

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Cours d'ouvrages d'art, les barrages

The paper document Shelf mark (الشفرة) : P 627.8 DUN 3

APA Citation (توثيق APA):

Dunglas, M. (1988). Cours d'ouvrages d'art [polycopie pédagogique]. ENITRTS.

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open DSpace software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics. <http://dspace.ensh.dz/jspui/>

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتثمين لإنتاج العلمي لأساتذة وباحثي المدرسة

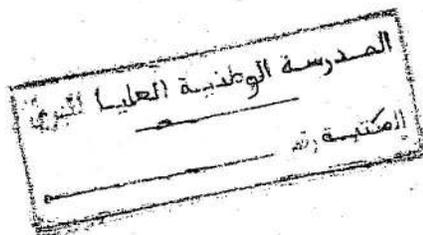
يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (طروحات مطبوعات بيداغوجية، مقالات الدوريات، كتب...) بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة DSpace و يتم إدارته من طرف مديرية المكتبة للمدرسة العليا .

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

Ecole Nationale des Ingénieurs
des Travaux Ruraux et des Techniques Sanitaires

120



E
N
I
T
R
T
S

COURS D'OUVRAGES D'ART

LES BARRAGES

3ème Partie

M. DUNG

LES BARRAGES

Chapitre 5

3.4.2. - Vidange de fond et ouvrages de prise d'eau

3.4.2.1. - Différents types d'ouvrages de vidange

Tous les barrages à but agricole possèdent évidemment des organes de prise d'eau (seules certaines réserves à but exclusivement touristique en sont démunies).

Beaucoup de petites réserves sommairement construites ne sont pas munies de vidange de fond. La vidange est toutefois nécessaire pour :

- laisser passer le débit courant de la rivière (ou une crue éventuelle) pendant la construction,
- vider entièrement le barrage pour l'entretien, les réparations ou en cas de danger,
- accessoirement remplacer ou permettre la réparation de la prise d'eau existante en cas de défaillance de celle-ci.

En fait, elle est absolument indispensable pour toutes les réserves représentant un investissement notable, destinées à durer plus de dix ans.

Sauf lorsque la prise se fait par pompage indépendamment de la digue par dessus celle-ci, ou bien par siphonnage, les deux organes de vidange et prise sont groupés dans un système intégré.

La prise elle-même peut être :

- flottante
- fixe au fond au pied aval du barrage
- fixe à une tour de prise.

Sauf cas exceptionnel d'une galerie latérale, l'ouvrage de vidange est toujours formé d'une canalisation passant sous la digue.

- de diamètre moyen (300 à 400 mm) pour les petites réserves (hauteur d'eau inférieure à 6 m),
- de gros diamètre (minimum 800 mm) pour être visitable dès qu'il s'agit d'un aménagement un tant soit peu important.

.../...

ns tous les cas le diamètre doit être tel que l'on puisse vider la
quelques jours (10 au maximum). En principe, cette canalisation est
sauf éventuellement pour les petites réserves, munie par sécurité,

oit toutes deux à l'aval de type papillon, en série, la canalisation
jours en charge, ce qui impose une excellente qualité et une étanchéité

oit l'une à l'amont, l'autre à l'aval.

vanne amont est alors animée par un vérin hydraulique dont le
commande (pompe à main ou électrique) est installé sur la crête

ce premier groupe de solutions (groupe A) l'écoulement dans la
se fait sous pression. On peut donc se passer d'une canalisation
arée, ce qui est une économie, et piquer simplement une dérivation
é aval.

deuxième groupe de solutions (groupe B) consiste à installer à l'amont
ste et à admettre de l'air par un reniflard dans la canalisation de
coulement s'y fait alors à surface libre et pratiquement à la pres-
sion. Ce système qui exige de gros diamètres est évidemment d'une
té ; en effet, même en cas d'étanchéité défectueuse la canalisation
comme un drain et il n'y a aucun risque d'éjecter de l'eau sous
le massif du barrage.

deuxième vanne peut se placer, soit à l'aval (vanne papillon), soit
après la première à l'amont (vanne plate ou papillon).

dernière manière de faire est rigoureusement sûre et la canalisa-
toujours visitable. La première offre pratiquement autant de
le risque d'un blocage simultané de la vanne amont en position
la vanne aval en position fermée est évidemment très faible.

