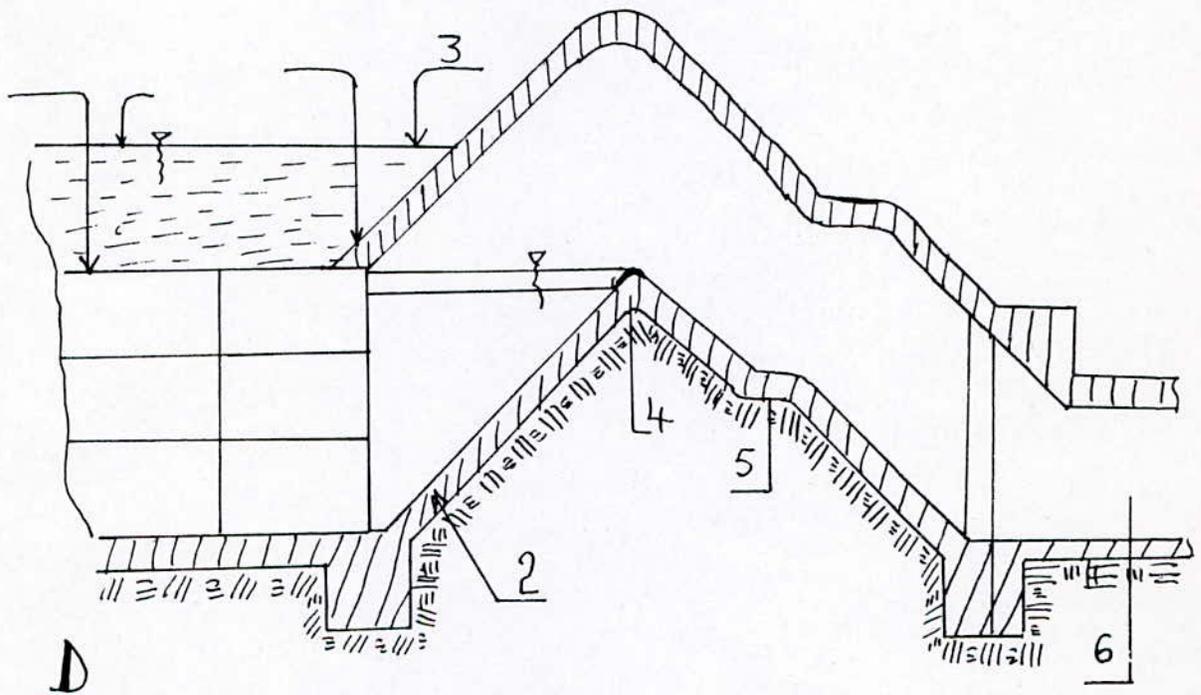
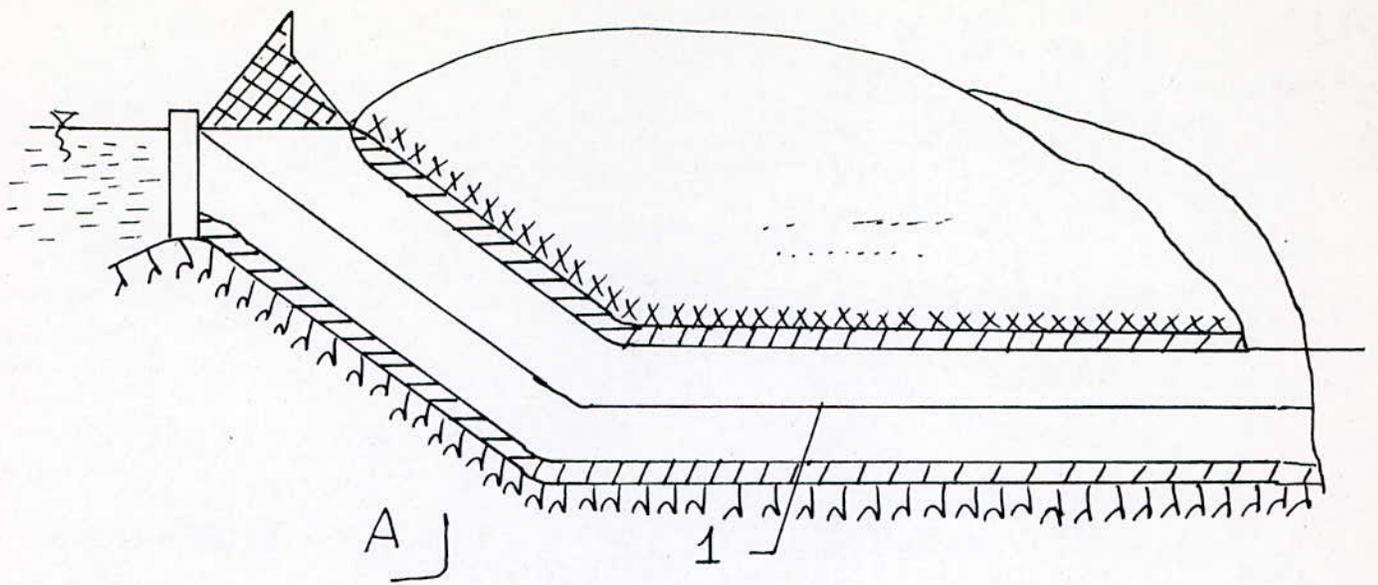


FIG: III-6

- 1. GALERIE
- 2. Siphon
- 3. ORIFICE D'ACCÈS D'AIR
- 4. arête de versoir du siphon
- 5. Tremplin deflecteur
- 6. Tuyau d'évacuation.

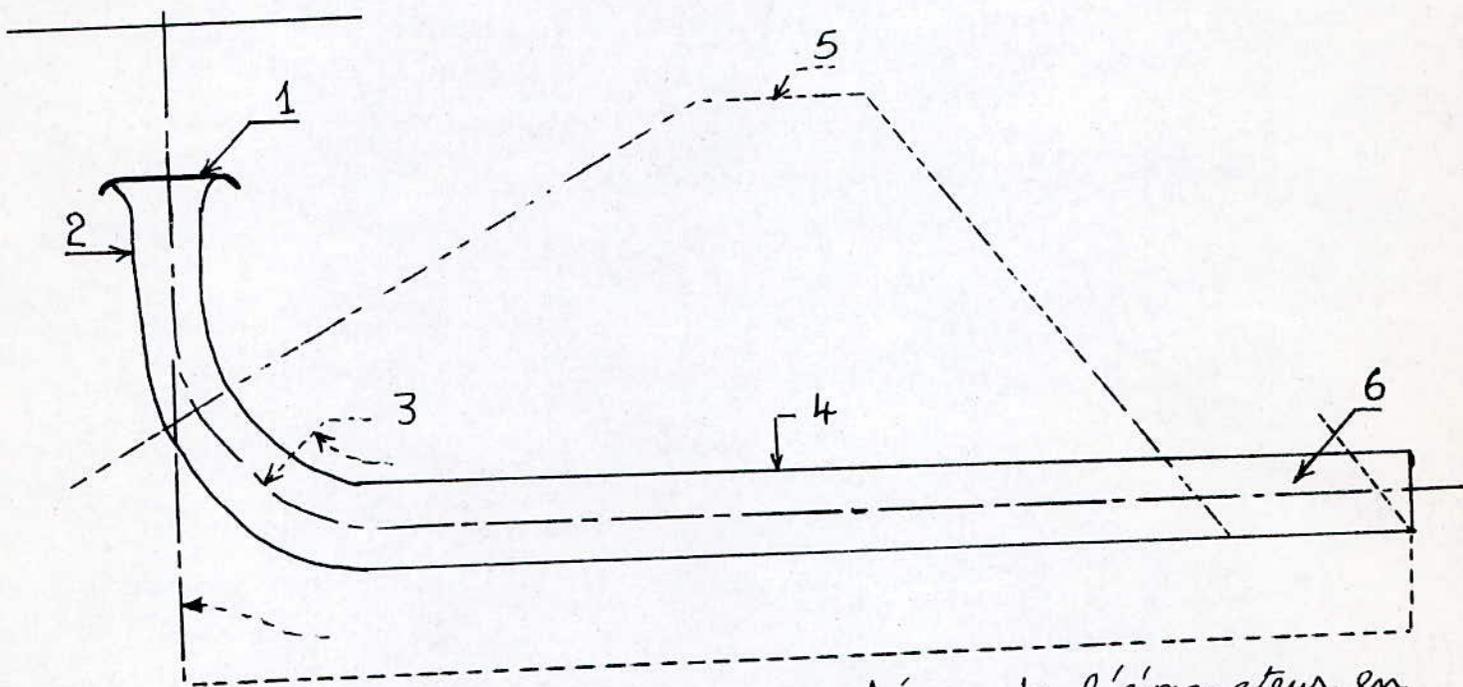


fig III. 7 schéma de l'évacuateur en
pente

- 1 - Déversoir circulaire
- 2 - puit
- 3 - courbe
- 4 - galerie d'évacuation
- 5 - berge - (ou rive)
- 6 - ouvrage de dissipation de l'énergie

Du point de vue économique, un évacuateur avec vannes permet d'utiliser une tranche supplémentaire de la retenue pour de multiples buts, ou qui autorise la construction d'un barrage moins haut et moins coûteux qu'un déversoir libre. Par contre, les frais d'entretien et de surveillance des vannes et de leurs auxiliaires, sont à prendre en compte.

Enfin, ce sont parfois des considérations techniques qui déterminent le choix final: si la largeur nécessite à l'évacuation de la crue par un déversoir libre, ne peut être réalisé faute de place, la solution avec vannes devient la seule envisageable par exemple.

III-5 Facteurs intervenant dans le choix du type d'évacuation:

Outre l'importance du risque en terme de vies humaines et le coût de construction, les facteurs principaux à considérer dans le choix de l'évacuateur le plus approprié à un projet donné soit les suivants:

- a) la qualité des prévisions de crues
- b) la sismicité de la zone d'aménagement
- c) la durée et les degrés d'utilisation
- d) les conditions topographiques et géologiques particulières du site aménagé
- e) le type de barrage

III-5-1 Qualité des prévisions de crues:

Le bon sens conduit à ne pas faire dépendre étroitement l'existence du barrage d'une erreur par défaut relativement faible sur la crue de projet. Autrement dit, la capacité nominale de l'évacuateur devrait augmenter rapidement s'il arrivait que ce niveau soit dépassé accidentellement par suite d'une sous-évacuation de la crue de projet.

L'évacuateur de surface répond mieux à cette condition que les évacuateurs en charge, puisque sa capacité augmente avec la puissance $3/2$ au lieu de $1/2$ de la charge sur l'entonnement, parfois, pour accroître la sécurité on complète par un évacuateur auxiliaire ou de secours.

III-5-2 Séismicité de la zone de l'aménagement:

Le degré de séismicité de la zone de l'aménagement et les doutes qu'on peut entretenir sur la qualité de l'exploitation concernent, principalement le problème de savoir si l'installation de vannes est judicieuse ou non.

En ce qui concerne la qualité de l'exploitation, il faut prévoir le risque d'une défaillance mécanique susceptible d'empêcher la manoeuvre d'une ou de plusieurs vannes, au moment de la crue. Ainsi le choix est celui d'un évacuateur non vanné.

III-5-3 Durées et degrés d'utilisation:

La dégradation par cavitation et abrasion dépendent de la durée cumulée de fonctionnement de l'évacuateur et de l'importance des débits transités à chaque utilisation.

Si l'étude hydrologique (enquête) indique que les déversements importants seront rares et de courte durée, le projeteur est enclin à plus d'audace le bassin à ressaut est traité plus sommairement au point de vue structurel, la fosse d'amortissement est peut ou pas du tout être protégée. En supposant implicitement que les répartitions à protections nécessaires seront réalisées après chaque crue.

Dans le cas contraire, d'un service prolongé avec débits élevés; le projeteur doit concevoir l'ouvrage de restitution avec un maximum de précautions.

III-5-4 Conditions topographiques:

Ces conditions représentent aussi un facteur de choix important, indissociable bien souvent de l'un ou l'autre des facteurs précédents. Un site peut être naturellement favorable à un évacuateur de surface, tandis que qu'un autre s'accommode mieux d'ouvrages souterrains avec ou sans possibilités de mise en charge.

- la possibilité d'utiliser dans les remblais du barrage, les matériaux provenant des excavations d'un évacuateur de rive est aussi un élément économique.

III-5-5 Type de barrage:

Il est possible d'incorporer tout ou partie des évacuateurs aux barrages en béton, ce qui souvent procure une économie substantielle.

Les barrages en remblai exigent des évacuateurs séparés, pour lesquels la réorientation du flot déversant à l'aval de l'ouvrage pose parfois un problème difficile

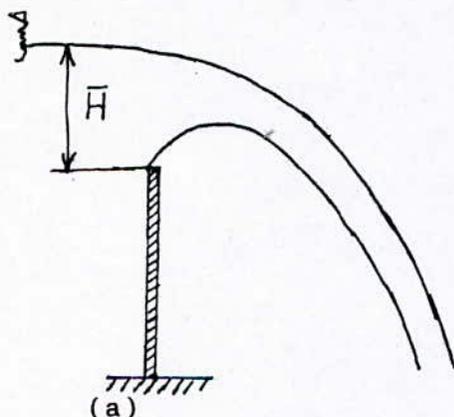
CHAPITRE IV

ETUDE HYDRAULIQUE

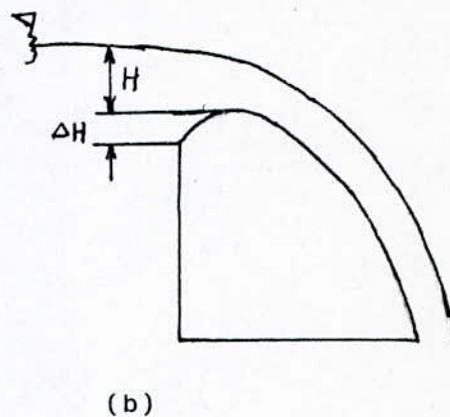
IV-1 Section de contrôle:

Les premiers déversoirs construits au début de 20^{ème} siècle étaient caractérisés par une géométrie polygonale (la coupe longitudinale de la structure ressemblait souvent à un trapèze). En raison du changement abrupt de la partie de l'arête amont du déversoir, l'écoulement se sépare de la structure et crée ainsi une zone de haute turbulence associée à des sous pressions importantes. Pour améliorer les conditions d'écoulement, l'arête amont du déversoir pourrait être arrondie. Néanmoins des zones locales de sous pressions subsisteraient encore le long du radier.

Pour éviter de telles zones de sous pression, des recherches très poussées, ont déterminé la forme optimale de la crête qui adhère mieux à la nappe inférieure d'un jet provenant d'un déversoir en paroi mince, ce profil est appelé déversoir standard.



(a) Déversoir en mince paroi



(b) Déversoir standard correspondant

Comme les effets de frottement ne se manifeste pas le long du radier, le débit sur le déversoir standard se calcule:

$$Q = C_d \cdot b \sqrt{2g} H^{3/2} , C_d: \text{coefficient de débit}$$

IV-1-1 Géométrie du déversoir standard:

United State Army Corps of Engineers (USCE) propose pour le parament amont quadrant 1 (figure IV-1), trois arcs de cercles, dont les origines et les rayons sont indiqués au tableau V-1. Pour le quadrant aval 2, ils ont proposé l'équation $Z = \frac{1}{2} X^{1,95}$

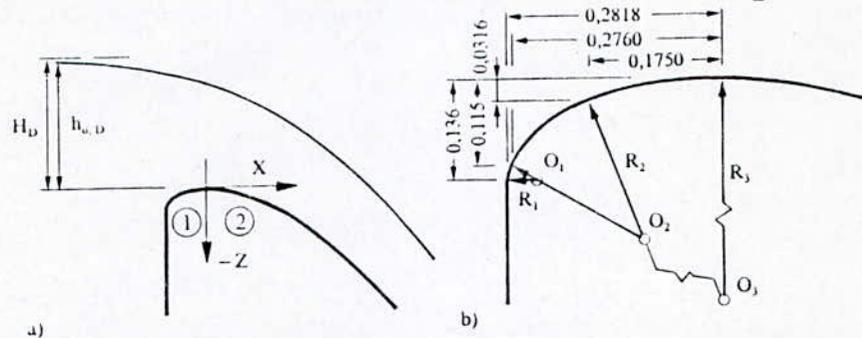


Fig IV-1: Géométrie de la crête du déversoir à parement amont vertical, a) définition du système des coordonnées (1) quadrant amont, (2) quadrant aval, b) détail du quadrant amont (tous les chiffres par rapport à $H_D = 1m$)

i	O_i / H_D	R_i / H_D	
1	(-0,2418/-0,1360)	0,04	-0,2818 \leq X \leq -0,276
2	(-0,1050/00,2190)	0,20	-0,276 \leq X \leq -,0175
3	0/-0,5000)	0,50	-0,175 \leq X w = 0

Remarque:

Pour rendre la construction du déversoir plus économique, le parament amont peut être modifié en aménageant une sailie.

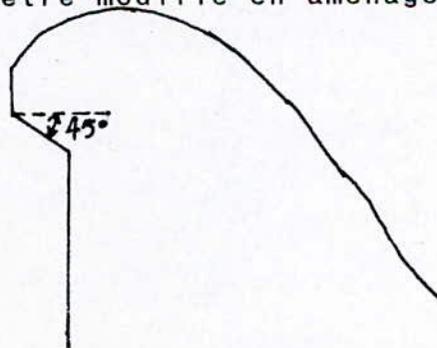


Fig IV-2: Déversoir standard à parament amont surplombant

IV-1-2 Fonctionnement du déversoir standard:

a) Etude de la répartition de pression sur le déversoir en fonction de la charge

La répartition longitudinale de la pression par rapport au fond a été observée expérimentalement par l'U.S.C.E, la figure IV-3 représente les profils de surface $Ap = \frac{\Delta P_f}{\rho g H_D}$ en fonction de la coordonnée longitudinale $X = x/H_D$ en fonction de H/H_D . Une distinction est faite entre l'écoulement plan (P) et l'écoulement influencé par des piliers (c,d).

Les piliers provoquent une surélévation du plan d'eau axial qui croît proportionnellement en fonction de H/H_D .

La figure IV-3 montre que le minimum de pression apparaît sur le quadrant amont à $X \approx 0,2$, ce minimum de pression est déterminant, et peut être exprimé par:

$$\frac{H_{min}}{H} = \left(1 - \frac{H}{H_D}\right)$$

152

DÉVERSOIRS ET VANNES

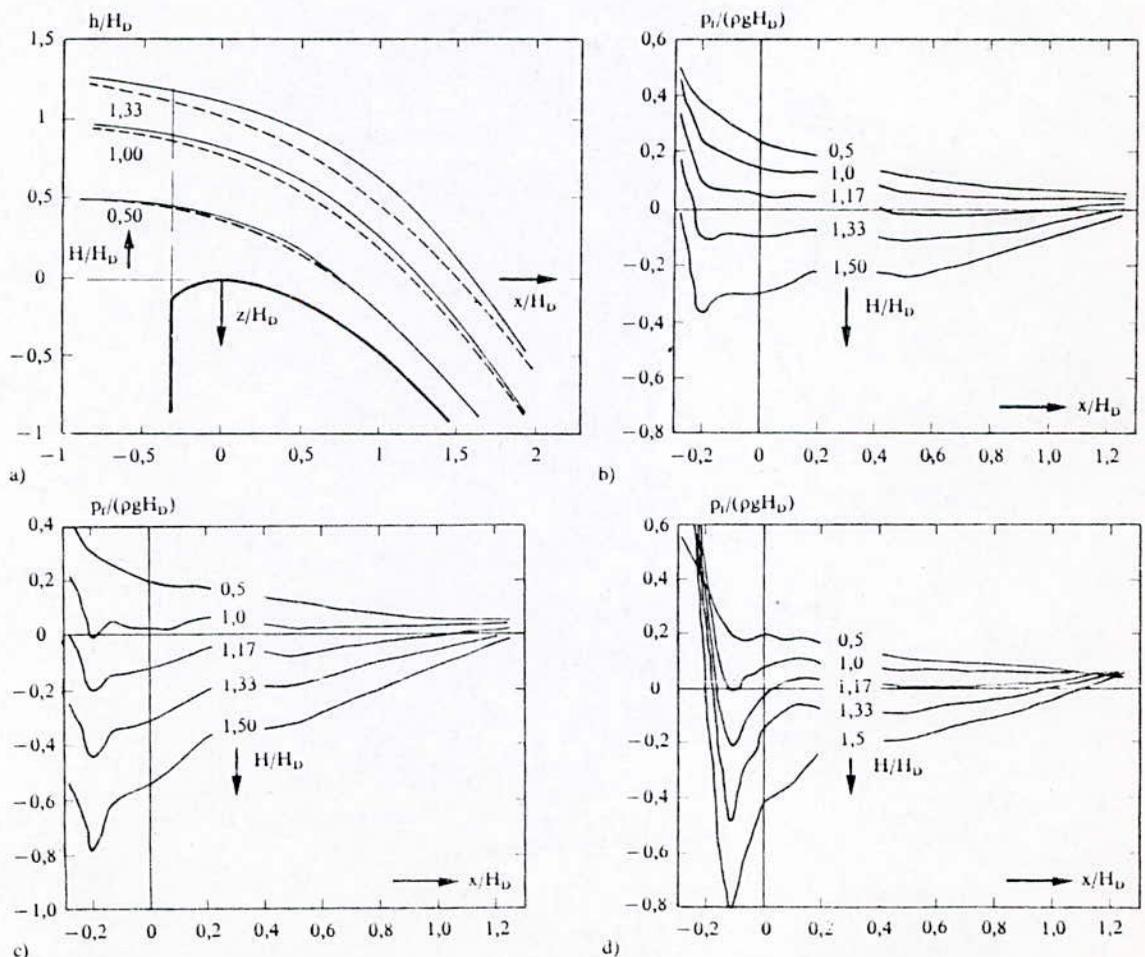


Fig. IV-3 Déversoirs standards: a) profils de surface, (---) axial entre les piliers, (---) écoulement plan; pressions relatives au fond: b) écoulement plan, c) axiales entre les piliers, d) le long des piliers [6.23].

b) Effet de la charge sur le coefficient de débit:

Il a été également observé expérimentalement que le coefficient de débit croît avec H/H_D . CHOW [3]: propose pour ce coefficient:

$$C_d = C_{d_D} \cdot (H/H_D)^{0,12} \text{ dans le cas où la vitesse d'approche est nulle}$$

C_{d_D} : coefficient de débit de dimensionnement = 0,494

Cette equation est valable pour $0,2 < H/H_D < 2$

Les variations du coefficient de débit sont uniquement fonction de la répartition vitesse quand H augmente, il y a une augmentation de la vitesse transversale vers le centre de combine (figure IV-4, figure IV-5)

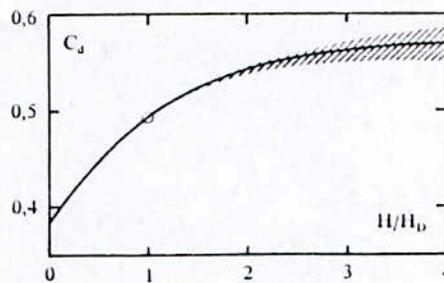


Fig. 6.14 Coefficient de débit C_d , fonction de H/H_D ; écoulement plan [6.19], [6.23].

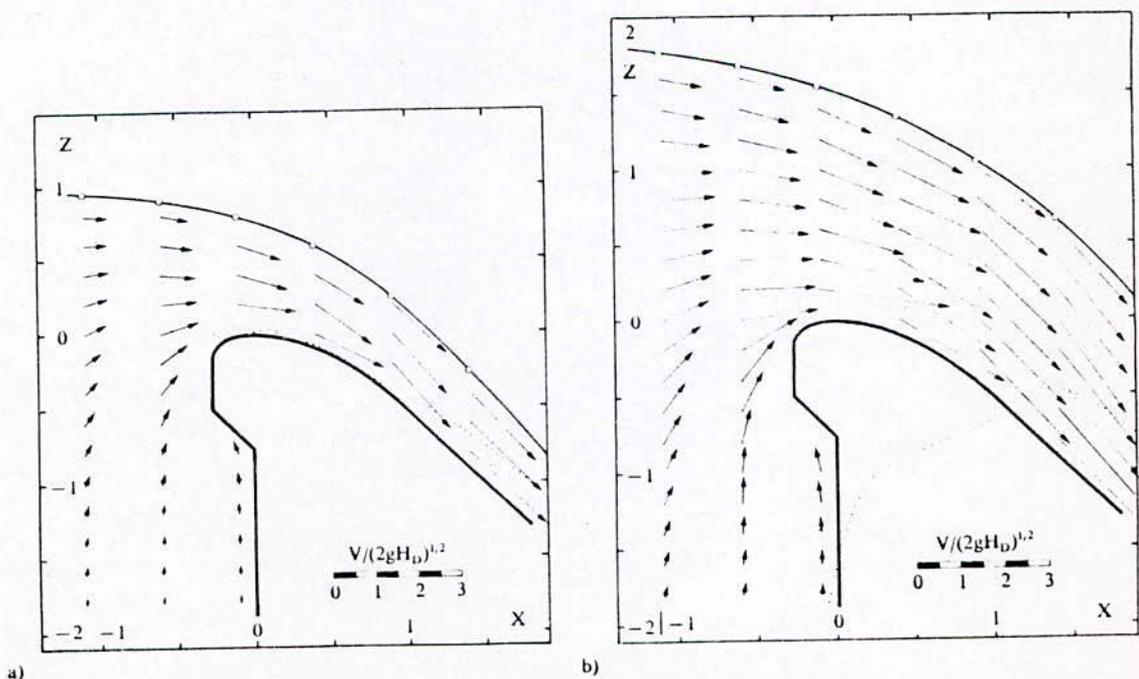


Fig. 6.15 Champ de vitesse normalisé de l'écoulement par-dessus un déversoir standard a) $H/H_D = 1$, b) $H/H_D = 2$ [6.8]. (---) répartition de la pression de fond.

c) Limite supérieure de la charge:

Le deversoir standard le plus économique, résulte d'une charge de dimensionnement minimale ($H_D \rightarrow 0$), cependant le deversoir ainsi défini et l'écoulement se séparant de la crête.

Le rapport H/H_D est limité donc à un maximum imposé par les deux contraintes suivantes:

- la séparation de l'écoulement du deversoir standard;
- la sous pression aux environs de la crête de celui-ci.

La séparation de l'écoulement du redier est un processus brusque et peut provoquer une surélévation importante de plan d'eau, de plus des vibrations considérables sont à craindre.

Etant donné qu'il n'est pas encore possible de prédire cette séparation, des observations sur modèle réduit s'impose pour les ouvrages importants.

La sous-pression dépend uniquement du rapport H/H_D , le phénomène de début de cavitation existerait quand la pression chute au dessous de la pression de la vaporisation et celle-ci ne dépend que de la température.

Mais en général on admet qu'il y aura un début de cavitation pour une pression $P_{min} = -7,6$ m.

Exemple:

pour $H_D = 1$ m, on a:

H_{min}	H
0	1
-2	1
-6	3
-8,75	3,5

← Cavitation

Pour une hauteur de dimensionnement $H_D = 1$ m, on limite la charge sur le déversoir à $H_{max} = 3$ m, sinon il y aura début de cavitation.

d) Effet des piliers:

Un déversoir de largeur importante est souvent subdivisé par des piliers de différentes formes et tailles dans le but:

- d'imposer une direction à l'écoulement, pour distribuer le débit uniformément le long du déversoir;
- de supporter un pont d'accès traversant le déversoir;
- de supporter des installations mécaniques ou électriques.

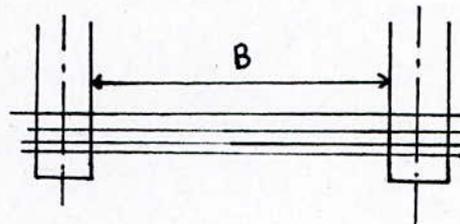


Figure IV-6: largeur entre piliers

Si B est la largeur géométrique entre deux piliers, la largeur efficace (effective) B_e est: $B_e = B - 2 K_p \cdot H$

où K_p : coefficient de pilier

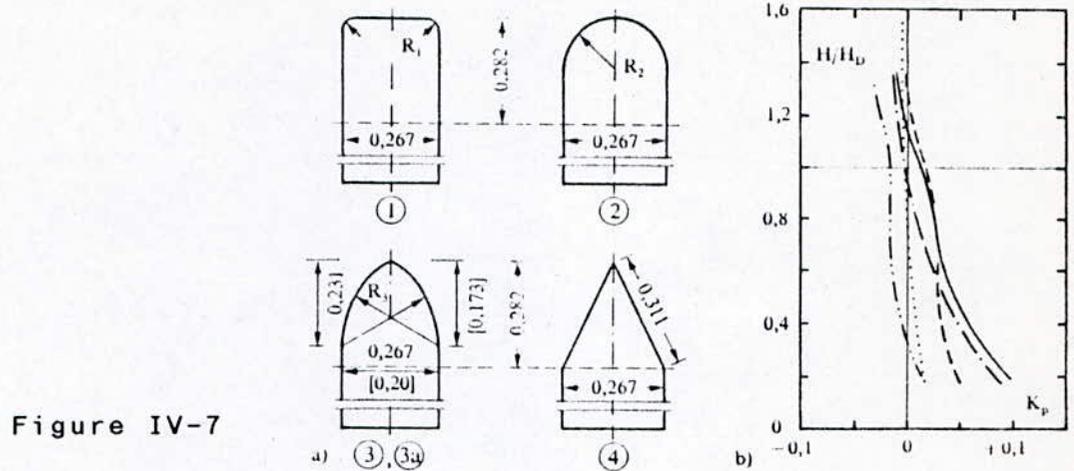
H : charge sur le déversoir

B : largeur géométrique entre deux piliers

Les figures IV-7 représentent cinq types de piliers en plan, recommandés par l'U.S.C.E. Elle représente la variation de K_p en fonction de H/H_D , on constate que K_p décroît lorsque H/H_D croît, pour $H/H_D \geq 1$ K_p est pratiquement très proche de zéro, donc pour un dimensionnement préliminaire d'une déversoir, on peut donc admettre que $B \approx B_e$.

Remarque:

Les types (2), (3), (3a) sont recommandés pour des charges importantes.



IV-1-2 Seuil à crête non rectiligne:

Pour réduire l'emprise d'un barrage un déversoir à crête courbe, où en ligne brisée peut s'avérer économique. En effet, les déversoirs à crête circulaire ont des dimensions minimales en plan, et peuvent-être plus économiques.

Pour les déversoirs à crête rectiligne, l'écoulement est pratiquement à deux dimensions (écoulement plan), par contre, les non rectilignes provoquent un écoulement spatial.

Dans ce qui suit, on s'occupera surtout du déversoir circulaire, à crête standardisée.

1) Fonctionnement du déversoir:

Le déversoir circulaire nécessite une évacuation des eaux bien différentes de celle du déversoir à crête rectiligne.

En effet, l'évacuateur en tulpe (morning glory spillway), provoque tout d'abord un écoulement vertical.

Pour le débit de dimensionnement, la lame d'eau reste collée à la paroi du puit, en laissant le noyau libre pour la circulation de l'air.

Pour garantir un écoulement à surface libre dans l'ensemble de l'évacuateur, des dispositifs d'aération sont placés à l'entrée du coude. A l'aval de ce dernier l'écoulement est à surface libre dans une galerie plus ou moins inclinée.

L'écoulement par dessus le déversoir circulaire doit être guidé dans une direction radiale au moyen de piliers pour éviter l'écoulement rotationnel (vortex), qui provoque une diminution de la capacité de l'évacuateur.

2- Géométrie du déversoir circulaire standard:

La géométrie du déversoir circulaire standard est basée sur l'écoulement sur un déversoir circulaire à mince paroi.

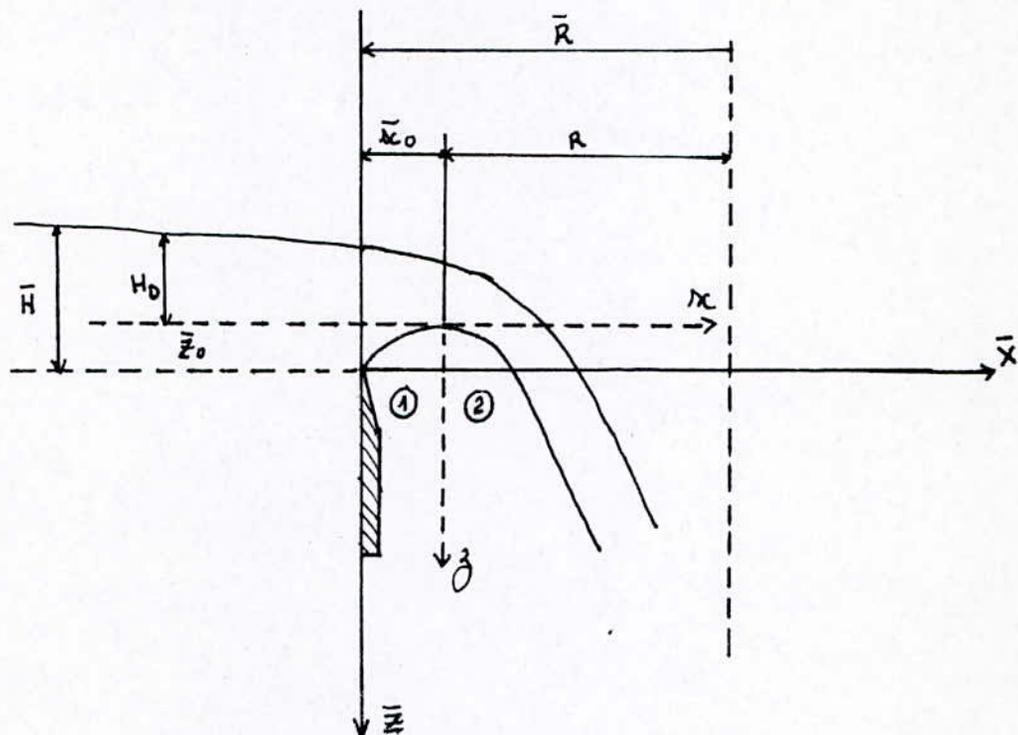


Fig IV-8: Ecoulement sur un déversoir à mince paroi

Des essais sur modèles réduits ont donné les relations suivantes:

$$\bar{X}_\alpha = 0,144 + \frac{0,011}{\bar{H} / \bar{R}}$$

$$\bar{Z}_\alpha = 0,055 + 0,03 \bar{H} / \bar{R}$$

où $\bar{X}_\alpha = \bar{x}_\alpha / \bar{H}$ et $\bar{Z}_\alpha = \bar{y}_\alpha / \bar{H}$

Le traçon 1 de la nappe inférieure peut être représentée par un arc de rayon:

$$\bar{r} / \bar{H} = \frac{1}{2} \left(\frac{\bar{X}_\alpha^2 + \bar{Z}_\alpha^2}{\bar{Z}_\alpha} \right) \quad 0 < \bar{X} < \bar{X}_\alpha$$

et le trançon 2, en bonne approximation par:

$$z / \bar{H} = 0,608 (x/\bar{H})^{1,80}$$

de plus LAZZARI trouve comme relation expérimentale entre \bar{H} et la charge de dimensionnement H_D :

$$H_D / \bar{H} = 0,946 - 0,03 \bar{H} / R$$

ainsi le profil d'un déversoir circulaire standard est complètement défini.

3) Etude du coefficient de débit:

Dans le cas d'un écoulement dénoyé, le débit Q en fonction de la charge \bar{H} par rapport à la crête du déversoir circulaire en mince paroi s'exprime par:

$$Q = C_D 2 \pi \bar{R} \sqrt{2g} \bar{H}^{3/2}$$

selon LAZZARI: $\bar{C}_d = 0,31 [(\bar{R} / H_D) \cdot (\bar{H} / H_D)^4]^{1/20}$

Cette expression est vérifiée sur modèle réduit dans les intervalles: $0,1 \leq H_D / \bar{R} \leq 0,4$ et $0,4 \leq \bar{H} / H_D \leq 1,85$

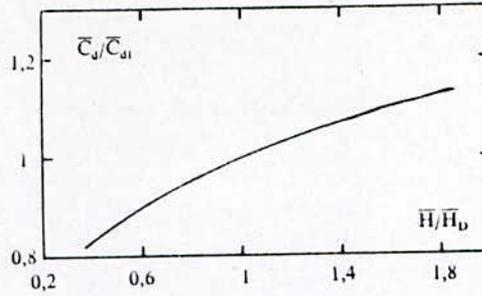


Fig. 7.9 Coefficient de débit \bar{C}_d/\bar{C}_{d1} , en fonction de \bar{H}/\bar{H}_D .

Remarque:

Le calcul ci-dessus se reflète à la charge de dimensionnement \bar{H}_D au lieu de H_D , et sur \bar{R} au lieu de R . Afin d'obtenir une relation entre les quantités se référant à la crête arrondie, on écrit au lieu de l'équation (7.5) pour le débit de dimensionnement Q_D , donc

$$H = H_D, \quad q_D = \frac{Q_D}{\sqrt{2g}} = \frac{0,0587}{\left[0,946 - \frac{H_D}{\bar{H}_D}\right]^{10,5}} \left(\bar{H} / H_D\right)^{5/2}$$

on constate que la courbe $q_D^{-1} = f(H_D / \bar{H}_D)$ est presque rectiligne où on peut en déduire que :

$$\frac{\bar{H}_D}{H_D} = \frac{1,77 q_D}{11,06 q_D^{-1}}$$

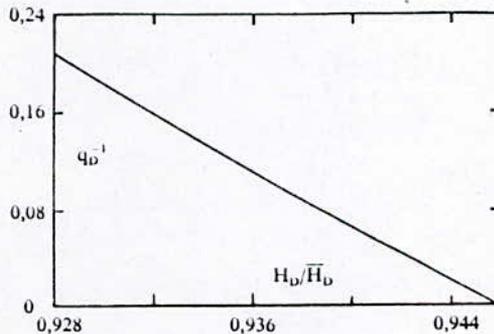


Fig. 7.10 Débit relatif $q_D^{-1} = \sqrt{2g}H_D^2/Q_D$, fonction de la charge relative H_D/\bar{H}_D selon l'équation (7.9).

Le profile typique obtenu est représenté sur la figure IV-11. On remarque que tous ces profils, pour différentes charges de dimensionnement, convergent vers le point b.

Vue le changement abrupt de direction dans la section A-A (section de connection du profil du déversoir avec le puit), il y a risque de développement de pression négative au niveau de cette section, surtout pour les forts débits où le jet se sépare du profil et cause des vibrations très sévères et engendre le problème de cavitation.

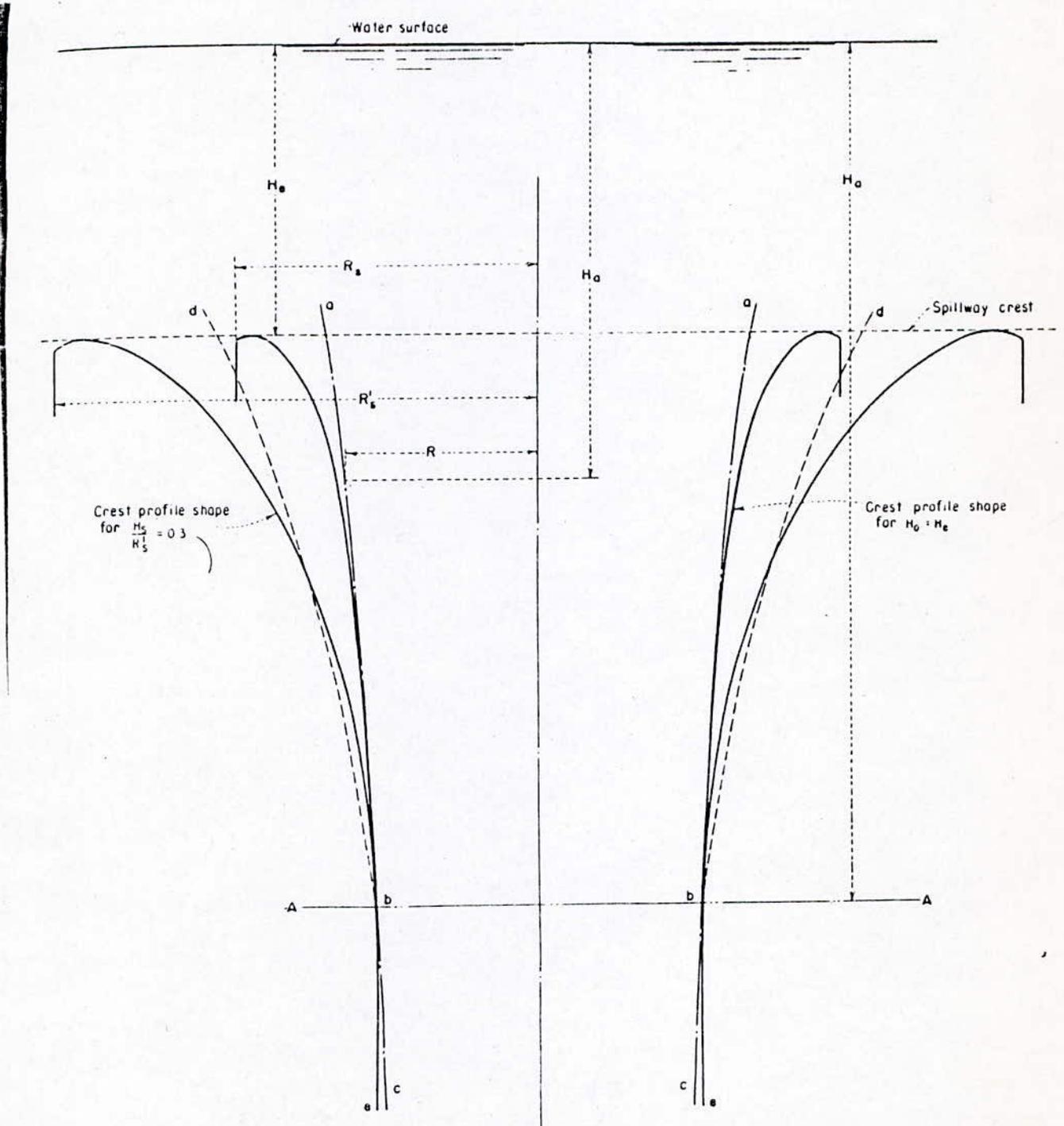


Figure 11. Comparison of drop inlet profiles for various flow conditions. 288-D-2447.

4) Dimensionnement:

Lors de la conception de cet évacuateur de crue, il faut veiller à ce que le débit de dimensionnement soit inférieur au débit critique pour lequel le système s'engorge.

La relation est le rayon de la crête du déversoir et celui du puit R_p peut s'exprimer par la relation:

$$R_p = 1 + 0,1 R$$

Le rayon moyen de coube est de l'ordre de $R_c = 6 R_p$ pour assurer un écoulement à surface libre à l'aval du coude.

5) Régime d'écoulement de l'évacuateur en tulipe:

Un déservoir circulaire présente un écoulement assez différent de celui d'un déservoir rectiligne, d'une part les filets liquides interfèrent mutuellement à cause de leur convergence, et d'autre part, à partir d'un certain débit le déversement se noie du fait de la rencontre de deux jets qui se font face (figure IV-12), la figure IV-13 explique les modes de fonctionnement possibles d'un déversoir tulipe.

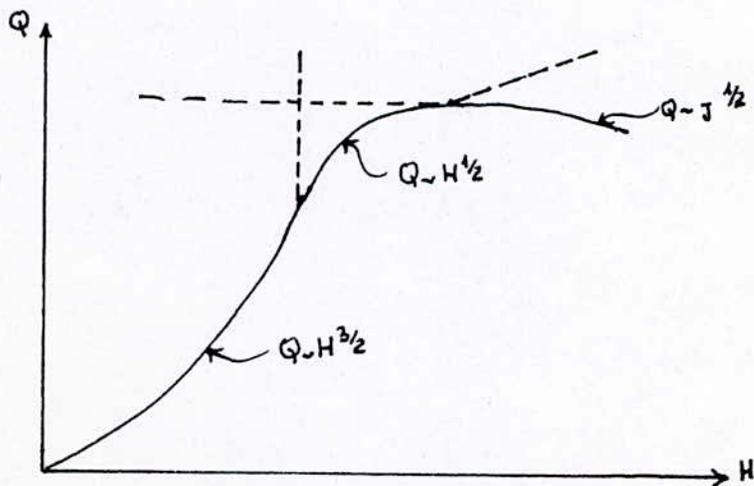


Fig IV-13: Mode de fonctionnement possible d'un déversoir tulipe

WAGNER a réalisé (1950), plusieurs expériences en multipliant la pression sur la nappe déversante: seuls les résultats d'une nappe parfaitement aérée (pression atmosphérique), présente de l'intérêt pour la déverse en tulipe.

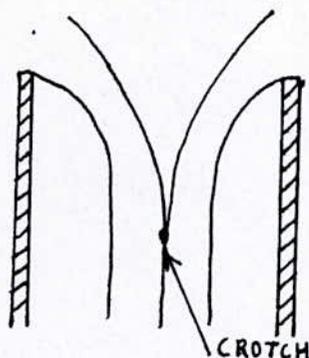


Fig IV-12: rencontre du jet dans un déversoir tulipe

Le point où les nappes supérieures se rejoignent, au droit de l'axe de symétrie, a été baptisé "CROTD", un remous se produit au dessus de ce point, qui a reçu le nom de "Boil" (bouillonnement).

La forme de la nappe inférieure et l'emplacement du "CROTCH" varient bien entendu avec le débit, pour de grand débit le "CROTCH" remonte jusqu'au dessus du niveau du seuil et le déversement devient noyé. L'écoulement devient alors celui d'un orifice, ou plus exactement ajutage.

Le point de passage d'un type d'écoulement à l'autre étant difficile à définir avec précision, WAGNER a préféré écrire l'équation du débit sous la forme de l'équation classique d'un déversoir:

$$Q = \mu_0 \left[2\pi R_0 \right] \sqrt{2g} H_0^{3/2}$$

Le changement de régime d'écoulement se traduit par une variation appropriée du coefficient de débit μ_0 , plutôt par un changement de formule.

IV-2 Coursier:

L'évacuation des eaux passe généralement par un coursier avant d'arriver aux ouvrages de dissipation.

L'écoulement peut être uniforme, accéléré ou décéléré, il dépend de l'inclinaison du radier et des dimensions de chenal.

Pour le calcul de la ligne d'eau, le principe de conservation de l'énergie, exprimé par le théorème de Bernouilli peut être appliqué (figure IV-14): $\Delta Z + d_1 + hv_1 = d_2 + hv_2 + \Delta h_{1,2}$

Le terme de perte de charge Δhv_2 due à la turbulence, impacte, et à la friction de l'écoulement sur le radier peut être exprimé:

$$\Delta h_{1,2} = J \cdot \Delta L_{1,2} \quad \text{avec } J: \text{ perte de charge par mètre linéaire}$$

de la formule de CHEZY et MANNING on tire:

$$J = \left[\frac{N \cdot n}{R^{2/3}} \right]^2 \quad \text{avec } R: \text{ Rayon hydraulique}$$

N: vitesse de l'écoulement
n: coefficient dépendant de la nature des parois (rugosité)

entre la section 1,2
$$\Delta h_{1,2} = \left[\frac{J_1 + J_2}{2} \right] \cdot \Delta L_{1,2}$$

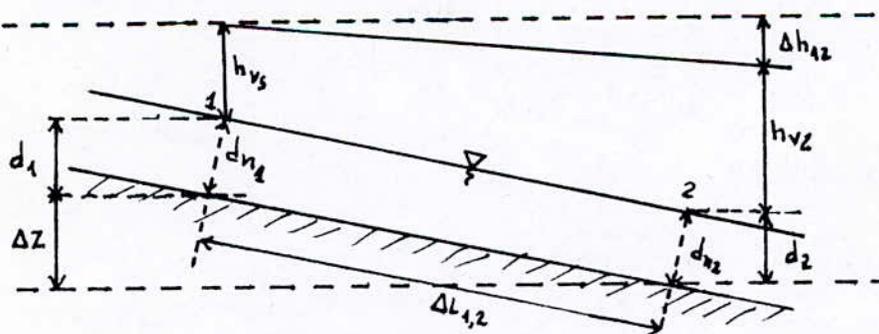


Fig IV-14: Définition des paramètres intervenant dans le calcul du remous

*) Profil: le profil du coursier dépend directement des conditions topographiques et géologiques du site.

On conçoit parfois des trançons de forme concave et convexe pour ajuster l'insuffisance de l'écoulement dans le chenal:

- * la forme convexe est conçue pour maintenir une pression positive, et éviter ainsi la tendance de la séparation de l'écoulement du radier
- * la forme concave permet d'avoir un long rayon de courbure qui minimisera l'action des forces dynamiques sur le radier.

-) La convergence et la divergence:

L'écoulement idéal dans un coursier est obtenu dans le cas où celui-ci est uniforme et les lignes de courant sont parallèles. Le seul coursier qui vérifie de telles considérations c'est le chenal rectangulaire, cependant il n'est pas économique.

La solution technico-économique consiste à avoir un coursier rectangulaire des sections de transition convergente et divergente:

- * la partie convergente du coursier doit être graduelle pour éviter la turbulence locale de l'écoulement.
- * la partie divergente du coursier doit être graduelle pour éviter que l'écoulement se sépare du radier.

Les sections divergentes ou convergentes du radier créent une expansion ou une contraction de l'écoulement, pour éviter ces phénomènes des expériences ont montré qu'il ne faut pas dépasser l'angle

$$\boxed{\operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{3 F}}$$

où F: nombre de froude

Avec $F = \frac{N}{\sqrt{gh}}$

N et h c'est la moyenne de la vitesse et la charge entre le début et la fin de la transition

IV-3 / Les dissipateurs d'énergie.

Le problème crucial associé à la restitution du débit évacué à la rivière est celui de la dissipation de l'énergie.

Avant la construction du barrage celle-ci était dissipée linéairement par frottement et turbulence au prix d'une érosion répartie sur toute la distance principale et des affluents noyés par la retenue. La présence du barrage oblige cette énergie à se dissiper en majeure partie en un pt singulier où se concentre la force érosive.

Le principe de la dissipation de l'énergie du flot évacué se fait presque toujours par ralentissement brutal de la vitesse et changement corrélatif du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial.

Deux dispositifs réalisent ce double objectif de dégradation d'énergie et de restitution d'un écoulement à vitesse limitée.

- Le réseau hydraulique, localisé dans un bassin de dissipation prévu à cet effet.
- La dissipation par choc et frottement dans l'air et dans l'eau avec un écoulement en jet libre, plongeant dans un bassin de réception.

Une distinction doit être faite entre les dissipations dans lesquels l'écoulement suit le fond de la structure (bassin à ressaut) et les jets qui plongent dans un bassin amortisseur (saut de ski par exemple).

a) Bassin à ressaut

Le ressaut hydraulique est un moyen très efficace pour réduire et changer le régime de l'écoulement à un régime

fluvial tranquille. La forme et le type de ressaut dépend directement de l'énergie de l'écoulement torrentiel, plusieurs tests ont été réalisés par (USBR) « The Bureau of reclamation » pour déterminer les propriétés du ressaut hydraulique, les résultats obtenus montrent que ces derniers dépendent essentiellement du nombre de Froude ($F = \frac{v}{\sqrt{gh}}$); suivant la valeur de ce para-

mètre différents types de ressaut peuvent se présenter (fig IV-15).

- Pour $1 < F < 1,7$: on a un ressaut ondule c'est la transition entre l'écoulement torrentiel et l'écoulement fluvial.

- Pour $1,7 < F < 2,5$: on a un ressaut faible de petits rouleaux apparaissent en surface, de telles conditions d'écoulement sont admissibles sans dissipateurs d'énergie.

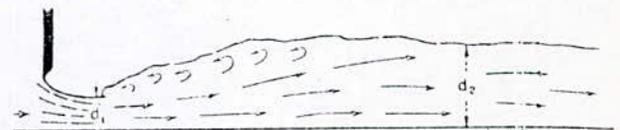
- Pour $2,5 < F < 4,5$: on a un ressaut oscillant, il est caractérisé par un jet oscillant qui engendre des ondes de surface.

C'est l'écoulement le plus difficile à maîtriser.

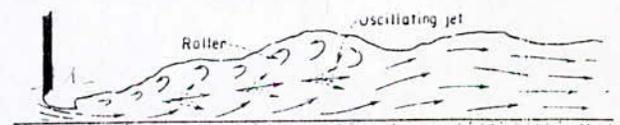
- Pour $4,5 < F < 9$: on a un ressaut stable, l'écoulement est stable, on a une dissipation favorable de l'énergie.