On réalise quelquefois des systèmes à une seule vanne plate placée à l'amont. L'économie au départ est certaine mais cette solution n'est acceptable que si les risques de dégâts à l'aval ou le coût de l'impossibilité d'irriguer en cas de blocage en position ouverte, ne sont pas trop importants.

La sécurité globale peut encore être accrue par l'installation d'une tour de prise qui permet de doubler la commande des vannes ; mais il s'agit d'un ouvrage coûteux en béton nécessitant en plus l'installation d'une passerelle d'accès.

Le système de prise d'eau le plus économique associé aux solutions de type B est la prise flottante articulée aboutissant à un tuyau (Ø 200, 300 mm) passant soit dans la canalisation de vidange si celle-ci est visitable soit au-dessus.

L'eau est ainsi toujours prélevée dans des couches supérieures les plus chaudes.

Avec une tour, les prises sont échelonnées sur toute la profondeur et leur ouverture commandée à volonté.

Le tableau (1) suivant schématise le choix des diverses solutions.

Table (1) - Schématisation du choix des diverses solutions. The table content is mostly illegible due to heavy noise and bleed-through from the reverse side of the page.

Les plus fréquentes de ces solutions sont schématisées sur les dessins joints (fig. 1 et 2)

Pour certains ouvrages agricoles de petite taille et ne présentant pas de danger pour leur environnement (ouvrages de classe III) on peut être amené à ne pas mettre de vidange de fond et à installer le système de prise le plus économique qui soit, c'est-à-dire un siphon placé sur la digue, ou mieux, sous le déversoir pour utiliser sa tranchée et gagner en hauteur d'aspiration.

La partie amont du siphon peut être réalisée en éléments détachables afin de suivre les variations du plan d'eau.

Le siphon doit être muni d'un clapet à son extrémité amont et d'une vanne à sa partie aval afin de pouvoir le remplir pour l'amorçage. Ce remplissage s'opère au moyen d'un petit réservoir en charge placé sur la digue, alimenté à partir de la réserve par une pompe à main.

Les siphons ne permettent pas des hauteurs d'aspiration de plus de 7 m.

3.4.2.2. - Calculs hydrauliques

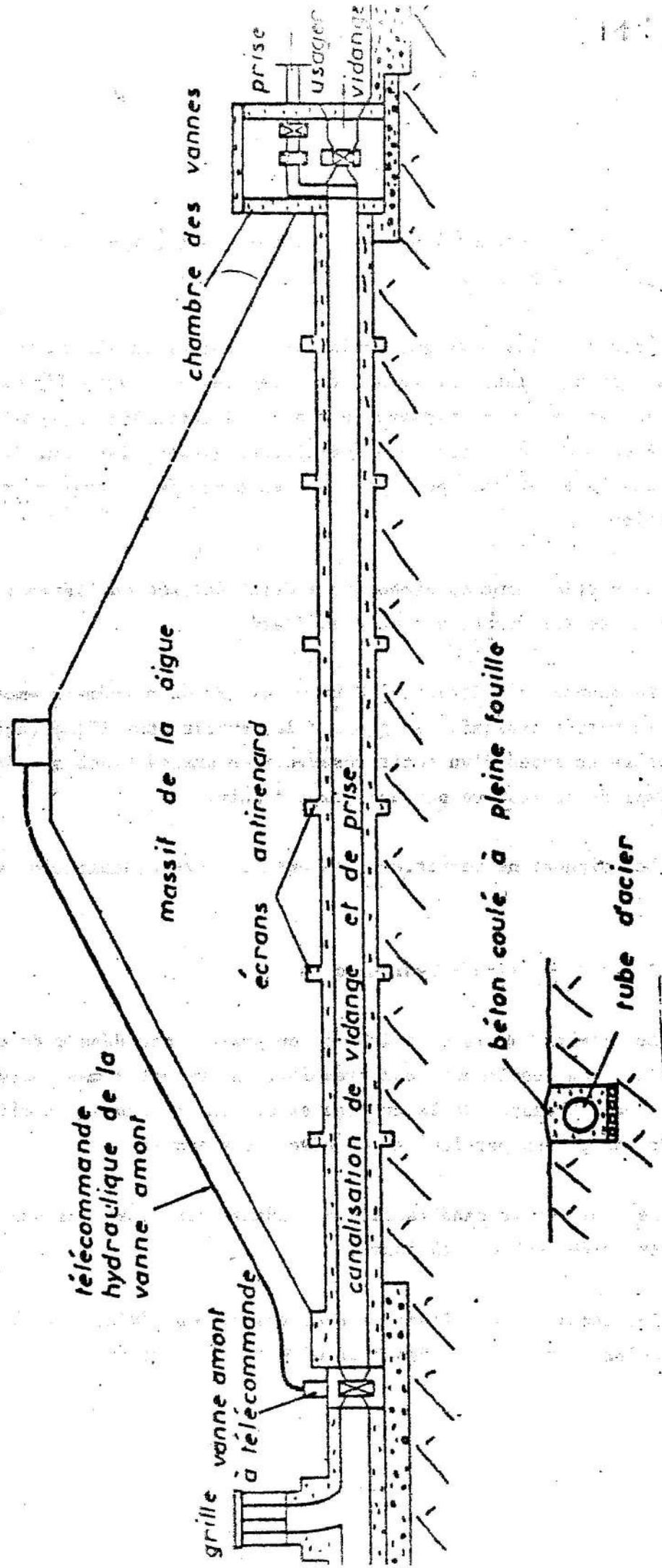
Le diamètre de la canalisation de prise d'eau dépend du débit désiré. Il se calcule en écoulement sous pression, en prenant comme charge amont la hauteur d'eau au-dessus de la crépine et en tenant compte des différentes pertes de charge, en particulier au niveau des vannes.