- Pour $F > 9$: on a un ressaut fort l'écoulement est très turbulent, il devient très

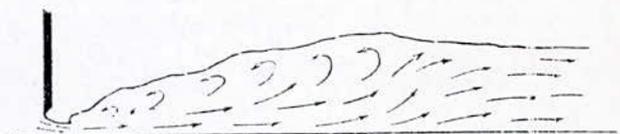
DESIGN OF SMALL DAMS



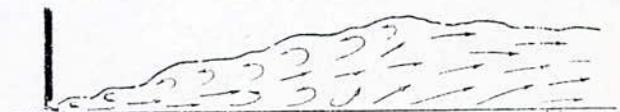
F, BETWEEN 1.7 AND 2.5
FORM A - PREJUMP STAGE



F, BETWEEN 2.5 AND 4.5
FORM B - TRANSITION STAGE



F, BETWEEN 4.5 AND 9.0
FORM C - RANGE OF WELL-BALANCED JUMPS



F, HIGHER THAN 9.0
FORM D - EFFECTIVE JUMP BUT
ROUGH SURFACE DOWNSTREAM

Figure 15 Characteristic forms of hydraulic jump related to the Froude number. 288-D-2423.

Difficile de protéger le dissipateur contre les forces libérées mais il est moins dangereux que les ondes irrégulières du ressaut oscillant. De longues recherches menées par l'« U.S.B.R » sur les dissipateurs d'énergie ont montré que ceux-ci doivent être la combinaison de divers éléments (blocs, marches, seuil transversal...), afin d'augmenter leurs efficacité et améliorer leur stabilité. Différents types de bassins ont été proposés :

1/ Bassin pour un nombre de Froude $F < 1.7$:

de courant incident à une profondeur légèrement inférieure à la profondeur critique, le passage à un niveau supérieur est graduel et ne se manifeste que par une agitation de surface, il est alors nécessaire d'établir un bassin spécial de tranquillisation.

La hauteur conjuguée de sortie est de l'ordre du double de celle d'entrée, et la vitesse de sortie est d'environ la moitié de celle d'entrée, il suffit donc simplement de bétonner le canal sur une longueur de l'ordre de 5 à 6 fois la hauteur conjuguée de sortie.

REMARQUE: Pour diminuer la longueur de ce bassin on propose le bassin du type I qui est largement suffisant [FIG IV-16].

2/ Bassin pour nombre de Froude $1.7 < F < 2.5$:

Un ressaut commence à apparaître mais n'est pas très turbulent (on parle de « pré-ressaut »), il suffit simplement veiller à ce que le bassin soit suffisamment long pour contenir l'écoulement pendant son ralentissement. Dans ce cas aussi on peut proposer le type I pour réduire la longueur du bassin.

3/ Bassin pour le nombre de Froude $2.5 < F < 4.5$:

Le phénomène est dans un stade de transition et il se forme un ressaut instable, le jet incident se développe de façon intermittente le long du fond ou de la surface libre.

Cette instabilité rend le ressaut difficile à contrôler et il faut amortir le vague par des obstacles

La forme type III est relativement efficace.

4/ Bassin pour le nombre de Froude $F > 4.5$

Le ressaut se produit alors nettement, la mise en place de blocs, de deflecteurs permettent de raccourcir le bassin et éviter le déplacement du ressaut à l'aval.

Si la vitesse d'entrée ne dépasse pas 15 m/s , on pourra utiliser le bassin type III [Fig. IV-17].

Les graphes associés à la figure donnent en fonction du nombre de Froude, le rapport d_2/d_1 des tirants d'eau amont et aval et la hauteur des blocs chicanes, ainsi que du seuil aval et la longueur du ressaut.

Les blocs chicanes sont soumis à leur face amont à une force :

$$F = 2 \bar{w} \cdot S \left(d_1 + \frac{V_1^2}{2g} \right)$$

\bar{w} : Poids spécifique de l'eau 10.000 N/m^3 .

S : aire de la surface amont du blocs (m^2).

$d_1 + \frac{V_1^2}{2g}$: énergie spécifique de la lame d'eau à l'entrée.

Des pressions négatives peuvent se développer dans la face arrière des blocs.

REMARQUE : Si la vitesse d'entrée dépasse 15 m/s , il est préférable d'utiliser le bassin en type II [FIG IV-18], car il possède une longueur supérieure à celle du type III.

CONCLUSION : Dégradations des bassins de dissipation : La dissipation de l'énergie dans un bassin à ressaut est à première vue une solution très réduisante. Le phénomène est confiné dans un volume restreint dont extension et la localisation sont théoriquement bien définies et la quantité d'énergie résiduelle à la sortie du bassin peut être évaluée avec une bonne approximation. On soulignera toutefois que le ressaut est un phénomène précieux et que son maintien à l'endroit voulu à l'intérieur du bassin dépend non seulement de position relative du niveau aval mais aussi des modifications mineures dans la géométrie du radier et des péroirs. Une discontinuité abrupte dans la géométrie du bassin (par exemple une marche verticale dans le radier).

qui développe une force considérable à contre courant contribue au maintien du ressaut à l'intérieur du bassin pour différentes combinaisons de débits et de niveau aval.

À cet égard le risque d'érosion régressive à l'aval du bassin doit être considéré, car cette érosion peut produire un abaissement significatif du niveau aval, qui présente des risques d'expulsion du ressaut à l'extérieur de l'ouvrage.

Le remède est alors un seuil de contrôle non érodable près de la sortie du bassin.

Cependant le problème le plus sérieux que pose le bassin à ressant concerne d'avantage sa résistance en tant que structure de génie civil, que son bon fonctionnement hydrologique.

Les problèmes les plus fréquents sont:

1) - Sous-pression:

La macroturbulence à travers laquelle se fait la dissipation d'énergie dans le ressant, est caractérisé en chaque point par des fluctuations de pressions rapides et d'amplitude très variable, ou l'absence de pompage ou de drainage gravitaire, peut provoquer des sous-pressions qui engendrent l'arrachement de dalles entières de radier, suivi d'un creusement du terrain de fondation très importante.

2) - Vibration: La macroturbulence du ressant est

caractérisé par des pulsations de pression comprises entre 0 et 10 Hertz, cette fréquence fait que certains éléments du bassin d'amortissement tel que les dalles et les dents où piles éventuelles, risquent de vibrer en résonance, ce qui favorise les sous-pressions dynamiques et facilite les arrachements.

3/ Cavitation:

① Du fait que la macro turbulence du ressaut, la pression peut devenir en un point donné du ressaut momentanément inférieure à la pression atmosphérique et aussi au dessus de la pression de saturation, avec comme conséquence l'apparition de cavitation.

Le phénomène est cependant contrarié par l'intense aération de l'éclatement.

4/ Abrasion:

Avec les évacuateurs de surface le risque d'abrasion par les sédiments apportés par le flot déversé est inexistant, les sédiments apportés sont dangereux dans la mesure où il s'agit d'évacuateurs de fond ou de demi-fond.

5/ Entretien.

Vue les trois processus d'endommagement des bassins à ressaut hydrauliques, il convient d'ajouter donc au projet des dispositions qui permettent une réparation rapide si des dégâts sérieux sont détectés après le passage de la crue.

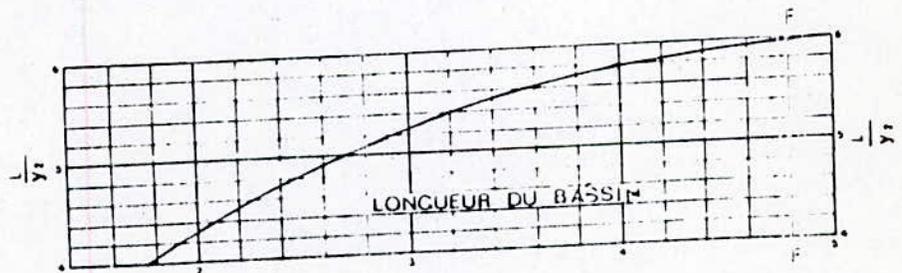
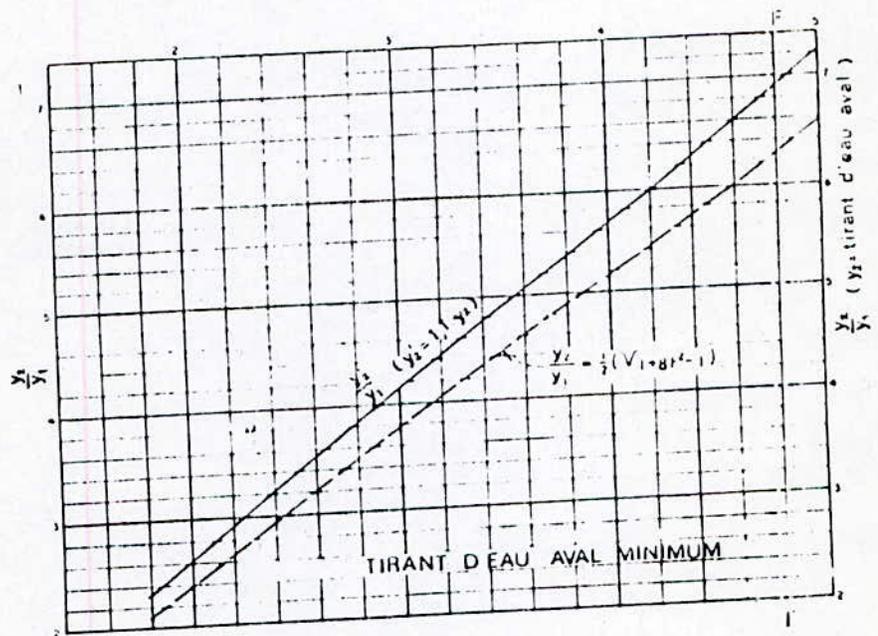
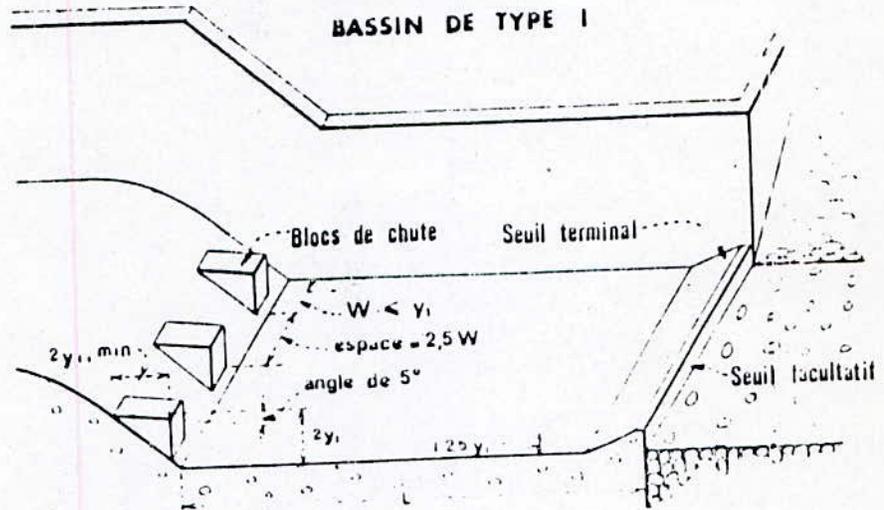
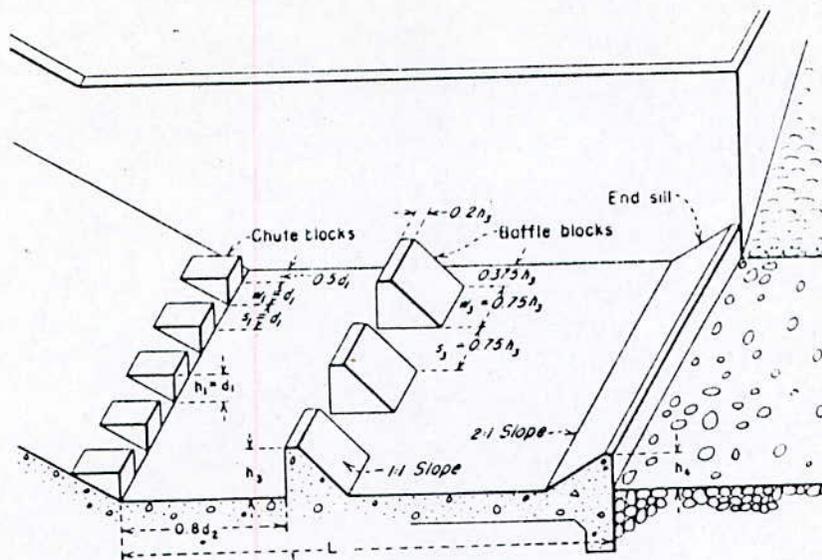
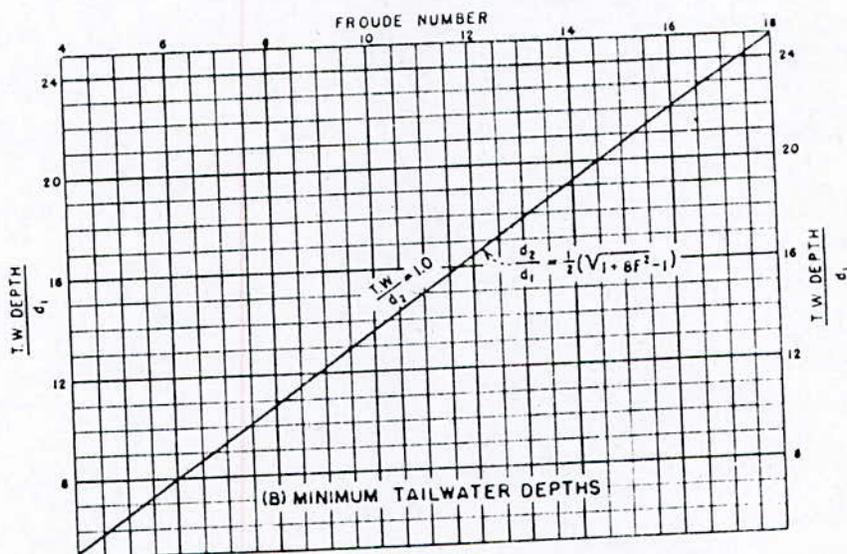


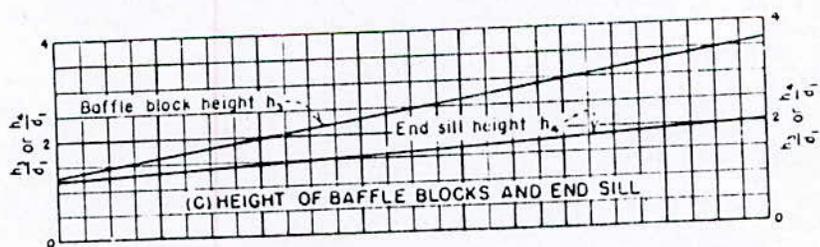
Figure VI-16 - Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de FROUDE compris entre 2,5 et 4,5 (extrait de "design of small dams")



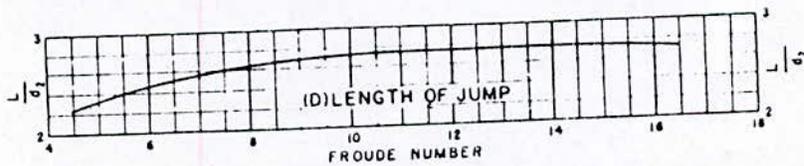
(A) TYPE III BASIN DIMENSIONS



(B) MINIMUM TAILWATER DEPTHS



(C) HEIGHT OF BAFFLE BLOCKS AND END SILL



(D) LENGTH OF JUMP

Figure VI-17 Stilling basin characteristics for use with Froude numbers above 4.5 where incoming velocity (V_1) does not exceed 50-60 feet per second. 288-D-2426.

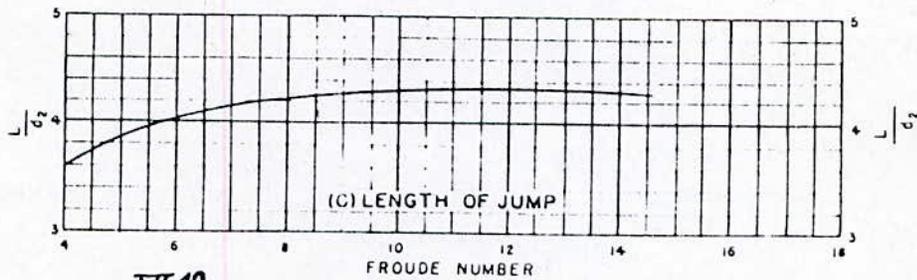
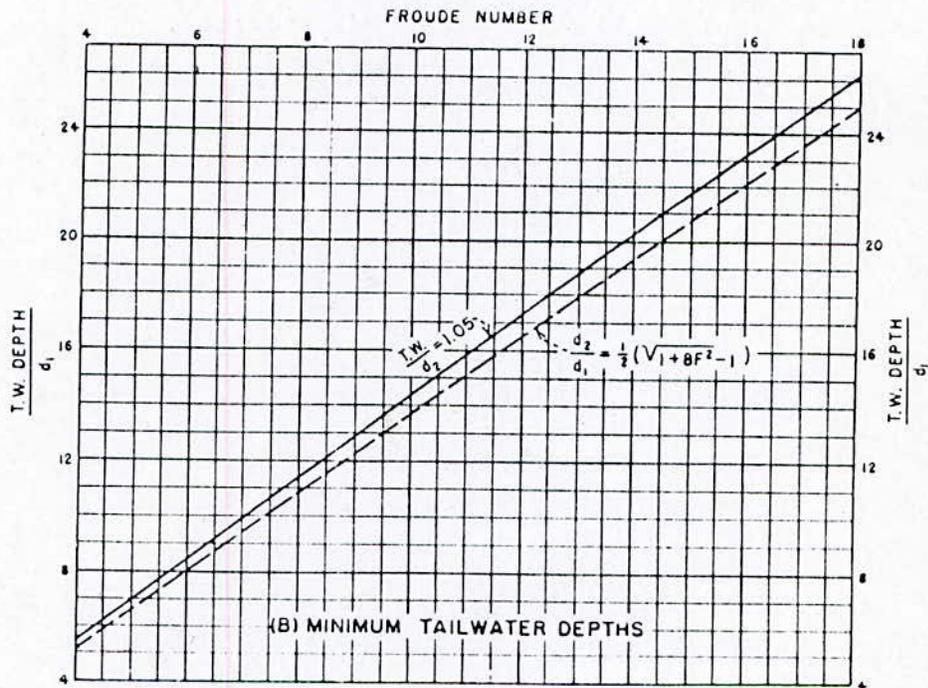
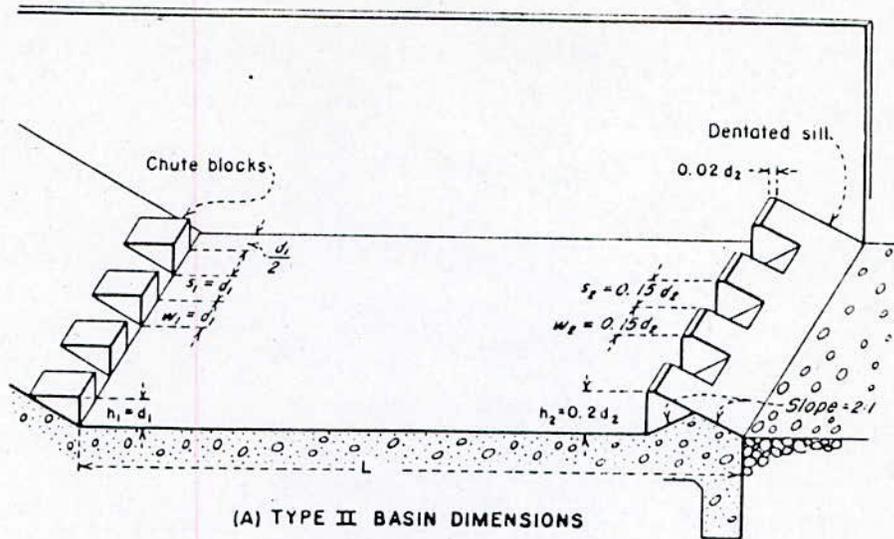


Figure VI-18 Stilling basin characteristics for use with Froude numbers above 4.5.
288-D-2427.

b) Bassin de type impact.

Dans ce type de bassin la dissipation est réalisée par le choc du jet incident sur un écran vertical qui est en général une poutre traversant le bassin de part en part. Le jet réfléchi vers l'arrière, heurte le jet incident et crée des tourbillons qui absorbent l'énergie. Ce type d'ouvrage est extrêmement efficace, il peut être utilisé aussi bien au débouché d'une canalisation qu'en bas d'un coursier.

La principale limitation des bassins à impact sont les importantes contraintes dues aux chocs de la lame liquide, l'ensemble doit résister aux sévères vibrations qui en résultent, les contraintes limitent le débit à $15 \text{ m}^3/\text{s}$. Pour les dimensions principales du bassin (fig IV-19)

c) Bassin de type p longé (fig IV-20)

La chute d'une nappe déversante dans un bassin contenant une épaisseur d'eau suffisante est un excellent moyen d'absorber l'énergie.

Mais sous l'effet de la chute, le fond de la cuvette a évidemment tendance à s'affaiblir, pour cela il est préférable d'avoir un matelas d'eau de profondeur suffisante.

La profondeur de la fosse qui se forme dans le fond d'un bassin de réception mutuel sous l'effet d'une nappe d'eau tombant à peu près verticalement dépend :

- de la hauteur de chute.
- du niveau aval.
- de la concentration du débit.

Le "UIS BUREAU of Reclamation" a adopté la relation empirique suivante :

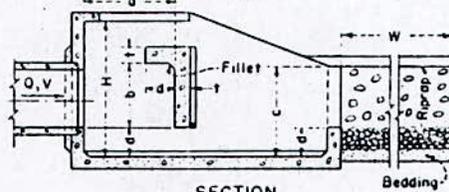
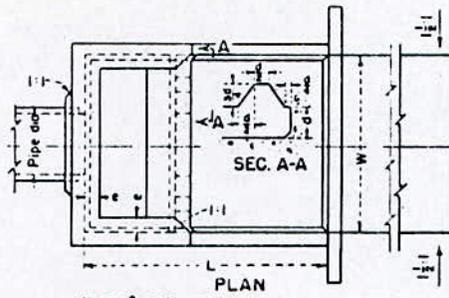
$$y = 1,90 h^{0,225} q^{0,54}$$

y : profondeur limite de la fosse, sous le niveau aval (m)

h : hauteur de la chute en (m).

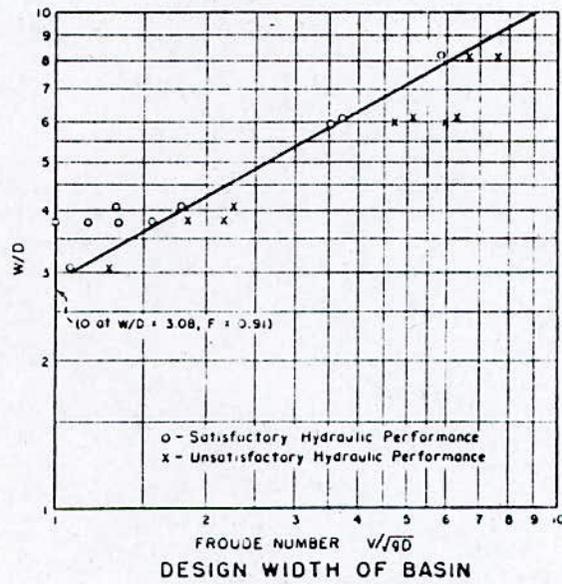
q : débit unitaire $m^3/s/m$.

Mais pour les fortes charges et fort débit il y'a apparition progressive de dégradation au niveau de la fosse due aux phénomènes d'abrasion et d'érosion.



- $H = \frac{3}{4} (W)$ $d = \frac{1}{6} (W)$
 $L = \frac{2}{3} (W)$ $e = \frac{1}{2} (W)$
 $a = \frac{1}{4} (W)$ $t = \frac{1}{2} (W)$, suggested minimum
 $b = \frac{3}{8} (W)$ Riprap stone size diameter = $\frac{1}{10} (W)$
 $c = \frac{1}{2} (W)$

STILLING BASIN DESIGN



"W" is the inside width of the basin
 "D" represents the depth of flow entering the basin
 and is the square root of the flow area.
 "v" is the velocity of the incoming flow.

Figure ~~VII-19~~ Dimensional criteria for impact type stilling basin. 288-D-2436.

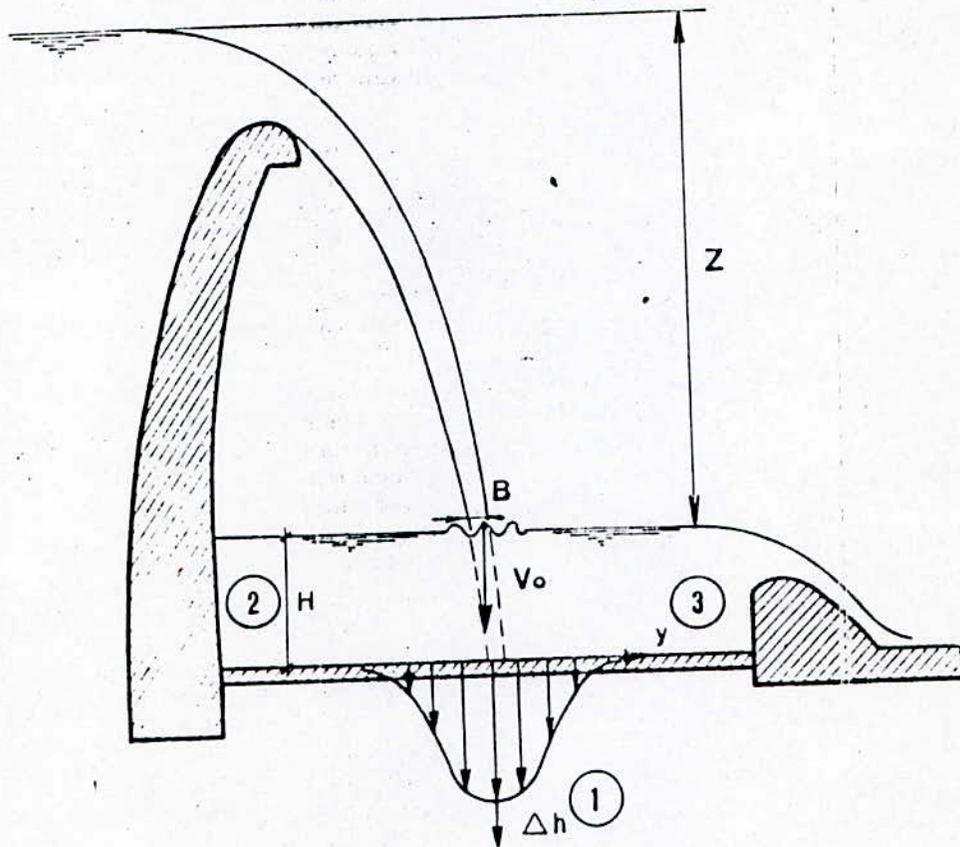


Fig. VI - 20

Surpression permanente sur un tapis de protection sous une nappe deversante.
 Permanent additional pressure over the apron surface below a free-falling jet

- (1) Δh = Surpression permanente.
 (2) H = Épaisseur du coussin d'eau amortisseur.
 (3) y = Distance horizontale depuis le centre de l'impact.

- (1) Δh = Additional permanent pressure.
 (2) H = Thickness of water cushion.
 (3) y = Horizontal distance from center of impact area.

D'après R. Cola :

Si $H > 7.43 B$,
 $\Delta h_{max} = 7.43 V_0^2 / 2g \times B/H$.
 $\Delta h = \Delta h_{max} \times e^{-0.11 y/H}$.

After R. Cola :

If $H > 7.43 B$,
 $\Delta h_{max} = 7.43 V_0^2 / 2g \times B/H$.
 $\Delta h = \Delta h_{max} \times e^{-0.11 y/H}$.

d/ Dissipateurs à auge.

1/ Dissipateur à auge dénoyé (saut de ski)

Les effets essentiels d'un saut de ski sont d'éloigner de l'ouvrage un jet d'eau guidé par un bec déviateur (auge) re courbé vers le haut et de dissiper une partie de l'énergie du jet dans l'air. Le saut de ski se situe soit au pied du barrage (cas d'un barrage en béton), soit à une hauteur intermédiaire entre le niveau de la rivière et le couronnement.

Le canal amont de l'auge est un coursier à pente considérable.

A cause des vitesses d'approche élevées de l'ordre de $V = 20$ à 40 m/s, le jet sortant de l'auge entraîne un volume d'air important.

Si le jet sortant de l'auge est bien étalé, on prévoit une protection moyenne au fond de l'endroit de chute. Si par contre, le jet reste encore compact il est nécessaire de bien protéger le fond contre l'érosion.

Types d'écoulement:

ON distingue deux types d'écoulement:

- Le premier apparaît pour les débits relativement faibles et se manifeste par un ressaut hydrodynamique dans l'auge et un déversement à son extrémité aval.
- Le deuxième est celui bien connu du jet qui s'élève dans l'air suivant l'équation suivante:

$$y = x \operatorname{tg} \theta - \frac{u^2}{k[4(d+hn) \cos^2 \theta]}$$

θ : l'angle du bec de la turbine avec l'horizontal.

k : coefficient égal à 1 pour un jet théorique dans le vide, dans l'air $k = 0.9$ et très satisfaisant.

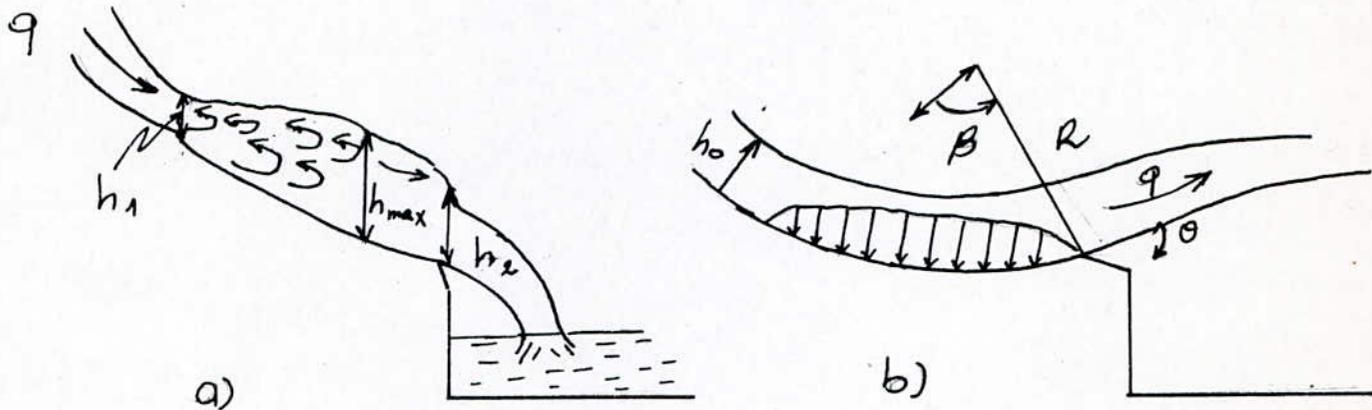


figure IX-21: types d'écoulement dans une auge.

Pour le dimensionnement de l'auge, le cas a) implique de connaître le débit limite pour lequel le ressant hydraulique apparaît encore. Par contre, la suppression sur le radier due à la rencontre des lignes de courant est la question principale soulevée par le cas b).

• La suppression se calcule par: $\frac{\Delta P}{\rho g h_0} = F_0^2 \cdot \frac{h_0}{R}$

h_0 : la charge à l'entrée de l'auge.

F_0 : le nombre de Froude à l'entrée de l'auge.

R : rayon de l'auge.

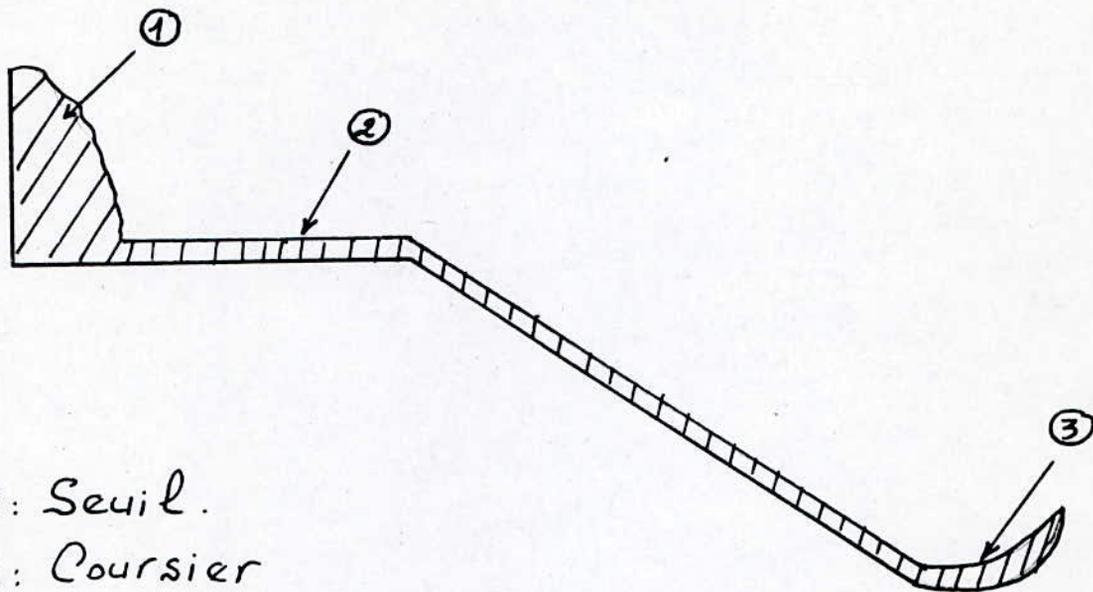
• Le débit minimal pour avoir un ressant se calcule par:

$$q = c_d \cdot X \cdot \sqrt{2g} H_2^{3/2}, \quad c_d = 0,42$$

H_2 : hauteur conjuguée du ressant aval.

χ : c'est un coefficient qui dépend essentiellement de θ .
($30^\circ < \theta < 90^\circ$).

$$\chi = 1 + \frac{1}{5} \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ} \right)$$



- ①: Seuil.
- ②: Coursier
- ③: bec deviateur (aube).

fig IV - 22 : Coupe transversale d'un évacuateur avec saut de "ski".

2 ① Dissipateur d'auge noyé (Cuvettes de dissipation submergée).

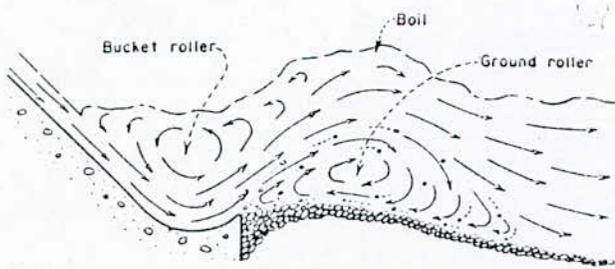
Si les conditions topographiques ne permettent pas la construction d'un bassin à ressant, la dissipation de l'énergie peut s'effectuer par une cuvette de dissipation submergée. Elle est caractérisée par la formation de deux rouleaux, l'un en surface au dessus de l'auge, l'autre au fond, se mouvant en sens inverse en aval du bord de l'auge.

Les mouvements des rouleaux s'imbriquent dans la lame et dissipent ainsi l'énergie disponible de l'eau. (Fig IV-23)

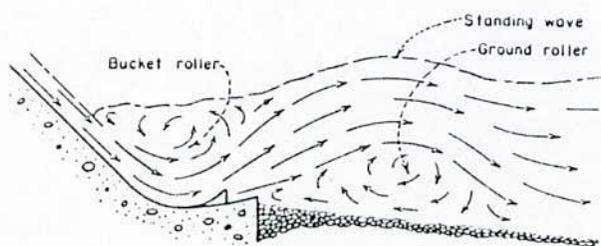
Il faut distinguer deux types d'auges sans et avec dents (fig IV-24) → la deuxième variante est plus favorable dans le cas de grande vitesse d'écoulement.

Ainsi qu'ils ont une grande capacité de dissipation.

Spillways

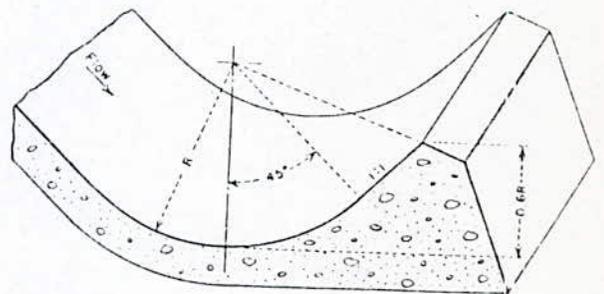


(A) SOLID TYPE BUCKET

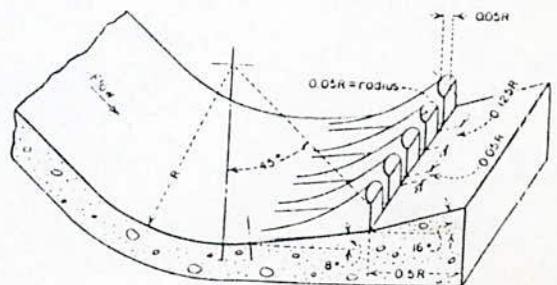


(B) SLOTTED TYPE BUCKET

Figure 23. Hydraulic action in solid and slotted buckets. 288-D-2431.



(A) SOLID BUCKET



(B) SLOTTED BUCKET

Figure 24. Submerged buckets. 288-D-2430.

Remarques.

1) Sauts de ski.

La lame déversante risque d'être perturbée par des oscillations gênantes si l'espace libre situé entre la face inférieure de cette lame et le plan d'eau aval est insuffisant.

Les dépôts de roche érodée, à l'aval de la fosse d'amortissement peuvent soulever le niveau aval et réduire ainsi l'espace libre derrière la nappe ce qui perturbe le jet.

2) Nappes déversantes en chute libre: elle se ren contre qu'avec les barrages voûtés.

On cherche parfois à dissiper avant l'impact une partie de l'énergie du courant évacué. A cet effet des séparateurs et deflecteurs sont incorporés à la crête déversante, cependant, dans la plus part des cas la majeure partie de l'énergie cinétique est encore présente au pt d'impact et se dissipe brutalement dans le volume d'eau qui en forme le dernier.

3) Essais sur modèle réduit:

Pour les types de dissipateurs le recours à des essais sur modèles réduits s'impose, elle ont pour objectif soit de fournir une meilleure approximation de la forme et les dimensions, soit déterminer les protections nécessaires pour limiter le développement de certains problèmes (Cavitation, abrasion, érosion...).

CHAPITRE V

ETUDE COMPARATIVE

Le but d'une étude comparative est de déterminer pour un site considéré, l'évacuateur de crue le plus approprié techniquement et économiquement.

Cette étude sera abordée suivant trois axes:

- * mode de fonctionnement hydraulique
- * coût
- * choix final de la variante technico-économique

V-1 Mode de fonctionnement hydraulique:

D'après ce qui a précédé, on peut classer le fonctionnement hydraulique des évacuateurs de crue par degré de sécurité décroissant, comme suit:

classe a: les évacuateurs de surfaces, sont très satisfaisant sur le plan hydraulique, de plus leurs capacités nominales augmentent rapidement, par suite d'une sous-estimation de la crue de projet;

classe b: les évacuateurs en puits, sont très satisfaisant dans un écoulement dénoyé, mais leurs capacités nominales diminuent rapidement dans un fonctionnement en charge, par suite d'une sous-évaluation de la crue de projet;

classe c: les évacuateurs tubillaires sont très économiques, mais présentent une instabilité de fonctionnement sur le plan hydraulique, ils sont à éviter dans le cas de grands ouvrages hydrauliques.

V-2 Coût:

Le coût de l'évacuation de crue est en relation directe avec les conditions topographiques, géologiques et du type de variante choisie (classe a, b ou c). Ainsi dans cette étape, pour chaque site on détermine un ensemble de variante possible qui s'accomode le mieux aux conditions topographiques, et géologiques.

Soit D: le coût de la digue

E: le coût de l'évacuateur de crue (excavation + bétonnage)

C: dépense totale

Le coût de l'évacuateur de crue varie dans le même sens que la longueur du déversoir, de même le coût de la digue varie dans le sens inverse que la largeur du seuil:

si b diminue \longrightarrow $E=f(b)$ diminue \longrightarrow $D=g(b)$

si b augmente \longrightarrow $E=f(b)$ augmente \longrightarrow $D=g(b)$ diminue

donc la dépense totale $C = D + E$ passe par un minimum qui correspond à la dépense optimale

d'où pour chaque variante on doit tracer le graphe

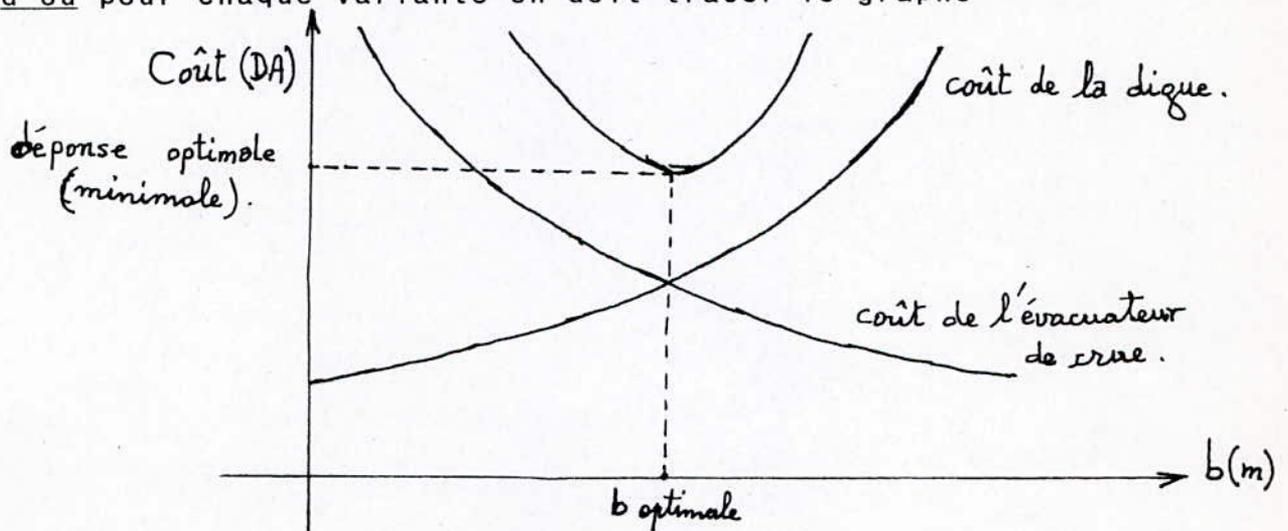


Fig V-1: Estimation de la largeur optimale du déversoir

La hauteur déversée optimale correspond à la largeur du déversoir optimal.

V-3 Choix final de la solution technico-économique:

Il convient d'écarter tout d'abord les variantes qui apparaissent les plus coûteuses et ne présentant pas des avantages évidents ou même ayant des inconvénients.

Et on procède par élimination pour les variantes qui présentent des coûts assez proches compte tenu des avantages et inconvénients qu'elles présentent. Ainsi on obtient la solution technico-économique.

Pour ce dernier choix, on doit procéder à des essais sur modèles réduits dans le but de:

- rechercher la forme et la disposition la plus adéquate;
- analyser l'écoulement sur le déversoir (coefficient de débit, répartition de la charge)
- vérification des dimensions du coursier et de l'ouvrage de dissipation

CHAPITRE VI

APPLICATION

VI-1 Etude hydrologique de barrage Koudiat ROSFA:VI-1-1 Position du problème

Le manque de données hydrologiques et notamment hydrométriques rend délicate l'estimation des crues de faibles fréquences. Mais la nécessité de réaliser cet ouvrage impose au projeteur une analyse particulière des données dont il dispose.

VI-1-2 Caractéristiques du bassin versant:

Le bassin versant de Koudiat ROSFA couvre une superficie de 440 Km², il est dominé à l'ouest par "djebel MEDDAD (1786 m)" au Nord par "djebel OUAARSENIS (1938 m)". Ce bassin est très faiblement boisé (très érodable), de point de vue géologique la principale formation est un complexe marno-grésocalcaire

* paramètres caractéristiques du bassin versant:

- . section : 440 Km²
- . périmètre: 89 Km
- . longueur du talweg principale: 32 Km
- . pente moyenne : 1,55%
- . altitude moyenne: 910 m
- . la pluviométrie journalière maximale: 41,2 mm
- . la pluviométrie annuelle maximale : 430 mm

VI Données hydrométriques et pluviométrique

Le site étant dépourvu de stations hydrométriques et pluviométriques on s'est attelé à rechercher et analyser des données disponibles au voisinage du site susceptibles d'être utilisés dans cette étude :

Stations pluviométriques				
Nom (Région)	code	x(m)	y(m)	z(m)
TISSIMSILT	01-10-06	420,40	257,0	858
Theniet-el-Hadd.	011605	438,95	286,45	1160
EL Touaibia	011901	431,35	312,85	350
Fodda Banage	012108	401,95	305,90	500
	0123 04	395,85	272,7	550
Berdj Bounaoma	0123 06	402,60	284,10	1050

TABLEAU VI-1 Situation des stations pluviométrique à proximité du site.

VI.1-4 CHOIX de la station de référence :

Prendre une décision sur le choix définitif de la station de référence est une étape très délicate, pour faciliter notre tâche, on s'est basé sur un principe très important qui est : " toutes les fortes crues sont engendrées par les pluies de courte durée et de forte intensité " [2].

Ainsi pour le choix de la station de référence, on retiendra que celles qui ont une pluie moyenne journalière maximale voisine de celle du bassin et qui est de

42,1 mm.

La vérification d'un tel critère a permis de retenir les stations suivantes :

NOM	code	pluviométrie journalier moyen (mm)
Theniet EL Hadd	011605	44,91
-	012304	41,62

Tableau VI-2 Stations retenues

En outre les coordonnées Lambert du site sont :

$$X = 414,6 \text{ m} \quad \text{N.G.A}$$

$$Y = 283,625 \text{ m} \quad \text{N.G.A}$$

$$Z = 592,0 \text{ m} \quad \text{N.G.A}$$

La station la plus représentative du régime pluviométrique du site est donc celle - qui a pour code :

012304

VI.1.5 Calcul des crues de faible fréquence :

L'absence de station hydrométriques sur site et au voisinage de celui-ci fait que les seules méthodes qui peuvent être appliquées pour la détermination des débits de crue, sont celles basées sur l'analyse des données pluviométriques et qui sont :

- o méthode des isochrones
- o " synthétique
- o " du GRABEX

Vue la mauvaise connaissance du déficit ainsi que du coefficient de ruissellement (absence de mesure); la méthode synthétique donne des résultats peu-fiables.

La valeur trouvée pour le bassin est de $t_c = 9,21$ h

2/ Estimation du débit décennal

Pour pouvoir utiliser la méthode du gradex, il faut tracer parallèlement à l'ajustement des pluies, l'ajustement des débits en portant du débit décennal (ou centenaire).

Puisqu'il n'existe aucune donnée relative aux débits du cours d'eau étudié, on procède par une évaluation approchée de ce débit.

• méthode ① : conservation service (S-C-S)

On part d'une pluie fictive de type Montana

$$I = a/t^b$$

Pour la région de Tissemsilt [3] les valeurs de a et b pour une fréquence décennale sont respectivement : 6,25, 0,69.

calculons le scalaire $ps = \frac{6,25}{S_i} \left(\frac{t_c}{8}\right)^{1-0,69}$

S_i : paramètre caractérisant les pertes infiltration, dépendant des caractéristiques physique du site, du tableau I.1 on tire une valeur $S_i = 21$ mm de même de la figure I.1 on tire

$$q^* = 0,03$$

$$\Rightarrow Q_{10} = \frac{S_i \cdot S}{t_c} \cdot q^* = 30,09 \text{ m}^3/\text{s}$$

CONCLUSION

La valeur du débit décennal donnée par la méthode (S.C.S) est très faible cela est due à notre avis à la mauvaise connaissance du paramètre d'infiltration du bassin et à la négligence d'autres paramètres très importantes.

Méthode 2: Estimation du débit décennale par la méthode synthétique.

1^{er} Cas: pour la station 012304

Rang	P_i (mm)	$F(x) = \frac{R}{n+1}$
1	14,0	0,056
2	19,5	0,11
3	20,0	0,17
4	20,8	0,22
5	26,3	0,28
6	32,0	0,33
7	33,0	0,39
8	40,0	0,44
9	41,0	0,50
10	42,2	0,55
11	43,1	0,61
12	50,0	0,67
13	51,0	0,72
14	60,4	0,78
15	62,9	0,83
16	67,1	0,89
17	84,1	0,94

Tableau VI-3 : Echantillon de Pluie classé par ordre croissante.

$$\bar{P} = 41,61 \quad ; \quad S = 19,33$$

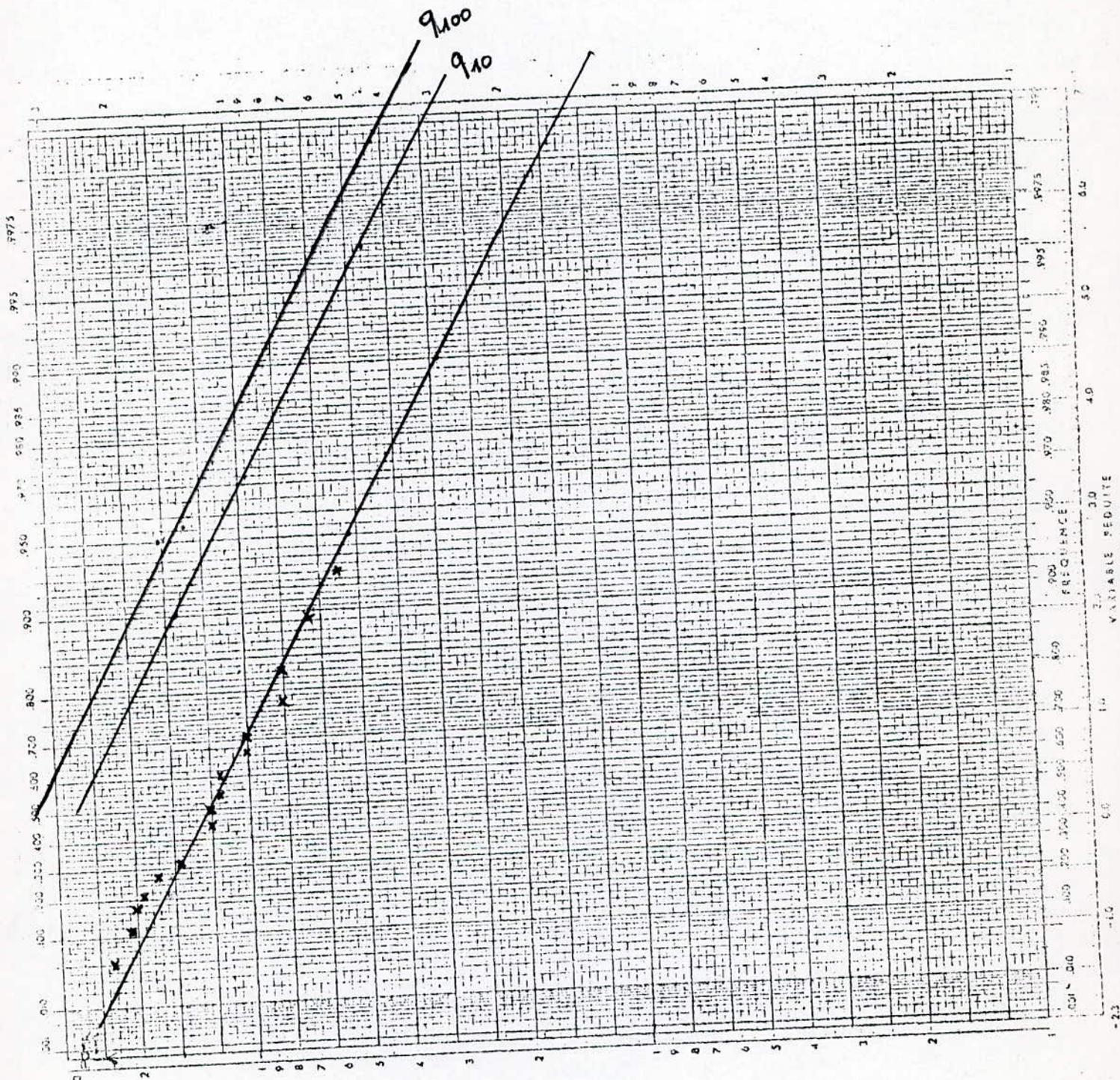


Fig VI- 1: Ajustement de l'échantillon de pluie à la loi de GUMBEL.