Le débit de la canalisation de vidange doit être tel que la retenue puisse être vidée en 10 à 15 jours.

Les canalisations à vannes aval travaillent évidemment à écoulement sous pression et sont calculées hydrauliquement comme tel.

.../...

Fig. 2 Système de vidange et de prise d'eau



télécommande hydraulique de la vanne amont

grille vanne amont à télécommande

massif de la aigue

écrans antirendard

canalisation de vidange et de prise

chambre des vannes

prise

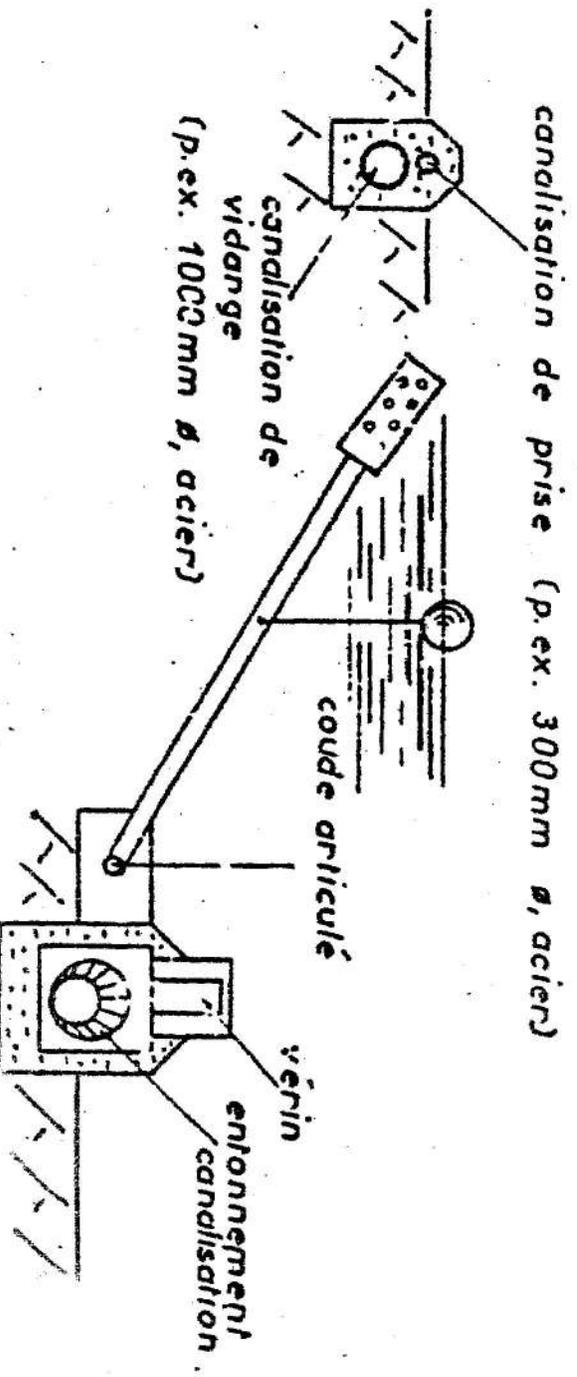
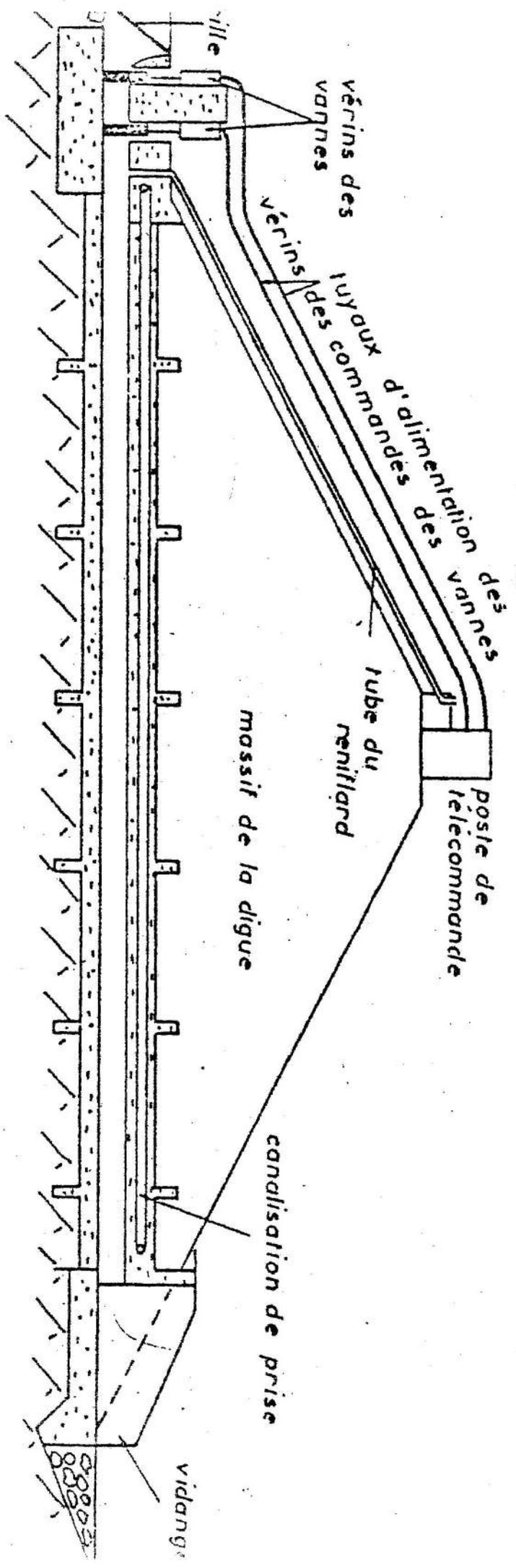
usages

vidange

béton coulé à pleine fouille

tube d'acier

Fig. 1 Système de vidange et de prise d'eau



En cas de vanne amont, et pour les petits diamètres, il est rare qu'on assiste à la veine liquide.

S'il n'y a pas de vanne aval, pour les faibles débits la canalisation fonctionne en aqueduc avec écoulement en surface libre. Pour une ouverture de vanne plus grande, elle passe en écoulement sous pression. Le passage d'un type d'écoulement à l'autre est toujours générateur de battements et vibrations et doit s'opérer rapidement.

On peut éviter cela surtout avec les gros diamètres, en aérant la veine par un reniflard. La vidange fonctionne alors tout le temps en écoulement à surface libre et il faut donner une pente suffisante à la conduite pour évacuer le débit. Mais le reniflard est un organe fragile et qui demande de l'entretien.

Pour les petits et moyens diamètres avec une vanne amont et une vanne aval, il est souvent plus simple d'admettre un écoulement sous pression en réglant les deux vannes en conséquence.

Bien entendu, si la prise d'eau se fait par piquage sur la canalisation de vidange, celle-ci doit obligatoirement fonctionner sous pression.

3.4.2.3. - Mise en place des canalisations de vidange

La canalisation peut être en acier ou en béton. Il existe plusieurs techniques de mise en place.

1 - canalisations coulées en place.

L'intérieur de la conduite est mis en forme soit par un coffrage (exemple un boudin de caoutchouc gonflable), soit par une canalisation d'acier formant peau intérieure.

Si la conduite est établie dans le terrain naturel, on place d'abord la forme interne ou le tube d'acier et on coule ensuite le béton à pleine fouille.

.../...

Si l'on construit sur sol décapé il faut mettre en place un ferrailage léger et couler le béton dans un coffrage. Pour faciliter le compactage des terres au voisinage de l'ouvrage, on donne au massif de béton une section trapézoïdale.

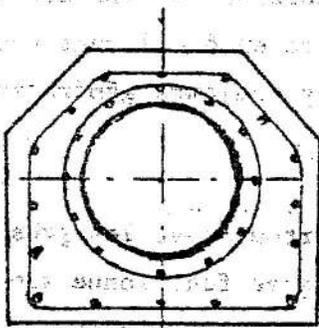


Fig 3

2 - Canalisations préfabriquées en tranchées remblayées

Cette technique consiste à mettre en place une conduite métallique ou du béton armé et à remblayer la tranchée en compactant de la terre autour.

On utilise souvent pour cela des conduites de type âme tôle formées d'un tube d'acier revêtu extérieurement d'un béton moulé vibré et intérieurement d'une couche de béton centrifugé.

On emploie aussi fréquemment des conduites en acier soudées protégées extérieurement par un revêtement bitumineux.

3 - Canalisations préfabriquées enrobées de béton

Cette méthode procède des deux précédentes. Il s'agit de conduites préfabriquées disposées dans une tranchée qui est ensuite remplie d'un béton assez faiblement dosé (200 kg de ciment au m³) et non armé.

Elle est largement utilisée pour les ouvrages de moins de 10 m de haut.

.../...

3.4.2.4. - Problèmes posés par les conduites sous digue.

1°) - infiltration le long des conduites

C'est un problème très important car toute infiltration préférentielle un tant soit peu notable met directement en cause la stabilité de l'ouvrage. En effet, dès que le débit dépasse un certain seuil, l'eau entraîne les particules fines vers l'aval, amorçant un phénomène de renard. Le terrain se délavant, le débit et la vitesse de l'eau augmentent provoquant une érosion pouvant rapidement créer un véritable chenal complètement ouvert dans le terrain. L'eau s'évacue alors très vite en produisant une large ouverture dans la digue, une vidange rapide de la retenue et des dommages à l'aval.

Pour éviter ce risque, il faut contrôler que les infiltrations préférentielles le long de la retenue obéissent bien à la règle de LANE

Pour que celle-ci soit satisfaite, il faut allonger la longueur des cheminements. Cela s'opère en construisant des écrans antirenards qui sont en général des murs transversaux de 0,10 m d'épaisseur et se développant autour de la conduite radialement sur 0,30 à 0,40 m. Ces écrans sont placés au droit des zones imperméables là où le gradient hydraulique de l'infiltration est le plus fort.

Bien entendu, l'étanchéité entre la conduite et l'écran doit être parfaite.

Lorsque la conduite est placée dans une tranchée remblayée par de la terre compactée, il faut évidemment soigner particulièrement le compactage. En fait cela est très difficile. L'enrobage de la conduite par un produit bitumineux facilite le contact intime terrain-canalisation. Mais la meilleure solution est l'enrobage par un béton de ciment coulé à pleine fouille ; on obtient ainsi une excellente liaison et une très bonne étanchéité.

La dernière partie de la conduite est drainée par une couche perméable aboutissant dans le système de drainage de la digue.

2°) - Etanchéité de la conduite

La conduite doit être parfaitement étanche surtout lorsqu'elle est

continuellement en charge. En effet, le passage d'eau sous pression dans le massif de digue peut induire dans celle-ci des pressions interstitielles amenant sa rupture ou bien des infiltrations à évolution catastrophique (renard

Les fuites peuvent apparaître

- soit à travers la conduite elle-même,
- soit au niveau des joints quand il y en a.