METHODE SYNTHETIQUE

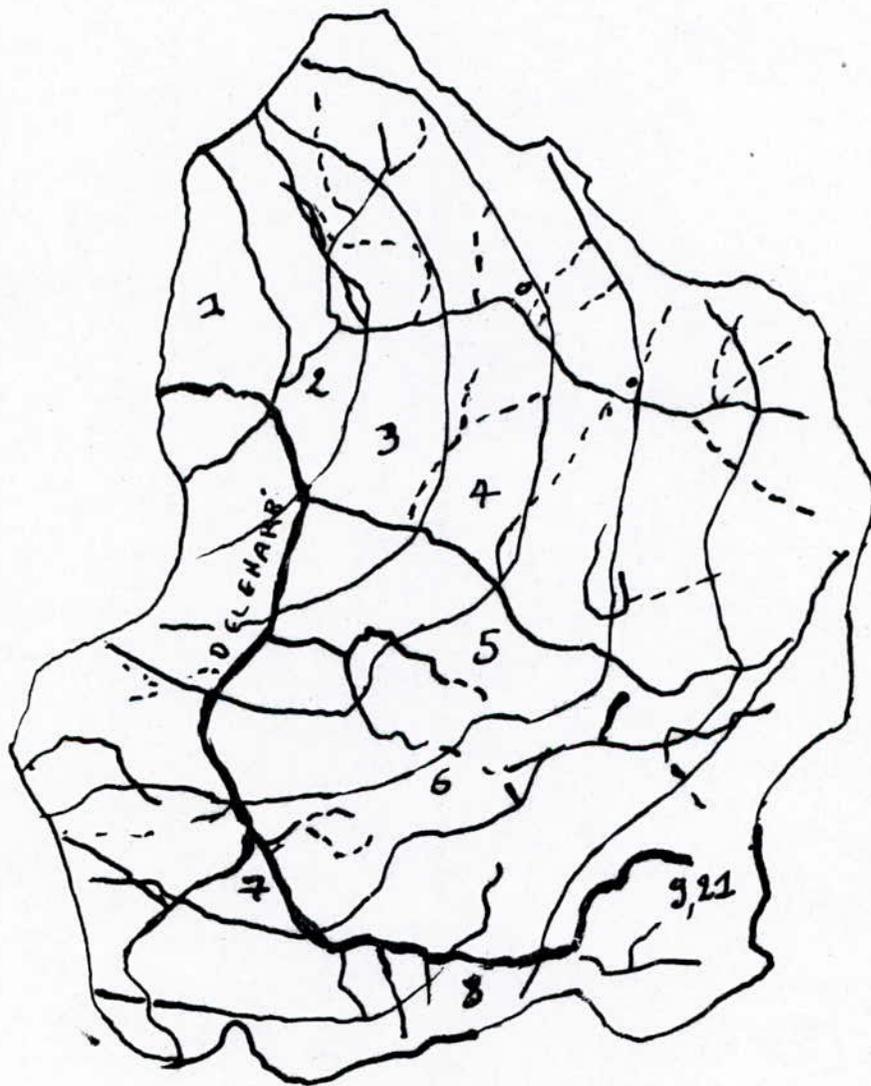


Fig VI-2: représentation des isochrones

de déficit au niveau du bassin versant étudié, est considéré comme égale à 13 mm et l'augmentation horaire est de l'ordre de 0,5 mm/h. L'exposant climatique de la région de TISSEMSILT, 0,35.

TABLEAU VI - 4: Estimation des débits par la méthode synthétique

Durée (heures)	$\frac{t^{0,35}}{3}$	Pluie brute (mm)					Déficit (mm)	Pluie nette (mm)					S_{max} (km ³)	$Q_{max} = \frac{P \cdot S_{max}}{3,6T}$ (m ³)				
		10	100	1000	5000	10000		10	100	1000	5000	10000		10	100	1000	5000	
1	0,33	22,08	33,76	45,23	53,24	58,7	13	9,08	20,76	32,23	40,23	43,7	19,7	49,69	113,6	176,4	220,21	239,08
2	0,42	28,70	42,97	57,57	67,76	72,5	13,5	14,6	29,47	44,07	54,26	58,65	145,7	92,68	187,05	279,78	344,41	372,28
3	0,49	32,78	50,4	67,77	79,05	84,78	14	18,78	36,14	53,17	65,06	70,18	281	153,24	294,78	433,72	530,7	572,46
4	0,54	35,73	55,25	74,02	87,12	92,77	14,5	21,63	40,95	59,52	72,62	78,27	146	219,32	413,2	603,5	735,32	793,54
5	0,58	38,81	59,34	79,5	93,58	99,64	15	23,81	44,34	64,57	78,58	84,64	232,5	307,52	572,8	833,2	1014,9	1093,4
6	0,62	41,48	63,44	84,98	99,03	106,57	15,5	25,98	47,94	69,49	84,53	91	306,9	369,19	681,12	987,33	1261,04	1293,1
7	0,66	44,16	67,53	89,53	100,54	113,4	16	28,16	51,53	74,47	89,48	97,4	340,9	380,45	697,1	1007,4	1224,05	1317,35
8	0,69	46,77	70,6	92,58	103,32	118,53	16,5	29,67	54,1	78,08	94,18	102,03	403,9	415,18	758,35	1095,1	1329,2	1430,3
9	0,72	48,77	73,67	94,7	110,2	123,7	17	31,17	56,87	81,69	99,2	106,7	440	423,34	769,59	1109,5	1346,7	1448,8

VI-1-7 DETERMINATION DES QUANTITES ET DE LEURS INTERVALLES DE CONFIANCES

Intervalle de confiance :- Le choix du degré de confiance α dépend de considérations économiques concernant le risque accepté par le projetant. Le degré choisi est d'autant plus élevé que l'on recherche la sécurité ou que l'on refuse le risque trop grand.

Les valeurs communément admises sont : [4]

95 à 90% pour les problèmes importants à forts taux de sécurité et pour des variables bien connues et peu dispersées.

80% pour des variables assez dispersées

50% " " " " " très dispersées

Remarque :-

Dans notre cas on choisit un intervalle de confiance de 95%

VI-1-8 ETUDE DES PLUIES :-

Les droite d'ajustement des pluies journalière max est :

$$U_p = a(P_p - P_0) \quad \text{"Variable réduite de Gumbel"}$$

avec

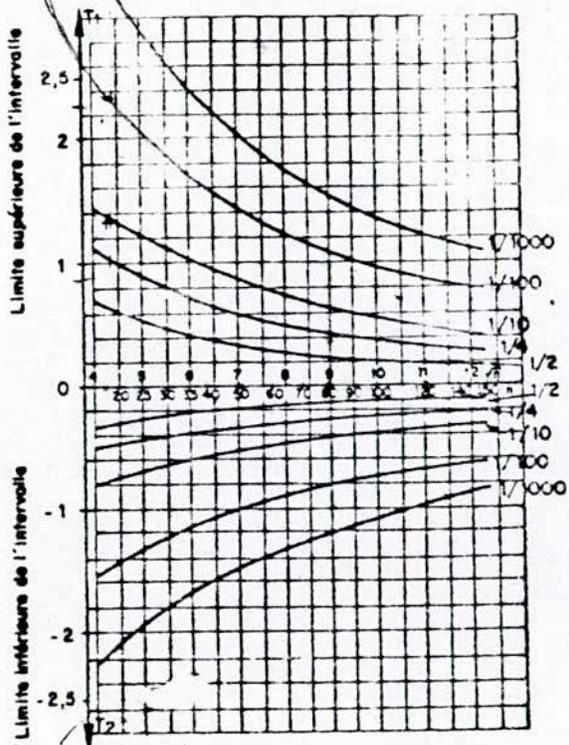
$$\frac{1}{a} = 0,7806 \quad ; \quad P_0 = \bar{P} - \frac{1}{a} * 0,577$$

pour $N = 17$; $S = 19,33$ mm ; $\bar{P} = 41,61$ mm
ainsi

$$U_p = \frac{1}{15,076} * (P_p - 32,91)$$

L'ajustement des pluies nous donne les résultats suivant :

LOI DE GUMBEL
 INTERVALLE DE CONFIANCE A 95% DES CRUES
 ESTIMES EN FONCTION DE LA TAILLE n DE L'ECHANTILLON



LOI DE GUMBEL
 INTERVALLE DE CONFIANCE A 70% DES CRUES
 ESTIMES EN FONCTION DE LA TAILLE n DE L'ECHANTILLON

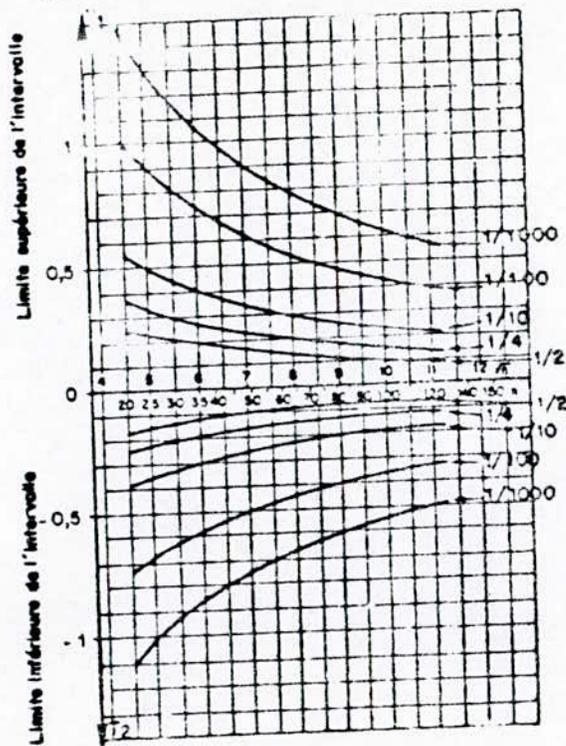


Fig. VI-3

Période ans:	10	100	1000	5000	10000
PLuie Vm mm	66,8	102,2	137,0	161,3	171,7

TABLEAU VI-5: Résultats de l'ajustement des Pluies

EXTRAPOLATION POUR LES DÉBITS:

L'ajustement des débits suite la même loi de Gumbel d'équation:

$$y_p = a(q_p - q_0) \quad y \text{ et } q_0 \text{ en mm}$$

Partant de l'hypothèse de base de la méthode du gradex qui stipule qu'au delà d'un certain seuil, tout complément de pluie engendre un supplément d'écoulement égal en volume.

On ajuste les débits parallèlement à l'ajustement des pluies à partir du débit décennale, on a trouvé une grande différence entre les débits trouvés par la méthode synthétique et celle du gradex, ce qui est anormal, l'explication d'une telle différence est que probablement le débit décennale ne représente pas réellement le seuil qui à tout complément de pluie engendre un supplément d'écoulement égal en volume la forte perméabilité du bassin.

Pour ces raisons on a décidé d'ajuster l'échantillon à partir du débit centennale pour lever tout risque d'erreur probable.

ainsi le droite d'ajustement s'écrit:

$$y_p = \frac{1}{75,076} * (q_p + 12,68)$$

de plus on a retrouvés les résultats suivants :-

Période (ans)	1000	5000	10000
Synthétique (m^3/s)	1109,5	1346,7	1448,8
GRAdex (m^3/s)	1213,6	1535,79	1674,4

TABLEAU VI - 6 : débit Trouvés Par les deux méthodes

On remarque que les valeurs des débit trouvés Par la méthode synthétique sont inférieures à celles Trouvés Par la gradex; cette sous estimation est due au fait d'avoir retranché le déficit d'une pluie de fréquence centennale, OR logiquement quand le sol est saturé il n'y aura plus de déficit d'eau (c'est à dire : Toute complément de pluie engendre un supplément d'écoulement égale en volume).

Pour la vérification, on a calculé les débits de fréquence rare par la méthode synthétique sans déficit et on a Trouvé les résultats suivants :-

Période (ans)	1000	5000	10000
synthétique avec déficit (m^3/s)	1109,5	1346,7	1448,8
synthétique sans déficit (m^3/s)	1340,4	1577,6	1679,72
gradex (m^3/s)	1213,6	1535,79	1674,4

TABLEAU VI - 7: Récapitulation des résultats Trouvés par les Trois méthodes

Ainsi, on montre que les méthodes synthétique sans déficit et le gradex convergent vers la même valeur pour les fréquences faibles.

Conclusion:-

Ainsi on a pu confirmer l'hypothèse (qu'au de la d'un certain seuil les pertes d'écoulement sont négligeables) de la méthode du gradex.

Pour l'intervalle de confiance des quantiles des débits on utilise l'abaque ci-dessus. avec un risque d'erreur de 95%

Débit moyen journalier m^3/s	Période de retour		
	1000	5000	10000
Valeur probable moyenne (VM)	1213,6	1535,79	1674,4
Valeur extrême maximale VE	2086,0	2575,61	2804,34

TABLEAU VI-8 : Débit moyen journalier maximale du cours d'eau du site du barrage ROSFA

VE: correspond à un intervalle de confiance de 95%.

VI-1.9: PASSAGE DES DEBITS SUR UNE DUREE JOURNALIERE AU DEBITS INSTANTANES:-

Avec la méthode du gradex il est souvent utile de passer des quantiles journaliers aux quantiles de

Pointes, et on a en générale le rapport

$$r_D = \frac{Q_{ix}}{Q_{Dix}}$$

si la durée de la crue est le jour on aura :

$$r_j = \frac{Q_{ix}}{Q_{Dix}} = \frac{D+18}{D+6}$$

D = Durée de la crue en heures.

D = durée de l'averse (max) + temps de concentration du bassin

d'où, dans notre cas $D > 10$ heures.

• Etudions la variation de r_j en fonction de D :

D (h)	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
r_j	1,7	1,66	1,63	1,6	1,57	1,54	1,52	1,5	1,48	1,46	1,44	1,43	1,42	1,41

TABLEAU VI-9: Variation du coefficient de pointe en fonction de la durée de l'averse.

On remarque, pour une grande variation de D, on a une petite variation du coefficient de pointe r_j

$$1,7 \leq r_j \leq 1,4$$

d'où on admet un coefficient de pointe 1,55 car D pour notre cas est au environs de 15 ÷ 16 heures [1]

Débit de pointe De cure (m^3/s)	Période de retour		
	1000	5000	10000
VM	1881,01	2374,7	2594,7
VE	2753,4	3992,2	4346,73

TABLEAU VI-10 : débit de pointe du cours
d'eau du site du barrage ROSFA

* Récapitulation des résultats:

Période de retour	1000		5000		10000	
	Q_j	Q_p	Q_j	Q_p	Q_j	Q_p
Valeur probable moyenne V.M	1220	1880	1530	2400	1670	2600
Valeur Extérieure VE	2100	2750	2600	4000	2800	4350

TABLEAU VI-11 : Résultat final de l'étude
hydrologique.

V-2- ETUDE DES VARIANTES D'EVACUATEURS DE CRUE.

1/ Elimination préliminaire:

Vue les conditions géologiques et sismiques du site, les évacuateurs de fond ou de demi fond sont à écarter reste à étudier les variantes des évacuateurs de surface, (figure V-4).

2/ Choix de l'axe d'évacuation:

Le niveau normal de retenue et à la cote 644 m, l'emplacement de l'évacuateur de crue sur la rive gauche nécessite des excavations jusqu'à 45 m, donc pour des raisons topographiques et économiques on opte pour la rive droite qui est plus ou moins favorable.

Pour choisir le trajet d'évacuation il faut suivre les consignes suivantes:

- il est désirable de fixer un trajet rectiligne.
- minimiser le volume de terrassement (c.a.d: essayer de tracer le trajet perpendiculairement aux courbes de niveaux du terrain.
- choisir le chemin le plus court possible.

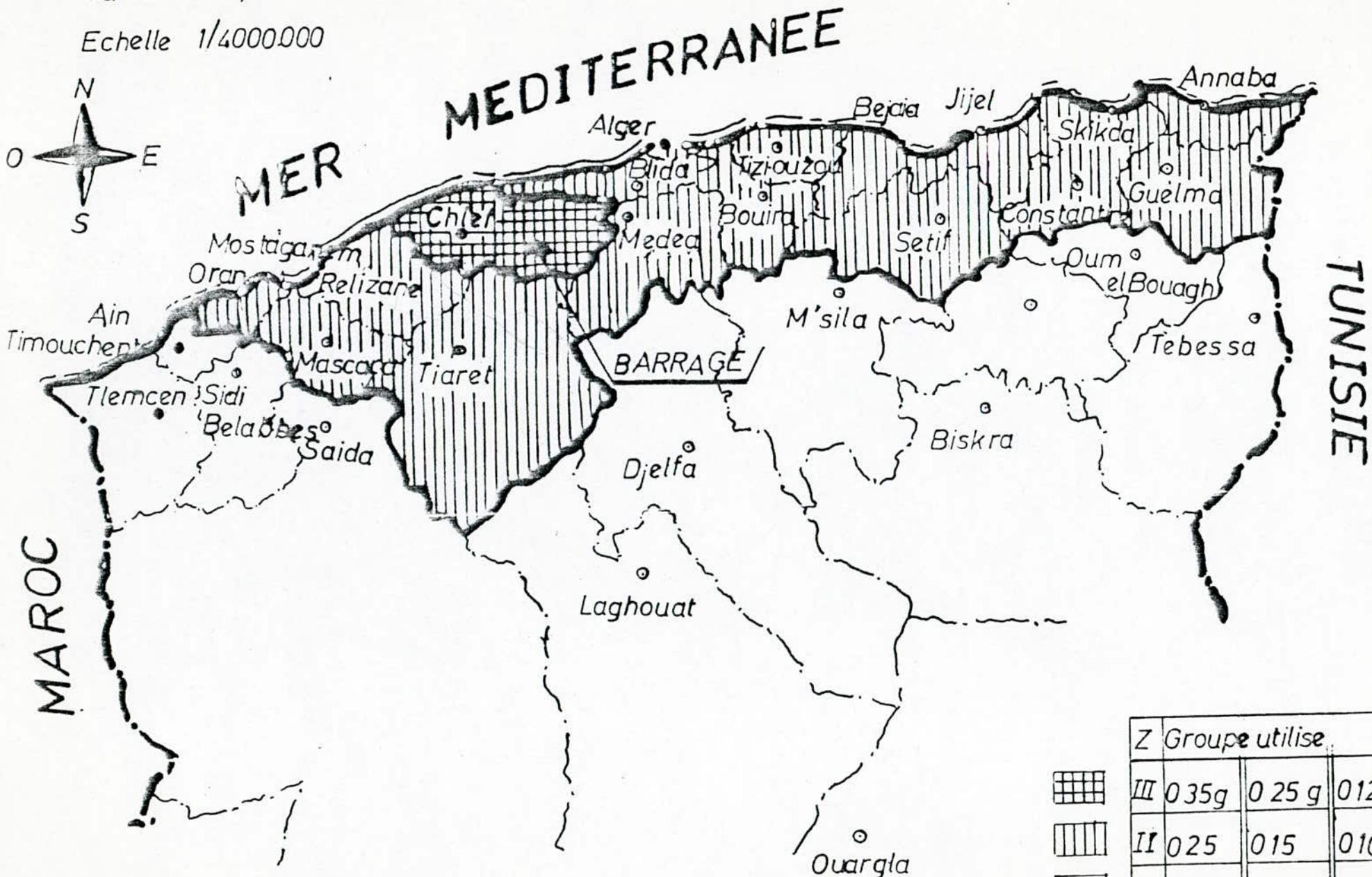
Ainsi on a opté pour l'axe mentionner sur la planche 1.

3/ Détermination de la largeur optimale du déversoir:

Ici on fait une étude de la variation du coût du ramblais et du déblais en fonction de la largeur de l'évacuateur (déversoir) Pour cela on procède à une étude du laminage, pour plusieurs largeurs du déversoir ne dépassant la largeur admissible permise

Carte sismique de l'Algerie

Echelle 1/4000000



-80-

Fig VI-4

Z	Groupe utilise		
III	0 35g	0 25 g	0 12 g
II	0 25	0 15	0 10
I	0 12 g	0 08 g	0 05 g

par la topographie du site, et on a déterminé les résultats suivants:

modèle b(m)	Méthode de GREAGER		Modèle numérique	
	hauteur (m)	débit (m ³ /s)	hauteur	débit (m ³ /s)
100	3,7	1557,32	3,69	1563
80	3,95	1374,24	4,04	1432
70	4,15	1294,9	4,24	1347
60	4,45	1232,4	4,46	1245
50	4,6	1079,40	4,74	1136
40	4,9	949,36	4,98	938,9
20	5,72	598,7	5,79	604,8

TABLEAU A-12 : résultat du calcul du laminage par les deux (02) méthodes.

On se basant sur les coûts de construction proposé par COSIDER (avril 1992) voir tableau A-13, on estime pour chaque largeur du déversoir le volume du ramblais, du déblais, et leurs coût correspondants ainsi que le coût du déversoir.

coût de construction

Description	Unité	PRIX SOGRE-AH 1984 (DA)	PRIX .N.B oct 1991 (DA)	proposition Cosider Avril 1992 (DA)
<u>Excavations</u>				
sols meubles	m ³	30	45	80
sols ripables	m ³	60	45	100
Dans la roche	m ³	300	125	400
	m ³	1500	700	4000
<u>Remblais</u>				
Noyau d'argile	m ³	-	-	300
Enrochement	m ³	-	-	300
filtre	m ³	-	-	700
Rip-Rap	m ³	-	-	700
<u>Coffrage</u>				
plat lisse	m ²	inclus dans les prix du béton	400	inclus dans les prix du béton
plats	m ²		400	
courbé lisse	m ²		400	
courbé	m ²		400	
<u>Aciers</u>				
Ahante résistance	T	-	17000	35000
treillis soudé	T	1200	-	40000
<u>Frages</u>				
injections	T	1200	800	-
			1250	3000
<u>Betons</u>				
ordinaire armé	m ³	2300	1200	3000
armé (avec couvrage échafaudage...)	m ³	2300	1300	6000

TABLEAU A-13 coût de construction.

les résultats sont mentionnés dans le tableau ci dessous :

b(m)	volume de ramblais (m ³)	volume de déblais (m ³)	coût de ramblais 10 ⁶ DA	coût d'excavation + coût de deversoi 10 ⁶
50	20235,4	5000	6,1	4,9
60	19032,65	6000	5,71	5,9
70	17425,85	7000	5,23	6,86
80	16317,65	8000	4,895	7,84
100	14812,95	10000	4,44	9,8

TABLEAU A-14: Estimation du coûts globales en fonction de la largeur

Ainsi pour trouver la largeur optimale de l'évacuateur de crue qui correspond un coût minimale de l'ouvrage en trace en fonction de b, le coût du ramblais et le coût du deversoi + excavation sur le même graphique (voir figure A-15) voir annexe pour le détail du calcul du laminage.

on trouve enfin que la largeur optimale et $b = 60m$

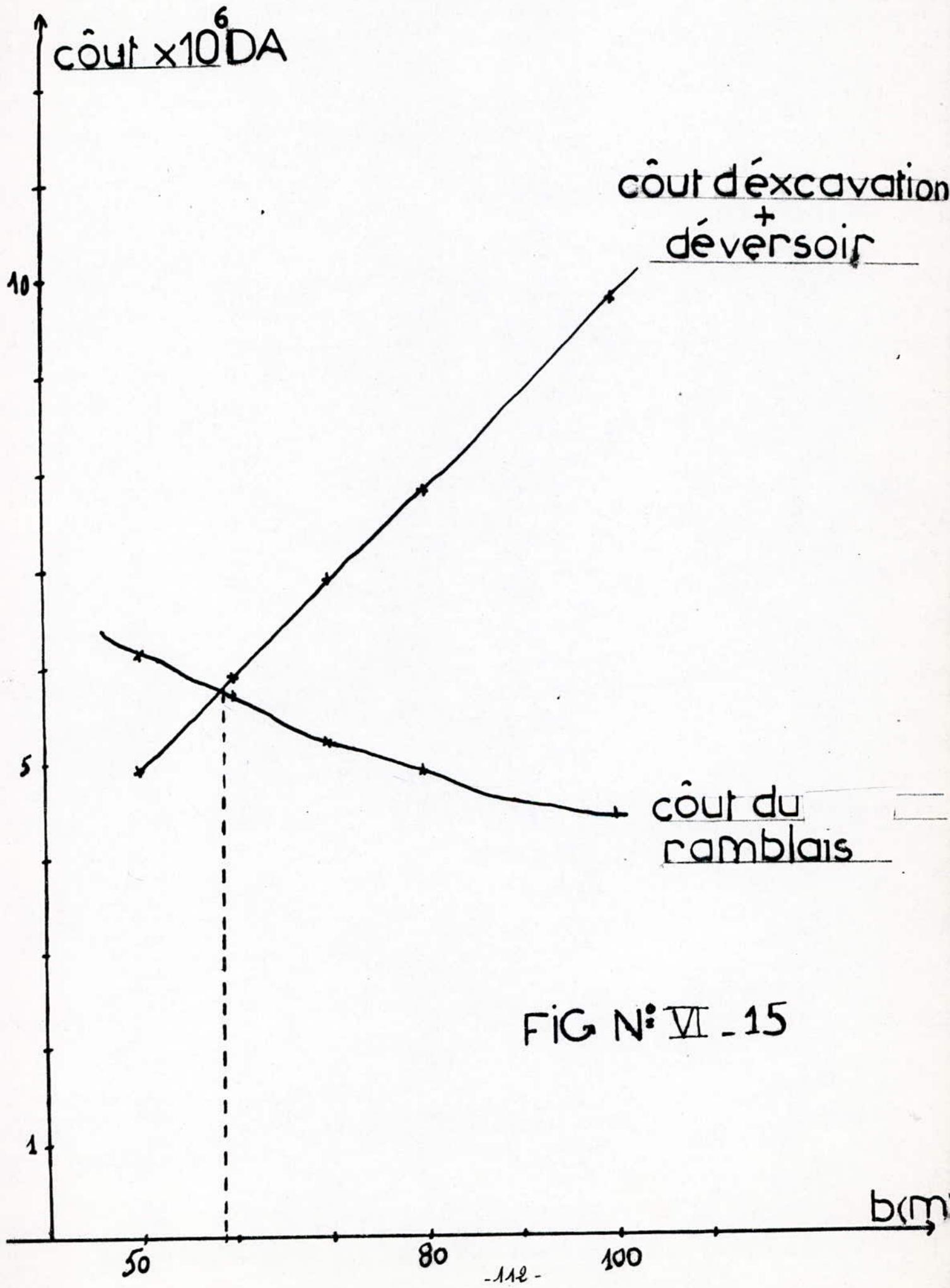


FIG N° VI - 15

4/ Dimensionnement de la section de contrôle:
que l'assise du deversoir est de bonne géologie (voir rapport géologique) on se limite à une hauteur de pelle de 1,5 m.

Pour le bon fonctionnement hydraulique de l'évacuateur de crue, on opte pour un deversoir de géométrie standard, de plus pour des considérations économique on permet un rapport $H/H_D = 1,5$, de l'étude du laminage, pour la largeur optimale $b = 60\text{m}$ on a obtenu $H = 4,45\text{m}$, d'où la hauteur de dimensionnement $H_D = 3\text{m}$. Ainsi le deversoir est complètement dimensionné. voir figure Δ -6

Remarque: vérification du bon dimensionnement généralement le début de cavitation apparaît pour une pression de l'ordre $h_{\min} = -7,6\text{m}$.

$$h_{\min} = (1 - H/H_D) = -7,6.$$

$$\text{d'où } \boxed{H = 25,8\text{ m}}$$

or notre charge est très inférieure à cette valeur donc le risque de cavitation est inexistant.

Echelle : $1/0,15$

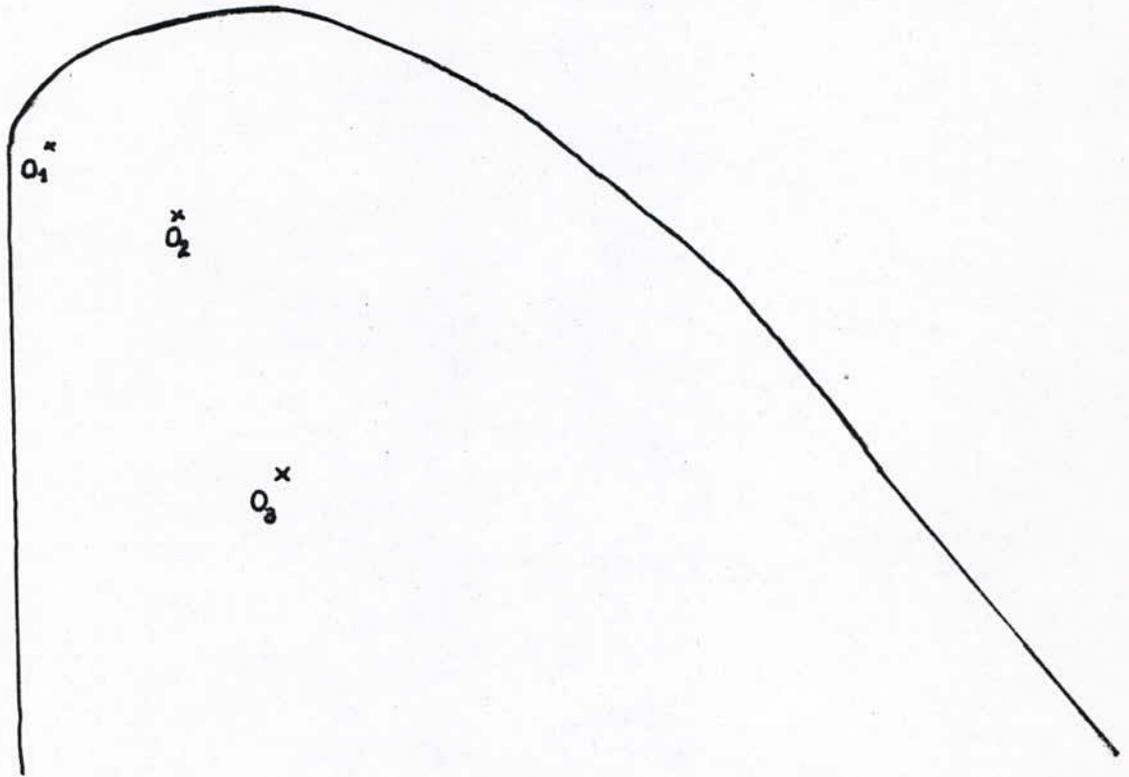


Figure VI-6: Profil du deversoir

5) DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES:

Les variante de surface choisie sont:

variante A: évacuateur de surface à seuil rectiligne.

variante B: évacuateur de surface en « bec de canard ».

variante C: évacuateur de surface triangulaire.

5-1) DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE A: (VOIR planche 3)

L'évacuateur comporte un déversoir rectiligne, débouchant dans un coursier convergent de 130 m de long, ayant une largeur initiale de 60 m se réduisant progressivement à 54 m, sur le premier tronçon de pente 3‰, puis se termine par une largeur de 46 m sur le deuxième tronçon de pente 3,5‰. Le coursier se termine par un saut de ski à la côte 618 m, qui envoie le jet au lit de la rivière.

* Charge à la sortie du déversoir:

L'application de l'équation de Bernoulli entre la surface libre, et la sortie du déversoir:

$$H_0 + P = h + \frac{Q_0^2}{2g \cdot S_0^2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P = 1,5 \text{ m} \\ H_0 = 4,45 \text{ m} \\ Q_0 = 1232,4 \text{ m}^3/\text{s} \end{array} \right. \quad \text{on trouve } \underline{h = 2,5 \text{ m}}$$

* Dimensionnement des murs bajoyers du coursier:

- Grandeurs critique:

• La hauteur critique: $h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}}$

$$\underline{h_{cr} = 3,5}$$

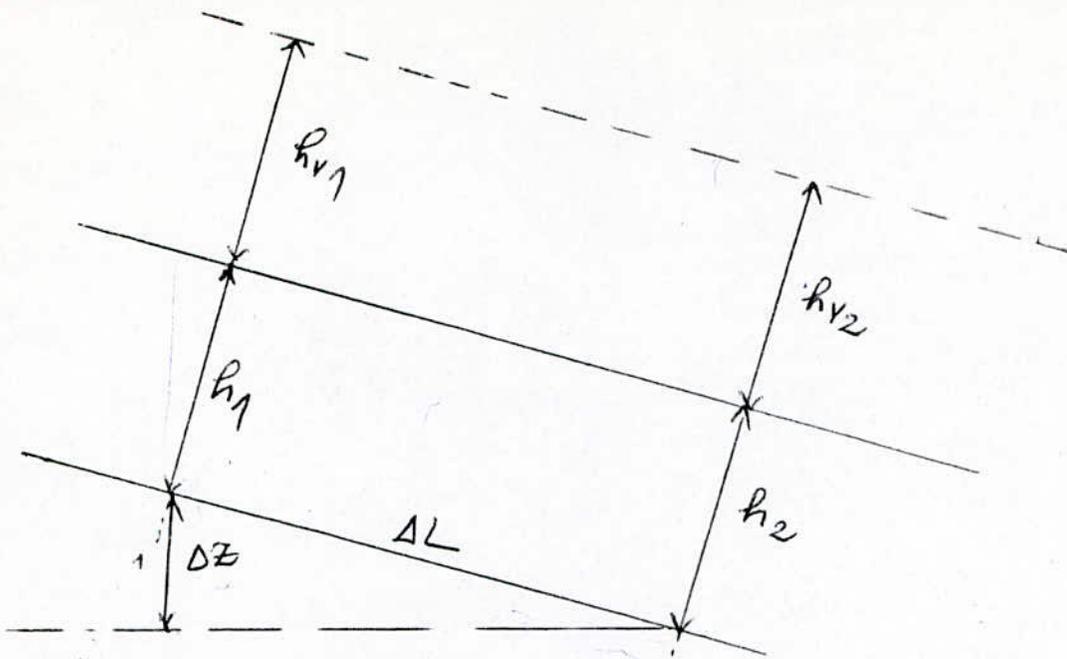
• La pente critique: $I_{cr} = \frac{Q^2 \cdot n^2}{R h^{4/3} \cdot S^2}$

$$\underline{I_{cr} = 1,26 \text{ ‰}}$$

d'où l'écoulement est subcritique ($I > I_{cr}$, $h < h_{cr}$)

- Calcul de la courbe de Remous:

on utilise l'équation d'énergie entre deux sections.



$$\Delta Z + h_1 + h_{v1} = h_2 + h_{v2} + \Delta h_{12}$$

Δh_{12} : perte de charge entre la section 1,2

Après tout calcul fait on trouve:

Pour le premier tronçon:

distance (m)	0	2	4	10	15	25	35	45	54
h(m)	2,5	2,55	2,57	2,6	2,62	2,62	2,67	2,73	2,79

Pour le deuxième tronçon:

distance (m)	0	4	8	16	24	32	40	48	56	76
h(m)	2,79	2,4	2,07	1,72	1,52	1,39	1,3	1,23	1,18	1,1

Tableau VI-15: Calcul du remous pour la variante A.

*) Dimensionnement du saut de ski:

En plus des conditions topographiques qui permettent l'implantation du saut de ski on a choisi cet organe de restitution pour des raisons économiques.

L'équation du profil inférieure du jet est:

$$y = x \operatorname{tg} \theta - \frac{x^2}{4(h + H_v) \cos^2 \theta - k}$$

h: tirant d'eau à l'entrée de l'auge

H_v : charge cinématique = $\frac{v^2}{2g}$

K : coefficient de résistance de l'air, $K=0,9$

Le lit de la rivière se trouve à 25m plus bas que la côte de l'auge, on fixe l'impact du jet entre $x = [60, 90m]$

- Détermination de l'angle θ optimale du lancement du jet, pour, cela on trace $y = f(x)$

$\theta^\circ \backslash x(m)$	5	10	20	30	40	50	60	70	80	90
10	0,65	0,85	-0,13	-2,94	-7,5	-14,03	-22,3	-32,44	-44,39	-58,1
20	1,57	2,63	3,26	1,88	-1,5	-6,9	-14,30	-23,72	-35,14	-48,57
25	2,06	3,58	5,0	4,27	2,05	-2,62	-9,36	-18,18	-29,1	-42,06
30	2,59	4,59	6,89	6,7	4,18	-0,68	-7,91	-17,5	-29,4	-43,78
35	3,17	5,68	8,72	9,12	6,87	1,98	-5,54	-15,7	-28,53	-43,98

Tableau VII-16: variation de la zone d'impact au fonction de θ
Après le tracé $y = f(x)$, pour chaque angle θ , on détermine que l'angle θ optimale est $\theta = 10^\circ$, qui correspond à une zone moyenne d'impact de coordonnée $I_m (63m, 25m)$. (Figure VI-7).

* Estimation du coût de la variante A:

1- Béton armé:

1-1) Déversoir: on estime le volume du déversoir généralement:

$$V_D \approx b \times P \times C$$

$b = 60m$: largeur du déversoir.

$P = 1,5m$: pelle du déversoir

C : coefficient qui tient compte de la difficulté d'exécution de la forme du déversoir du risque de mal performance, et d'une reconstruction éventuelle du déversoir.

$C = 10m$ généralement.

d'où: $V_D = 900m^3$

1-2) Coursier : On estime le volume de béton du coursier généralement comme suit :

$$V_c = e \times L \times l_m$$

e : épaisseur du bloc de béton = 0,60 m généralement.

L : longueur du coursier = 130 m.

l_m : largeur moyenne en tenant compte de la hauteur des murs bajoyers.

Dans notre cas $l_m = 56,30 \text{ m} = \frac{\text{Largeur initiale du coursier} + \text{largeur finale du coursier}}{2} + 2h$

h : hauteur moyenne des murs bajoyers.

d'où : $V_c = \underline{4391,4 \text{ m}^3}$

1-3) Saut de SKI : On estime généralement le volume du béton de l'auge comme suit :

$$V_s = 0,6 \times R \times \theta \times l$$

R [m] = rayon du saut de ski = 10 m

θ [rad] : angle optimale du jet à la sortie de l'auge = 10°

l [m] : largeur du coursier en tenant compte de la hauteur des murs bajoyer. $l = 48,5 \text{ m}$

$$V_s = \underline{50,49 \text{ m}^3}$$

2- Volume excavé :

2-3) Déversoir : on estime le volume excavé pour l'emplacement du déversoir comme suit :

$$V_{de} = b \times T \times K$$

b : largeur des déversoir = 60 m

T : hauteur moyenne de terre à excavée = 25 m (planche II)

K : coefficient qui tient compte de l'emportement du reversoir = 4 m

$$V_{de} = \underline{6000 \text{ m}^3}$$

2-2) Coursier : on estime généralement le volume excavé pour l'emplacement du coursier comme suit :

$$V_{ce} = S_m \cdot b_m$$

S_m : section moyenne de la terre à excavé pour l'emplacement du coursier dans notre cas $S_m = 1300 \text{ m}^2$ (planche II)

b_m : largeur moyenne du coursier sans murs bapoyer = 53 m
d'où: $V_{ce} = 68900 \text{ m}^3$

3. Coût total:

$$\text{Coût totale} = 6000 (900 + 4391,4 + 50,49) + 80 (6000 + 68900)$$

$$\text{Coût totale} = 3,2 \cdot 10^7 \text{ DA} + 0,599 \cdot 10^7$$

$$\underline{\text{Coût totale} \approx 3,8 \cdot 10^7 \text{ DA}}$$

5.2) Dimensionnement de la variante B: (Planche III).

L'évacuateur Composé un déversoir en bec de Canard \Rightarrow qui est composé de deux déversoirs latéraux de 25 m de long chacun; faisant entre eux un angle de 60° , un pertuis de 10 m de large est disposé entre les deux déversoirs.

Les déversoirs débouchent sur un chenal convergent de 35 m de largeur initial, la pente du Canal est de 3% sur le tronçon initial, puis augmente à 35,6% sur le deuxième tronçon pour suivre le terrain.

Le Courrier se termine par un saut de ski à la Cote 618 m qui envoie le jet au lit de la rivière 25 m plus bas.

5.21) Détermination de la charge à la sortie du déversoir.

Une que l'écoulement à l'intérieur du déversoir est non permanent on doit travailler avec la méthode globale, et on suppose qu'il est permanent dans un volume de contrôle (entrée est égal à la sortie)

* Détermination de la charge à la sortie du pertuis.

On Procède Comme pour la variante A; sauf que le débit du pertuis est $q = 205,6 \text{ m}^3/\text{s}$ après itération on trouve $h_i = 2,3 \text{ m}$.

En gardant $h_i = 2,3 \text{ m}$ dans toute les section on calcule les pentes en utilisant la formule de Chezy $V = C \sqrt{AI}$; $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$; $n = 0,13$

Les Calculs en détail sont présentés dans le tableau VI-17.

On a divisé notre déversoir en cinq (05) sections de Contrôle, la distance entre deux sections de Contrôle est de 5 m.

N ^o Section	h(m)	b _i (m)	S (m ²)	Q (m ³ /s)	p _m	Rh(m)	V (m/s)	C (m ^{1/6})	I%
1	2,3	15	36,087	910,8	19,8	1,82	11,37	84,99	9,9
2	-	20	51,29	616,2	24,8	2,07	12,01	86,84	9,6
3	-	25	62,79	821,6	29,8	2,11	13,1	87,12	10,35
4	-	30	74,29	1027	34,8	2,13	13,82	87,25	10,8
5	-	35	85,79	1232,4	39,8	2,15	14,36	87,36	11,2

Tableau VI - 17 : Détermination de la pente du radius du déversoir.

ainsi la pente du déversoir de bec de Camard est de : $I = 10\%$.

Recalculons les hauteurs pour la pente choisie.

On résout cette équation pour chaque section

Après calculs faisons :

$$Q = \frac{1}{n} R_h^{2/3} I^{1/2} S$$

N ^o Section	1	2	3	4	5
h(m)	1,11	1,18	1,23	1,25	1,257

Tableau VI - 18 : Détermination de la hauteur de sortie du déversoir

la hauteur de ~~sortie~~ du déversoir est $h_s = 1,257 \text{ m}$

5.2.2 / Dimensionnement des murs bajoyés de la variante B :

* grandeurs critiques.

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}} = 5,2 \text{ m.}$$

$$I_c = \frac{Q^2 \cdot n^2}{R h^{4/3} \cdot S^2} = 1,36 \%$$

$\left. \begin{array}{l} h_c > h \\ I_c < I \end{array} \right\} \Rightarrow$ on est dans un régime subcritique.

Pour le calcul de la courbe de remous, on procède comme pour la variante A, et on trouve :

1^{er} tronçon :

Distance (m)	0	6	12	18	24	34	44	54
h (m)	1,257	1,28	1,3	1,33	1,36	1,41	1,46	1,515

2^{ème} tronçon

Distance (m)	0	6	25	45	65	76
h (m)	1,514	1,507	1,506	1,505	1,5047	1,5042

Tableau VI - 19 détail du calcul du remous.

5.2.3 / Dimensionnement du saut de Skel :

On procède comme pour la variante A, et on détermine l'angle θ optimale du lancement du jet en traçant $y = f(x)$.

$\theta^\circ \backslash r$ (cm)	10	20	30	40	50	60	70	80	90
2	-0,004	-0,7	-2,099	-4,19	-6,99	-10,49	-14,69	-19,58	-25,18
5	0,52	0,34	-0,54	-2,13	-4,43	-7,43	-11,13	-15,54	-20,65
10	1,4	1,26	0,18	-2,03	-5,37	-9,85	-15,47	-22,22	-30,10
20	3,24	5,69	7,34	8,19	8,25	7,52	5,99	3,66	0,5

Tableau VI - 20 : Variation de la zone d'impact en fonction de θ .

Après le tracé de $y = f(m)$, pour chaque angle θ , on détermine (fig VII - 8) que l'angle optimale est $\theta = 10^\circ$, qui correspond à une zone moyenne d'impact de coordonnées $I_m(84m, 25m)$.

5.2-4/ Estimation du Coût de la variante B:

a) Béton armé:

On Procède Comme pour la variante A, pour toute les parties de l'évacuateur de Cuve.

a-1) Déversoir: Le volume de béton du déversoir « bec de Canard » est estimé a:

$$V_D = b \times P \times c$$

$$b = 60 \text{ m}$$

$$P = 1,5 \text{ m}$$

$$c = 10 \text{ m}$$

$$\underline{V_D = 900 \text{ m}^3}$$

a-2) Coursier: Le volume du béton du Coursier est estimé Comme suit

$$V_c = e \times L \times l_m$$

$$e = 0,6 \text{ m}$$

$$L = 130 \text{ m}$$

$$l_m = \frac{(35+3) + (21+3)}{2} = 31 \text{ m}$$

$$\underline{V_c = 2418 \text{ m}^3}$$

a-3) Saut de Ski:

$$V_s = 0,6 \times R \times \theta \times l_m$$

$$R = 10 \text{ m}$$

$$\theta = 10^\circ$$

$$l_m = 24 \text{ m}$$

$$\underline{V_s = 25,13 \text{ m}^3}$$

b) Volume excavé:

b-1) Déversoir: On estime le volume excavé comme suit:

$$V_D = S_m \cdot E_m$$

S_m : Section moyenne de déversoir (m^2).

E_m : hauteur moyenne d'excavé

de la planche II: on a: $E = 25 m$

$$S_m = (\text{Surface d'un trapèze}) = 487,16 m^2$$

$$\text{d'où: } \underline{V_D = 12178,5 m^3}$$

b-2) Coussin: Comme pour la vanne A:

$$V_c = S_m \cdot b_m$$

$$S_m = 1300 m^2 \quad (\text{Planche II})$$

$$b_m = 28 m$$

$$\underline{V_c = 36400 m^3}$$

c) Coût total:

$$\text{Coût total} = 6000(900 + 2418 + 25,13) + 80(12178,5 + 36400)$$

$$\underline{\text{Coût total} = 24 \cdot 10^7 \text{ DA}}$$

5-3 DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE C : (PLANCHE III)

L'évacuateur est composé d'un déversoir en triangulaire, qui comporte deux déversoirs latéraux de 30 m de long chacun, faisant entre eux un angle de 60° .

Les déversoirs débouchent sur un chenal convergent de 30 m de largeur initiale, La pente du canal est de 3% sur le premier tronçon, puis augmente à 35,6% sur le deuxième tronçon, pour suivre le terrain naturel. Ce coursier se termine par un pont de ski à la cote 618 m qui envoie le jet au lit de la rivière 25 m plus bas

5-3-1 DETERMINATION DE LA CHARGE DE SORTIE DU DIVERSOIRE TRIANGULAIRE.

Vue que l'écoulement dans le déversoir est non permanent, On divise notre déversoir en (06) six sections de contrôle, équidistantes de 5 m.

- DETERMINATION DE LA PENTE DU RADIER DEVERSOIR

On applique l'équation de Bernoulli entre la surface libre et la petite section de contrôle du déversoir, avec un débit $q = 205.4 \text{ m}^3/\text{s}$, après itération, On trouve $h = 4.2 \text{ m}$

En gardant $h = 4.2 \text{ m}$ dans toutes les sections de contrôle, On calcule les pentes en utilisant la formule de CHEZY $V = C \sqrt{RI}$; $C = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}}$; $n = 0.013$

Les résultats en détails sont représentés dans le tableau: VI-21

N° Section	h	b	S	Q	P	R _h	v	C	I %
1	4,2	5	26,29	205,4	10,01	2,63	7,8	90,4	5,3
2	—	10	47,29	410,8	15,01	3,15	8,68	93,1	5,2
3	—	15	68,29	616,2	20,01	3,41	9,02	94,1	5,2
4	—	20	89,29	821,6	25,01	3,57	9,2	95	5,1
5	—	25	110,29	1027	30,01	3,67	9,31	95,5	5,1
6	—	30	131,29	1232,4	35,01	3,75	9,39	95,9	5

TABLEAU VI - 21 - détermination de la pente en radier du déversoir.

- Détermination de la charge de sortie du déversoir:

D'où de la pente choisie (I = 5%), on recalcule les hauteurs dans chaque sections par la formule de CHEZY:

$$Q = \frac{1}{n} R_h^{2/3} \cdot S I^{1/2}$$

Après tout calcul fait on trouve:

N° section	1	2	3	4	5	6
h (m)	1,9	1,82	1,78	1,76	1,74	1,73

TABLEAU: VI - 22: détermination de la hauteur de sortie du déversoir
D'où la charge à la sortie est: h = 1,73 m

5-3-2 - Dimensionnement des murs bajoyés de la variante "c":

- grandeurs critiques:

$$h_a = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}} = 5,56 \text{ m.}$$

$$I_a = \frac{Q^2 \cdot n^2}{R R^{4/3} \cdot S^2} = 1,425\%$$

$h_a > h$ } l'écoulement est critique, pour le calcul des
 $I_a < I$ } courbes de Remous, on procède comme pour la
 variante "A": et on trouve:

1^{er} tronçon:

distance (m)	0	6	16	26	36	46	54
h(m)	1,73	1,77	1,84	1,92	1,999	2,081	2,17

2^e tronçon:

distance (m)	0	6	16	26	36	54	76
h(m)	2,17	2,162	2,145	2,136	2,135	2,130	2,13

TABLeau VI - 23 - détail du calcul du remous.

On procède comme pour la variante "A", et on détermine l'angle θ optimale du lancement en traçant $y = f(x)$.

$\theta^\circ \backslash x(m)$	10	20	30	40	50	60	70	80	90
2	-0,05	-0,92	-2,6	-5,07	-8,36	-12,47	-17,37	-23,08	-29,67
5	0,47	0,12	-1,03	-3,0	-5,8	-0,38	-13,79	-19,02	-25,05
10	1,347	1,86	1,54	-1,37	-4,6	-4,42	-8,07	-12,56	-17,88
20	3,18	5,45	6,8	7,24	6,76	5,37	3,06	-0,16	-4,29

TABLEAU : VI - 24 : Variation de la zone d'impact en fonction de θ .

Après le tracé de $y = f(x)$ pour chaque angle θ (fig VI - 9), on détermine que l'angle optimale est $\theta = 5^\circ$ qui correspond à une zone moyenne d'impact de coordonnées $I_m(90m, 25m)$

5-3-4/ ESTIMATION DU COÛT DE LA VARIANTE 'C':

On procède comme pour la variante A, pour toutes les parties de l'évacuateur :

a. béton armé

a-1- Deversoir: Le volume de béton du déversoir « Labyrinthe » est estimé à : $V = b \times p \times c$

$$b = 60 \text{ m}$$

$$p = 1.5 \text{ m}$$

$$c = 10 \text{ m}$$

$$\underline{V_D = 900 \text{ m}^3}$$

a-2 - Coursier: Le volume du béton du coursier est estimé comme suit : $V_c = e \times L \times l_m$

$$e = 0.6$$

$$L = 130 \text{ m}$$

$$l_m = 27 \text{ m}$$

$$\underline{V_c = 2106 \text{ m}^3}$$

a-3 - Saut de ski: $V_s = R \cdot \theta \cdot l'_m \times 0.6$

$$R = 10 \text{ m}$$

$$\theta = 5^\circ$$

$$l'_m = 20 \text{ m}$$

$$\underline{V_s = 10.47 \text{ m}^3}$$

b. Volume excavé:

b-1 - Deversoirs: Comme pour la variante B:

$$V_{de} = S_m \cdot E$$

S_m : Section moyenne du déversoir (m^2)

E : hauteur moyenne à excaver :

$$E \approx 25 \text{ m} \quad \text{et} \quad S = 389.7 \text{ m}^2$$

$$\text{d'où : } \underline{V_{de} = 389,7 \times 25 = 9742.78 \text{ m}^3}$$

b-2 - Coursier : On procède comme pour la variante A: $V_c = S'_m \cdot b_m$

S'_m : section moyenne de la terre à excaver pour l'emplacement du coursier

b_m : largeur moyenne du coursier sous murs baysés

$$S'_m = 1300 \text{ m}^2 \text{ (planche II)}$$

$$b_m = 23 \text{ m}$$

$$\underline{V_c = 29900 \text{ m}^3}$$

C - Coût totale de la variante C :

$$\text{Coût totale} = 6000(900 + 2106 + 10,47) + 800(9742,8 + 29900)$$

$$\underline{\text{Coût total} = 2,13 \cdot 10^7 \text{ DA}}$$

5-4/ Résumé générale des coûts

Description	Unités	PRIX Unitaire DA	VARIANTE "A"		VARIANTE "B"		VARIANTE "C"	
			Volume	PRIX x 10 ⁶ DA	Volume	PRIX x 10 ⁶ DA	Volume	PRIX x 10 ⁶ DA
Béton armé	M ³	6000	900	5,4	900	5,4	900	5,4
Deversoir	M ³	6000	4391,4	26,35	2418	14,51	2106	12,64
Courrier	M ³	6000	50,49	0,3	25,13	0,15	10,47	0,063
Saut de ski	M ³	6000						
Volume excavé	M ³	80	6000	0,48	12178,5	0,97	9742,78	0,78
Deversoir	M ³	80						
Courrier	M ³	80	68900	5,51	36400	2,9	29900	2,39
TOTAL x 10 ⁷ DA				3,8		2,39		2,13

TABLeau VI-25 : Coût de construction total de chaque VARIANTE.