Les fuites à travers la conduite résultent d'une rupture provenant de la corrosion (acier) ou d'une cassure (béton).

Pour éviter la corrosion, il faut faire appel à des revêtements, ou à une protection cathodique.

Les cassures proviennent d'une charge trop forte ou d'une déformation trop importante ; ce danger est examiné au paragraphe suivant.

Lorsqu'il y a des joints, c'est souvent à ce niveau que se produisent des passages d'eau. Il en existe plusieurs types dépendant du tuyau utilisé et de la pression. Leur mise en place est une opération délicate qui doit être particulièrement soignée.

La meilleure solution est le tuyau type âme tôle, les âmes de deux tuyaux consécutifs étant soudées. Si la soudure est bien faite l'étanchéité est très bonne et il n'y a aucun risque.

Dans le cas de canalisations coulées en place avec coffrage, il faut prévoir des joints permettant la déformation longitudinale. Entre chaque élément l'étanchéité est obtenue par la mise en place dans le béton de joints type "waterstop". Le béton est souvent rendu plus étanche par un hydrofuge de masse ou par un enduit superficiel.

3°) - Résistance de la conduite aux sollicitations mécaniques

Les contraintes sous la digue dues au poids du remblai peuvent s'évaluer aisément à l'aide d'abaques et de tables (Abaques de Giroud).

.../...

En première approximation on peut la prendre égale à $\gamma h \times k$

$$\sigma = \gamma h \times k$$

γ = poids volumique humide du matériau

h = hauteur du remblai au-dessus de la conduite

$k = 1,3 \text{ à } 1,5$

Si γ est en T/m³ et h en m σ s'exprime en Tonne-force par m² (1 bar $\approx 10^5$ Tf/m²).

Mais dans certains cas, en particulier quand la conduite, trop rigide ne suit pas le tassement du milieu, la pression développée au-dessus d'elle peut être nettement plus forte.

De toutes façons, la pression due au poids du terrain n'est pas, en général, dangereuse car elle est très répartie. Il est extrêmement rare que sous des remblais de moins de 20 m de haut elle entraîne la rupture de la canalisation.

Le problème des ruptures dues aux passages de rouleaux compacteurs est autre.

Certes d'après le calcul, dès que la couverture de terre dépasse 0,50 m les contraintes induites par le train de roues d'un compacteur de 25 T dépasse à peine 1 bar.

En réalité on compacte souvent sur des canalisations avec des épaisseurs bien moins grandes. Il suffit alors de la présence au-dessus du tuyau, d'une pierre un peu grosse pour que le poids de la roue se transmette intégralement au tuyau et menace de le rompre. Il faut donc proscrire tous les tubes en matériaux fragiles (béton non armé, fonte grise) simplement entourés de terre compactée. Quand la conduite est enrobée dans du béton coulé en tranchée, le danger est pratiquement nul.

Un autre problème aussi important est le risque de rupture par flexion longitudinale due aux tassements.

.../...

La question est relativement complexe car, en cas de tassement excessif, on ignore quel est le comportement réel de la conduite. Pour essayer d'analyser le phénomène on est donc obligé de se donner des hypothèses.

Si la fondation est de bonne qualité, le tassement se fera surtout au niveau de la tranchée d'ancrage. Là le terrain naturel est remplacé par de la terre compactée.

Si la fondation est molle, le tassement se produira sur tout le remblai en croissant graduellement du bord au centre.

Sous l'effet du poids de la digue, il se produit un déplacement vers le bas dû à la fois à l'élasticité instantanée et à la consolidation.

On peut le calculer par les méthodes classiques de la mécanique des sols.

La canalisation prise dans le terrain est amenée à suivre ce tassement. Deux cas peuvent alors se produire :

- si elle est suffisamment souple, la conduite suit le terrain ; il suffit alors simplement de vérifier qu'elle ne risque pas de se rompre.

- si elle est très rigide (conduite largement enrobée de béton armé) il y a risque de décollement des terres en-dessous, ce qui est très grave car cela conduirait à des écoulements préférentiels et à des risques de renards.

Il faut donc adapter la conduite à la nature du terrain et proscrire tout enrobage trop rigide sur fondation molle.

Une fois calculée la courbe des tassements sous la digue, il est facile de vérifier la résistance de la conduite.