-132-

VARIANTE A

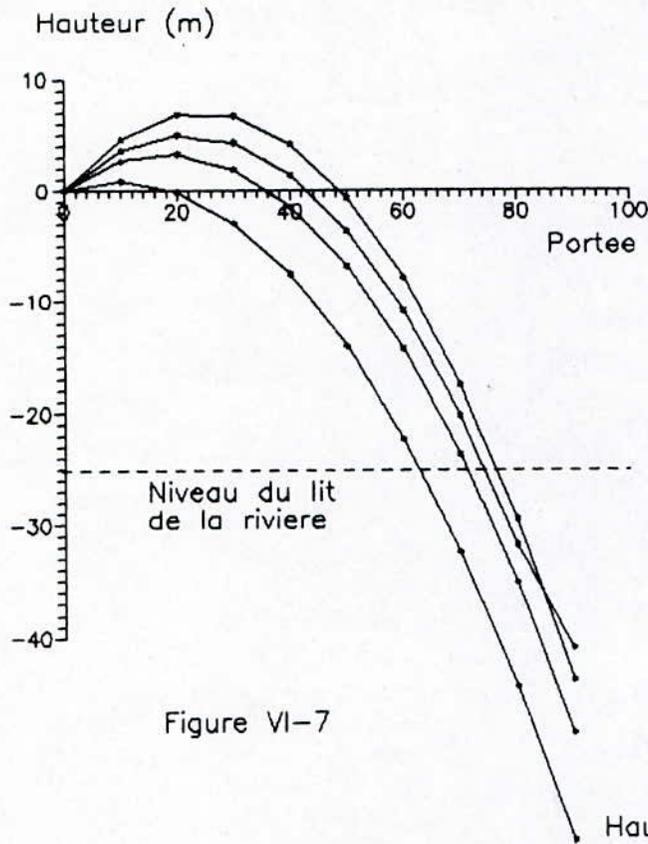


Figure VI-7

VARIANTE B

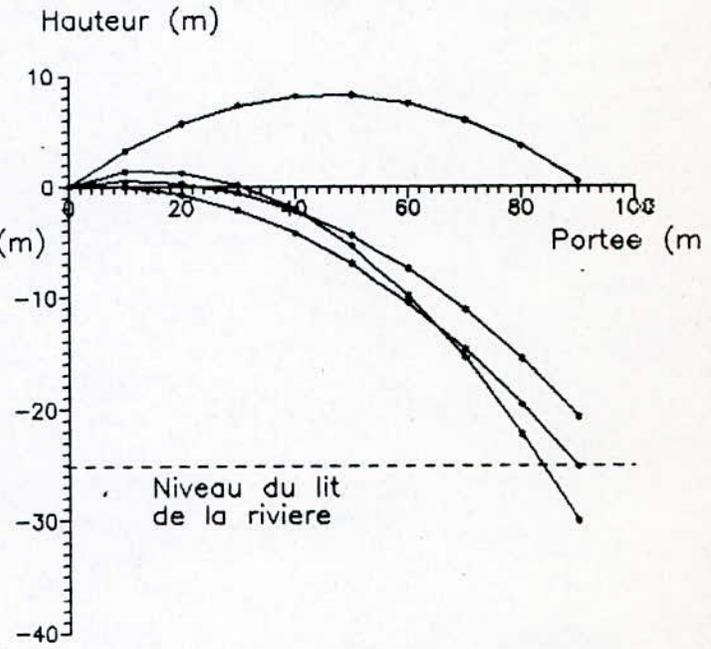


Figure VI-8

VARIANTE C

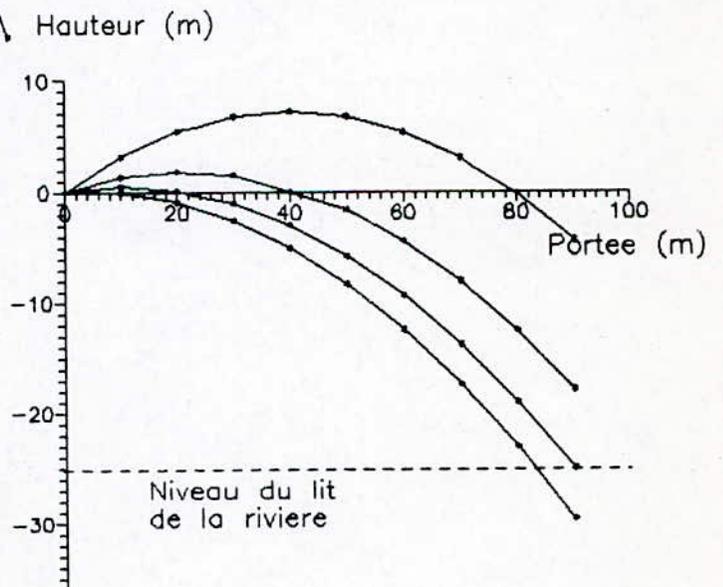


Figure VI-9

8- Choix final de la solution:

Il convient d'écartier tout d'abord la variante qui apparaisse la plus coûteuse, il s'agit de la variante A. Restent donc en ligne les solutions suivantes:

variante B: évacuateur de surface en "bec canard"

variante C: évacuateur de surface en "labyrinthe"

Tout d'abord la comparaison des deux variantes donne l'avantage de la variante C. Elle est moins coûteuse, elle permet d'économiser $2,6 \cdot 10^6$ DA, en outre elles présentent le même avantage de points de vue sécurité hydraulique, et réalisation.

Compte tenu de ces différents avantages, on propose la variante C comme choix définitif.

CONCLUSION GENERALE

La conception d'un évacuateur de crue, pour un barrage est une étape très délicate, puisqu'elle fait intervenir plusieurs facteurs à la fois (Géologique, sismique, topographique, hydrologique, hydraulique, économique et de sécurité).

L'objectif d'une étude comparative est de dégager la meilleure variante technico-économique en combinant l'ensemble de ces paramètres.

Pour s'assurer du bon choix de celle-ci, on doit procéder encore à des essais sur modèles réduits pour mettre en évidence l'influence d'autres paramètres négligés tout au long de l'étude.

Ainsi le type d'ouvrage proposé est d'autant plus fiable (bon fonctionnement) si les étapes de réalisation et de maintenance sont accomplies avec succès.

Pour le barrage Koudiat ROSFA, la variante finale proposée est un évacuateur à deversoir triangulaire avec un coursier convergent qui se termine par un saut de ski.

Pour améliorer les résultats de l'étude comparative, on recommande:

- d'étudier le laminage des crues en tenant compte de la variation du coefficient de débit
- de mettre au point un modèle numérique pour le dimensionnement des évacuateurs de crue, ainsi, on élargit le champ d'étude à un grand nombre de variantes.
- d'élaborer un programme qui permette d'estimer le coût global de chaque variante.

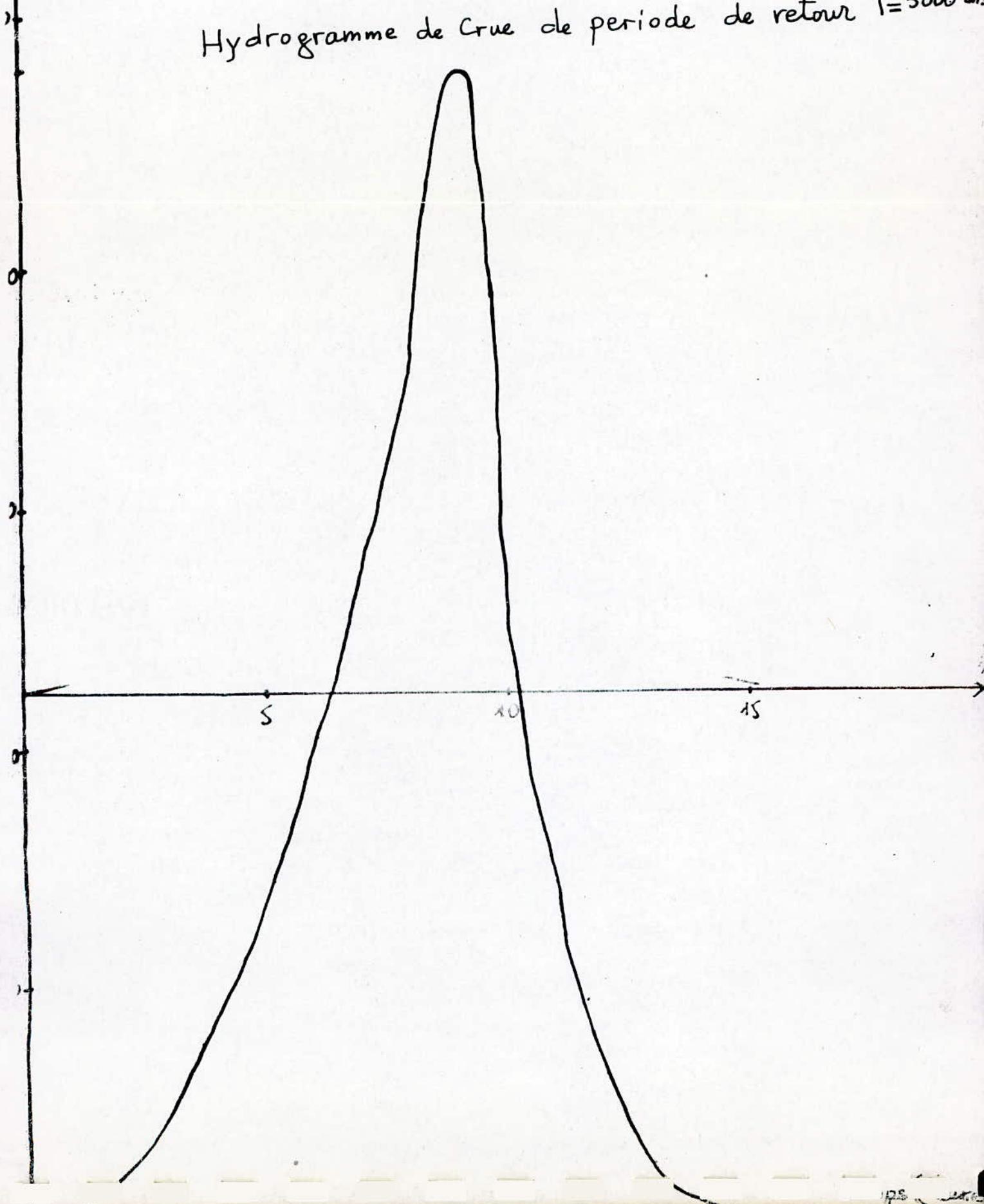
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

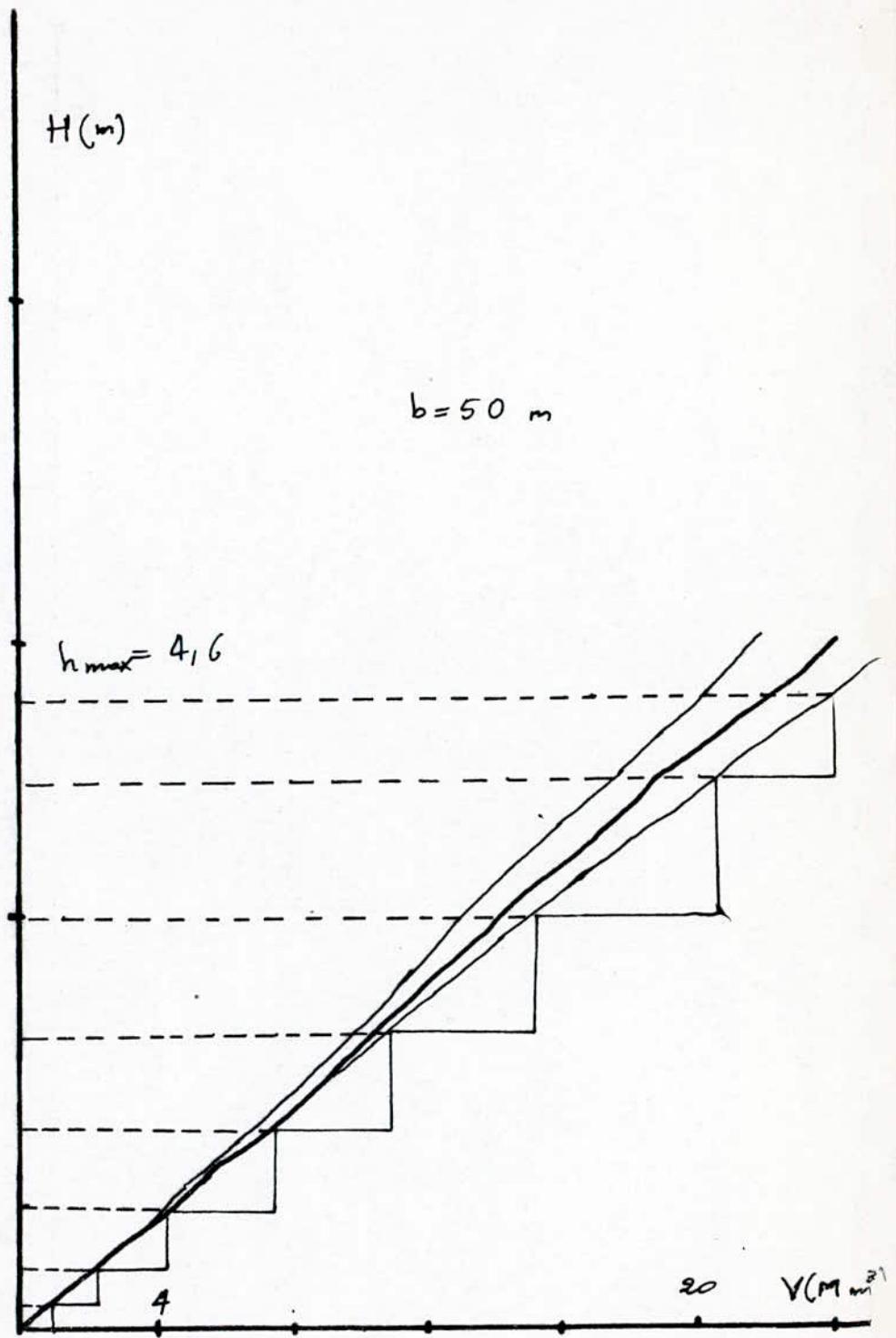
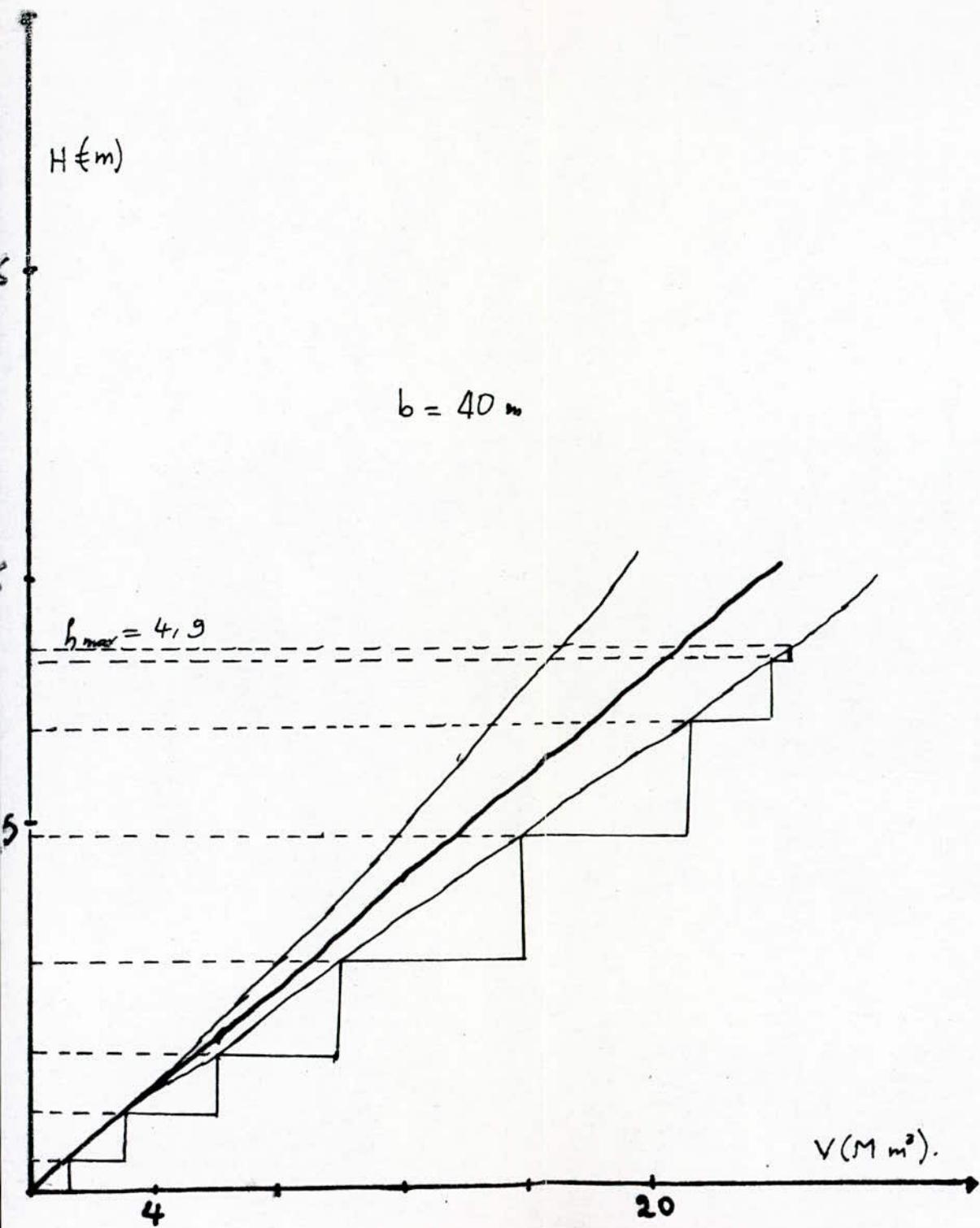
- (1) Commission internationale des grands barrages (1979):
Evacuateur de crue du barrage AL IBTISSAM (Algérie)
- (2) GUECHTOULI Med (1986): Etude de la pluviométrie
- (3) Groupe de travail permanent pour les barrages en aménagement rural (1974):
Technique des barrages en aménagement rural
- (4) P. DUBREUIL (1974): Initiation à l'analyse hydrologique
- M. DUNGLAS (1982): Cours d'ouvrages d'art
- U.S.B.R (1954): Design for small DAMS
- Henry H. TOMAS (1979): The engineering of large DAMS
- C.I.G.B, Bulletin 58 (1987) Evacuateurs de crue de barrages
- O. SINNIGER & H. HAGER(1986): Construction hydraulique
- Houille blanche N°1 (1985): Evacuateur de crue

ANNEXE

Hydrogramme de Crue de periode de retour $T=5000$ ans

$Q(m^3/s)$





(m)

$b = 70 \text{ m}$

$h_{\max} = 4,15 \text{ m}$

7,5

2,5

$V (M m^3)$

20

4

H (m)

$b = 60 \text{ m}$

$h_{\max} = 4,45 \text{ m}$

7,5

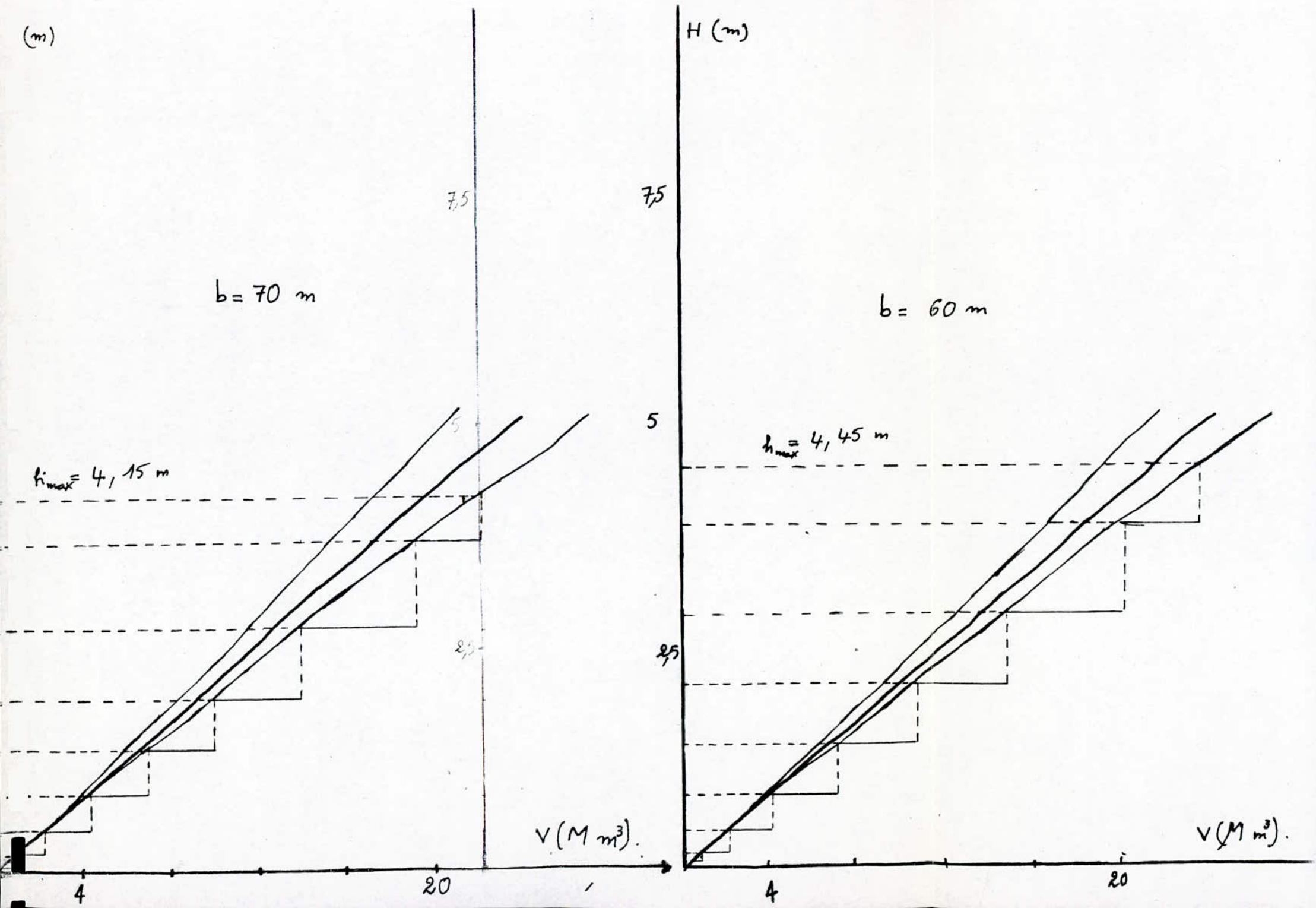
5

2,5

$V (M m^3)$

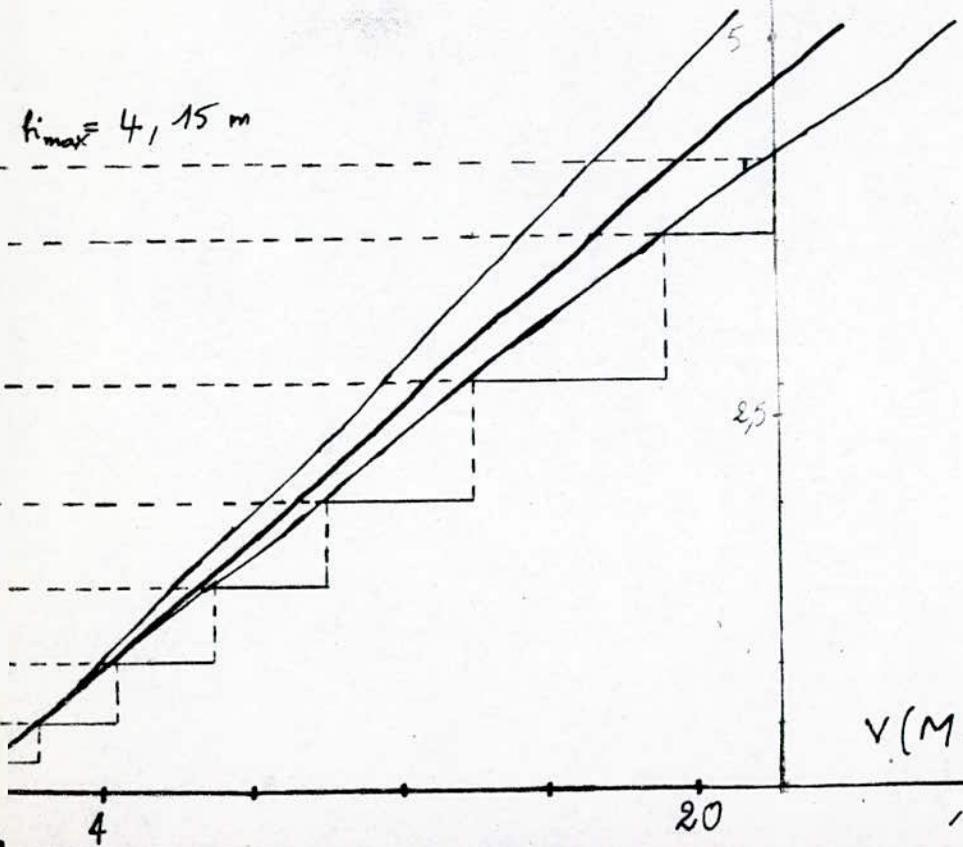
20

4



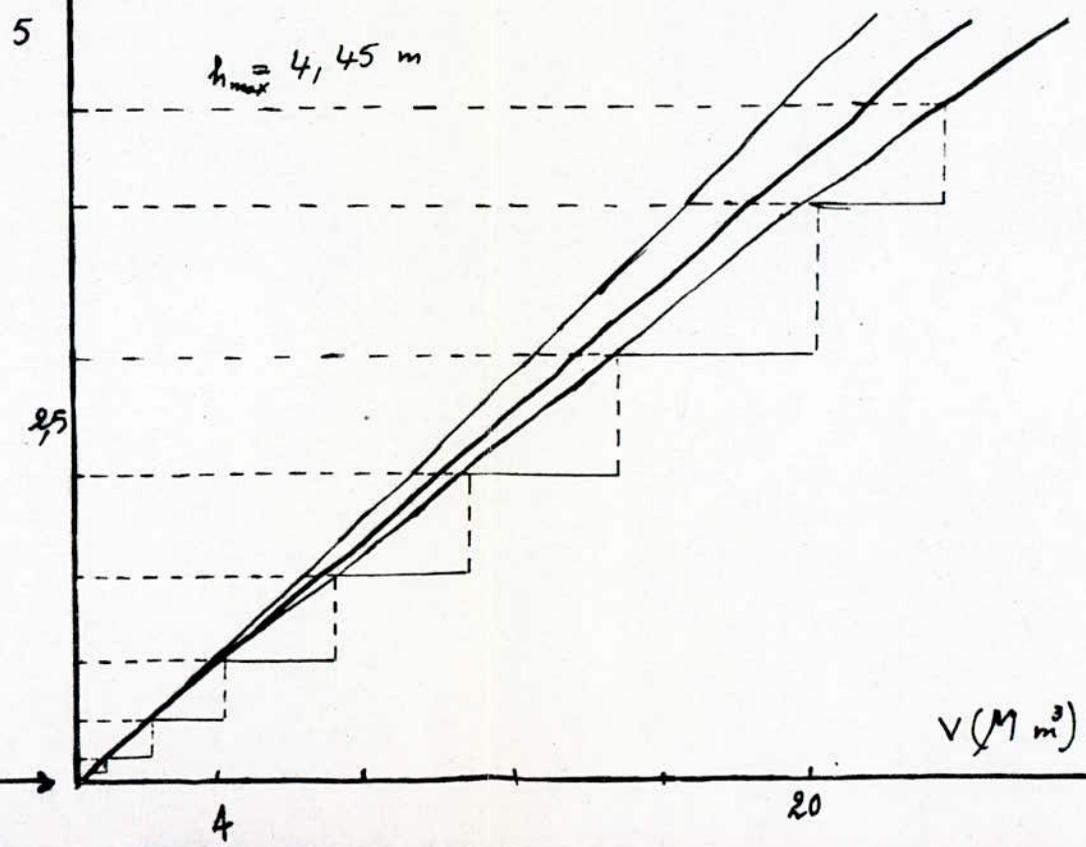
(m)

$b = 70 \text{ m}$



H (m)

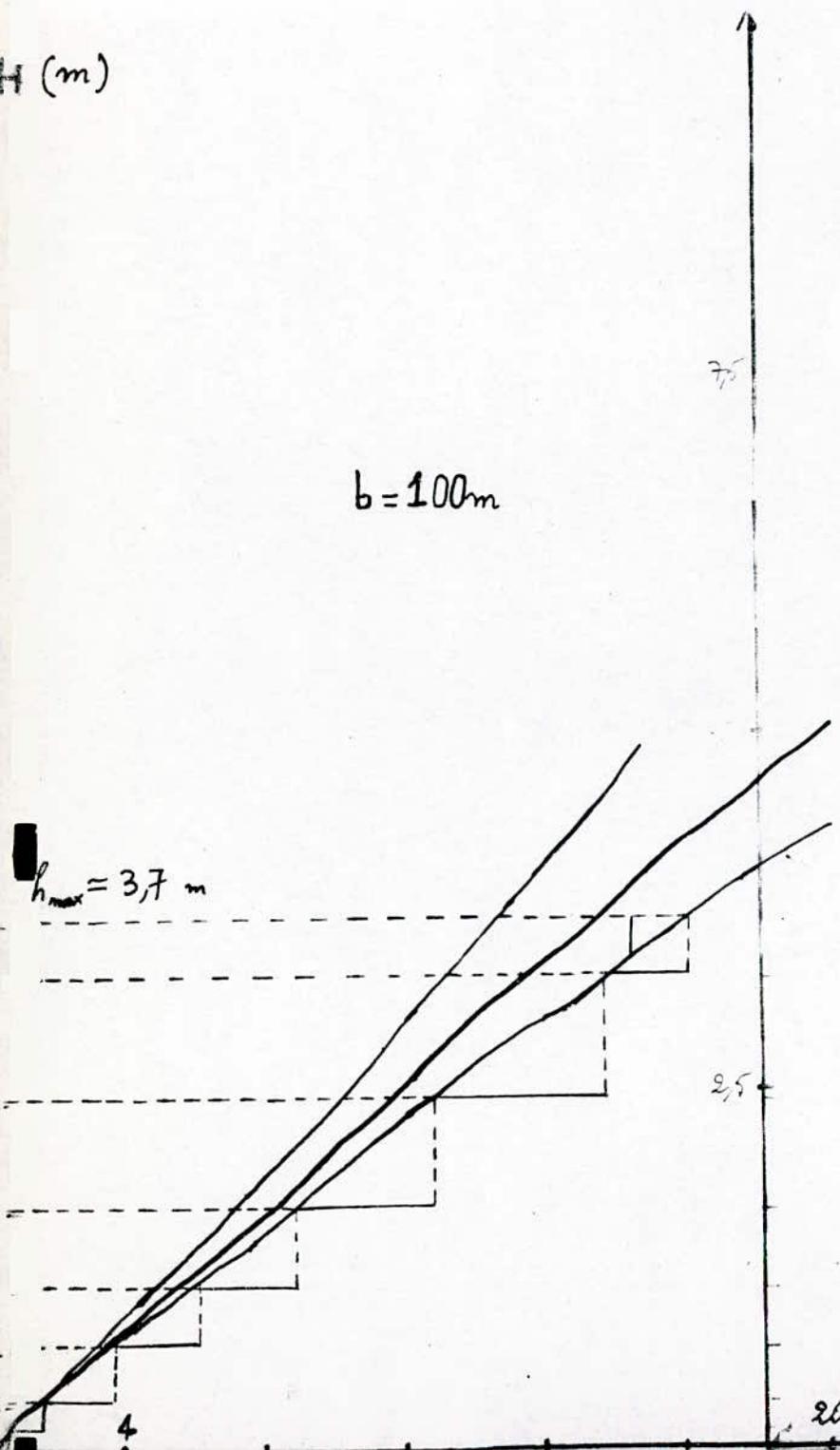
$b = 60 \text{ m}$



H (m)

$b = 100\text{m}$

$h_{\max} = 3,7\text{ m}$



H (m)

$b = 80\text{ m}$

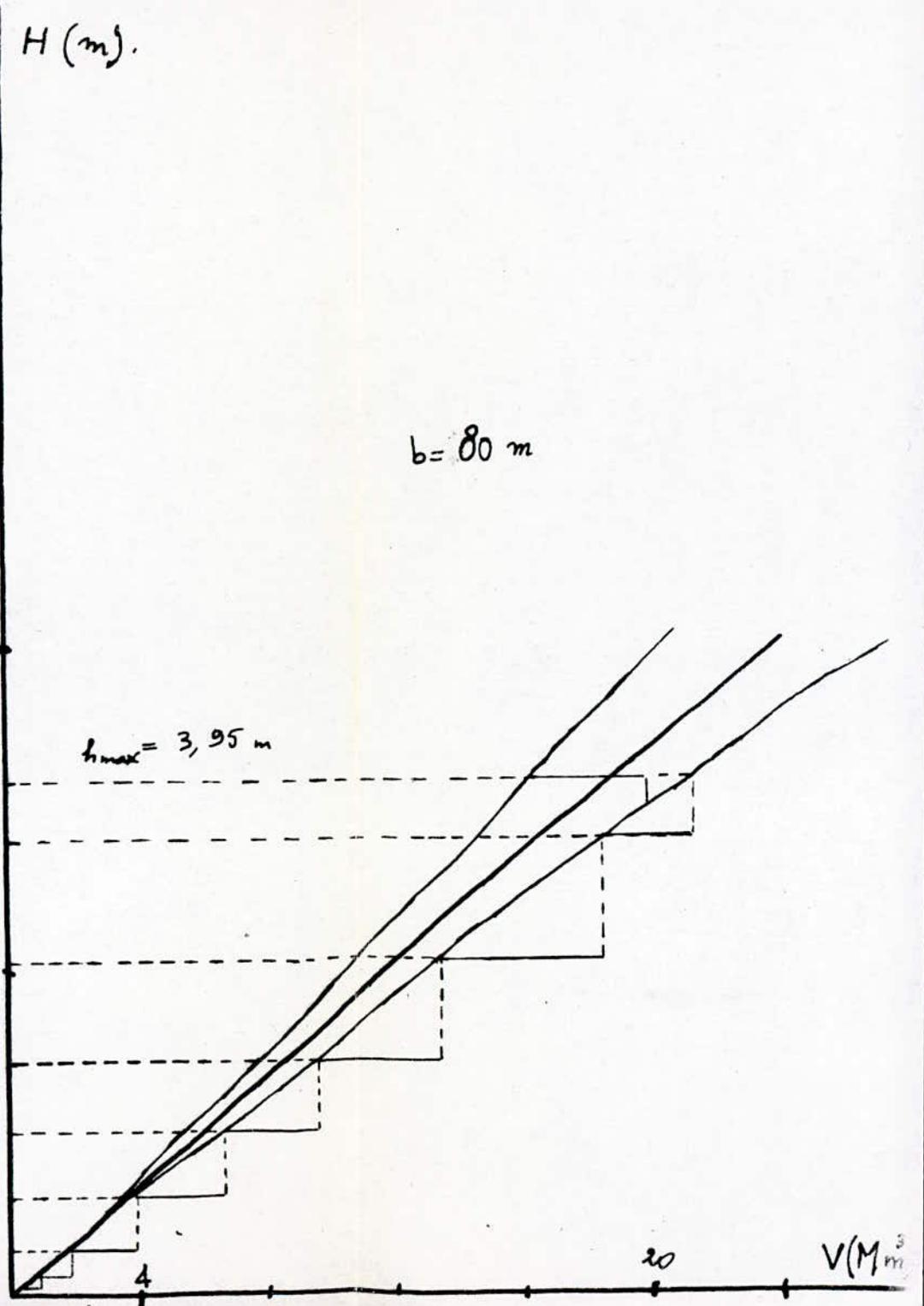
$h_{\max} = 3,95\text{ m}$

7,5

5

2,5

$V (Mm^3)$



degre du polynome de regression:

1

coefficients du polynome de regression:

4.7595380

erreure de modelisation:

9.969216E-003

1.0099690

largeur du deversoir b=50 m

La hauteur maximale deverssante: 4.740093 m

debit hydrogramme de sortie et hauteur deverssantes

t(1/2h)	Hdev(m)	Q(m3/s)
1	.000000	.000000
2	.002674	.015190
3	.010691	.121451
4	.029369	.552967
5	.063935	1.776071
6	.119437	4.534869
7	.200647	9.874287
8	.311928	19.139740
9	.457156	33.958730
10	.639590	56.196350
11	.861768	87.890230
12	1.154891	136.353800
13	1.523315	206.557000
14	1.934741	295.658000
15	2.387372	405.261800
16	2.878804	536.628300
17	3.416388	693.754900
18	4.005962	880.877800
19	4.484889	1043.477000
20	4.711149	1123.429000
21	4.747482	1136.450000
22	4.650705	1101.878000
23	4.464052	1036.213000
24	4.224493	953.931500
25	3.957234	864.854400
26	3.683765	776.771400
27	3.416283	693.723100
28	3.165460	618.743600
29	2.935524	552.565700
30	2.730427	495.679900

degre du polynome de regression

1

coefficients du polynome de regression

4.7595380

erreure de modelisation

9.969216E-003

1.0099690

largeur du deversoir b=60 m

La hauteur maximale deverssantes: 4.463027 m

débit hydrogramme de sortie et hauteur deverssantes

t(1/2h)	Hdev(m)	Q(m3/s)
1	.000000	.000000
2	.002674	.018228
3	.010690	.145718
4	.029359	.663211
5	.063883	2.128685
6	.119252	5.429178
7	.200124	11.802790
8	.310675	22.829450
9	.454507	40.396890
10	.634507	66.633300
11	.852737	103.814800
12	1.139839	160.436000
13	1.499155	241.995000
14	1.897179	344.507800
15	2.331336	469.292700
16	2.798552	617.215300
17	3.305658	792.361800
18	3.857940	999.010100
19	4.292191	1172.344000
20	4.469714	1245.823000
21	4.459760	1241.663000
22	4.323193	1185.069000
23	4.105077	1096.525000
24	3.842709	993.099900
25	3.560638	885.785000
26	3.279253	782.886800
27	3.009459	688.286400
28	2.760692	604.732800
29	2.536055	532.444800
30	2.338567	471.477800

degre du polynome de regression
 1
 coefficient du polynome de regression
 4.7595380
 erreure de modelisation
 9.969216E-003
 1.0099690
 largeur du deversoir b=70 m
 La hauteur maximale deverssante: 4.244222 m

débit hydrogramme de sortie et hauteur deverssantes
 ~~~~~~

| t(1/2h) | Hdev(m)  | Q(m3/s)     |
|---------|----------|-------------|
| 1       | .000000  | .000000     |
| 2       | .002674  | .021265     |
| 3       | .010689  | .169977     |
| 4       | .029349  | .773338     |
| 5       | .063831  | 2.480436    |
| 6       | .119067  | 6.319306    |
| 7       | .199602  | 13.716120   |
| 8       | .309429  | 26.474380   |
| 9       | .451884  | 46.722200   |
| 10      | .629491  | 76.818860   |
| 11      | .843869  | 119.232900  |
| 12      | 1.125140 | 183.566400  |
| 13      | 1.475708 | 275.730100  |
| 14      | 1.860974 | 390.475500  |
| 15      | 2.277746 | 528.739100  |
| 16      | 2.722481 | 690.924500  |
| 17      | 3.201711 | 881.163700  |
| 18      | 3.720410 | 1103.747000 |
| 19      | 4.115050 | 1283.944000 |
| 20      | 4.250368 | 1347.793000 |
| 21      | 4.201849 | 1324.781000 |
| 22      | 4.033848 | 1246.128000 |
| 23      | 3.792641 | 1136.046000 |
| 24      | 3.515326 | 1013.752000 |
| 25      | 3.225445 | 890.979700  |
| 26      | 2.942095 | 776.190700  |
| 27      | 2.674833 | 672.865700  |
| 28      | 2.431898 | 583.312700  |
| 29      | 2.215362 | 507.166400  |
| 30      | 2.027434 | 444.021000  |

degre du polynome de regression

1

coefficients du polynome de regression

4.7595380

erreure de modelisation

9.969216E-003

1.0099690

largeur du deversoir b=80 m

La hauteur maximale deverssante: 4.044794 m

débit hydrogramme de sortie et hauteur deverssantes

| t(1/2h) | Hdev(m)  | Q(m3/s)     |
|---------|----------|-------------|
| 1       | .000000  | .000000     |
| 2       | .002674  | .024303     |
| 3       | .010688  | .194228     |
| 4       | .029338  | .883348     |
| 5       | .063779  | 2.831326    |
| 6       | .118882  | 7.205274    |
| 7       | .199082  | 15.614390   |
| 8       | .308192  | 30.075100   |
| 9       | .449284  | 52.936740   |
| 10      | .624542  | 86.759580   |
| 11      | .835160  | 134.162200  |
| 12      | 1.110785 | 205.788100  |
| 13      | 1.452949 | 307.858400  |
| 14      | 1.826064 | 433.760000  |
| 15      | 2.226467 | 583.982500  |
| 16      | 2.650309 | 758.438200  |
| 17      | 3.104007 | 961.300800  |
| 18      | 3.592398 | 1196.884000 |
| 19      | 3.951815 | 1380.926000 |
| 20      | 4.050456 | 1432.950000 |
| 21      | 3.969731 | 1390.327000 |
| 22      | 3.776942 | 1290.285000 |
| 23      | 3.519034 | 1160.408000 |
| 24      | 3.232507 | 1021.609000 |
| 25      | 2.939654 | 885.971300  |
| 26      | 2.658198 | 761.827100  |
| 27      | 2.396369 | 652.087300  |
| 28      | 2.161292 | 558.528600  |
| 29      | 1.954128 | 480.181000  |
| 30      | 1.776406 | 416.187200  |

degre du polynome de regression

1

coefficients du polynome de regression

4.7595380

erreure de modelisation

9.969216E-003

1.0099690

largeur du deversoir b= 100m

La hauteur maximale deverssante: 3.695318 m

débit hydrogramme de sortie et hauteur deverssantes

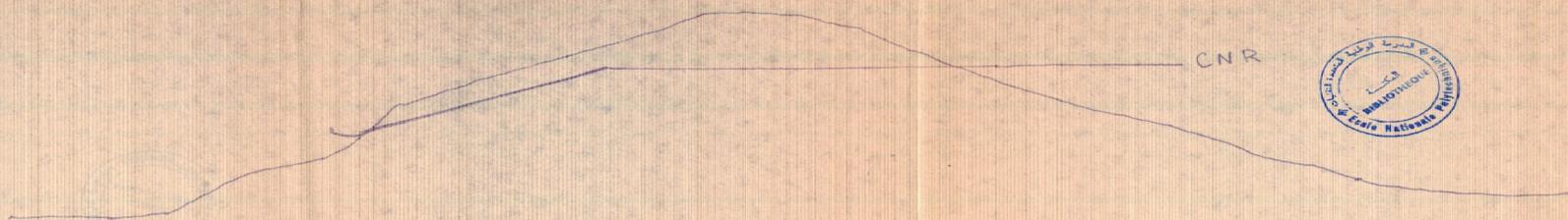
| t(1/2h) | Hdev(m)  | Q(m3/s)     |
|---------|----------|-------------|
| 1       | .000000  | .000000     |
| 2       | .002674  | .030379     |
| 3       | .010686  | .242706     |
| 4       | .029318  | 1.103021    |
| 5       | .063675  | 3.530529    |
| 6       | .118514  | 8.964788    |
| 7       | .198049  | 19.366190   |
| 8       | .305739  | 37.146030   |
| 9       | .444158  | 65.041600   |
| 10      | .614837  | 105.931600  |
| 11      | .818205  | 162.621800  |
| 12      | 1.083067 | 247.667000  |
| 13      | 1.409393 | 367.649000  |
| 14      | 1.759896 | 512.998200  |
| 15      | 2.130332 | 683.213200  |
| 16      | 2.516646 | 877.240100  |
| 17      | 2.925414 | 1099.427000 |
| 18      | 3.361568 | 1354.248000 |
| 19      | 3.661472 | 1539.462000 |
| 20      | 3.700156 | 1563.923000 |
| 21      | 3.569899 | 1482.072000 |
| 22      | 3.342413 | 1342.689000 |
| 23      | 3.064687 | 1178.866000 |
| 24      | 2.771178 | 1013.636000 |
| 25      | 2.481341 | 858.845300  |
| 26      | 2.210144 | 721.964900  |
| 27      | 1.963389 | 604.498200  |
| 28      | 1.746310 | 507.069400  |
| 29      | 1.558608 | 427.553800  |
| 30      | 1.400789 | 364.287600  |

SONDAGE S. Verticale

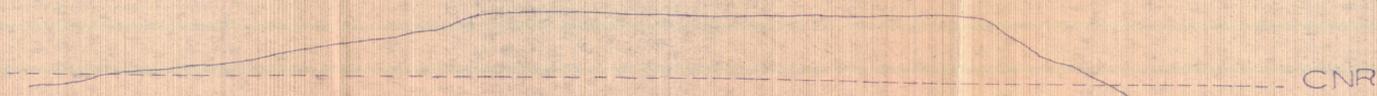
Projet : KOUDIAT - ROSFA

- Date du début de sondage: 31-07-88
- Date de fin de sondage: 07-08-88
- Profondeur totale: 4000 m

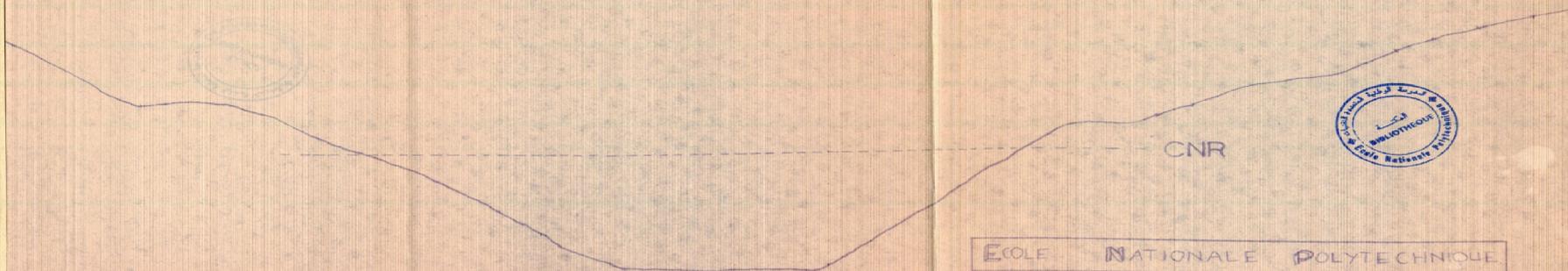
| Profondeur (M) | Litologie | Classification et Conditions physique                                                                                                                                                                                                                                                                                      |
|----------------|-----------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 10             |           | <p>Alternance:<br/>                     + marne saine, gris bleutée, faiblement résistant, fissurée par endroit fiable</p> <p>+ Calcaire marneux gris bleuté à gris clair, dure et compacte, fissurée presque en totalité contenant des veines de calcaire.</p>                                                            |
| 30             |           | <p style="text-align: center;"> <span style="display: inline-block; width: 100px; border-top: 1px solid black; margin-bottom: 5px;"></span> <span style="display: inline-block; width: 100px; border-bottom: 1px solid black; margin-top: 5px;"></span> </p> <p style="text-align: center;">Zone fortement schistifiée</p> |
| 40             |           |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            |



COUPE SUIVANT LE TRAJET DÉVACUATION

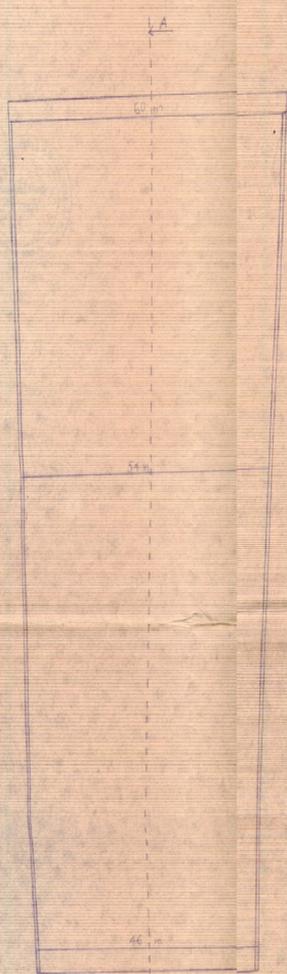


COUPE SUIVANT L'AXE DU DÉVERSOIR

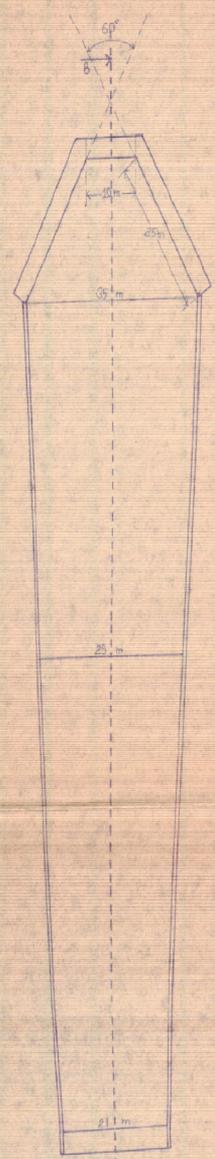


COUPE SUIVANT L'AXE DU BARAGE

|                               |                                                         |                     |
|-------------------------------|---------------------------------------------------------|---------------------|
| ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE |                                                         |                     |
| DATE :<br>JUN 93              | THEME :<br>ÉTUDE COMPARATIVE<br>DES ÉVACUATEURS DE CRUE | ÉCHELLE :<br>1/1000 |
| ÉTUDIANT :<br>TOUIEB MUSTAPHA | PROMOTEUR :<br>M <sup>S</sup> BERHAD                    | FEUILLE :<br>2      |

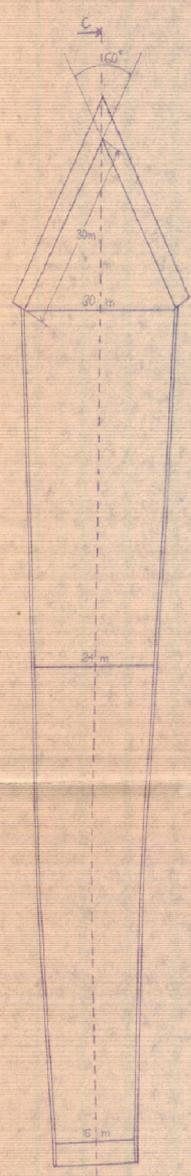


VARIANTE "A"



PLAN

VARIANTE "B"



PLAN

VARIANTE "C"



|                               |                         |        |
|-------------------------------|-------------------------|--------|
| Ecole Nationale Polytechnique |                         |        |
| DATE:                         | THEME:                  | ECH:   |
| TUN                           | ETUDE COMPARATIVE       | 1/500  |
| 93                            | DES EVACUATEURS DE CRUE |        |
| ETUDIANT:                     | PROMOTEUR:              | PLANS: |
| TOUIEB MUSTAPHA               | M <sup>S</sup> BERMAD   | 3      |



ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
 DATE: JUIN 93  
 THÈME: ÉTUDE COMPARATIVE DES ÉVACUATEURS DE CRUE  
 ÉCH: 1/10000  
 ÉTUDIANT: TOULIER MUSTAPHA  
 PROMOTEUR: M<sup>r</sup> BERMAD  
 PLANCHE: 1