ρ étant le rayon de courbure minimum de la déformation du tassement,

E étant le module d'élasticité du matériau de conduite,

v étant la demi-hauteur de la conduite,

la contrainte engendrée est :

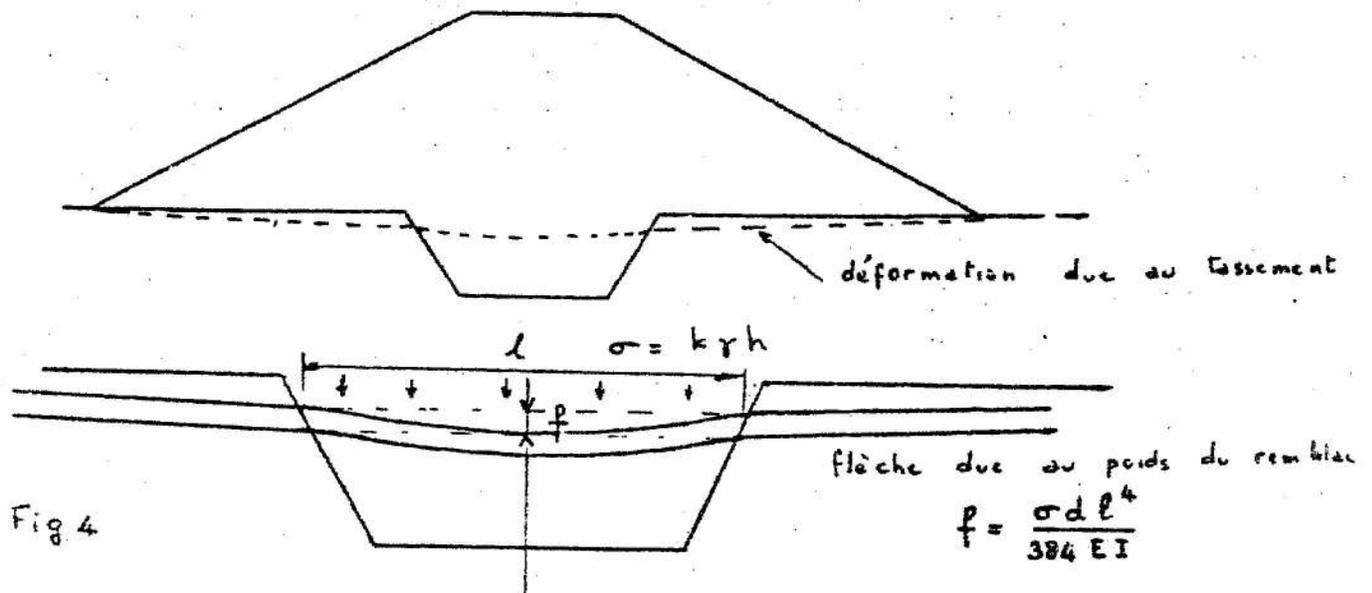
$$n = \frac{Ev}{\rho}$$

(v et ρ étant exprimés dans les mêmes unités, n s'exprimera dans la même unité que E, le plus commode étant le bar)

On s'aperçoit que dans la plupart des cas, il n'y a pas de risque pour l'acier, d'autant plus qu'au-delà de la limite élastique il y a de larges capacités de déformations plastiques.

En cas d'enrobage béton (non armé), il est bien évident que la partie inférieure va subir des tractions qui vont l'amener à se fissurer transversalement. Si la déformation n'est pas trop importante, ces fissures ne sont pas dangereuses quoiqu'elles représentent un risque accru de corrosion pour l'âme d'acier. Une différence trop forte pourrait accentuer les efforts sur le tube interne et accroître le risque de rupture. Dans ce cas, on n'a pas intérêt à enrober sur une grande épaisseur ni à doser trop fortement en ciment, un béton sous dosé étant plus plastique.

En cas de canalisations en béton armé, il est nécessaire de vérifier la résistance aux armatures et de contrôler, en comparant la flèche due au poids du remblai avec celle due au tassement, qu'il n'y a pas risque de décollement sous la conduite.



d = largeur de la conduite

l = longueur intéressée

I = moment d'inertie de la conduite

3.4.2.5. Conclusion sur la mise en place des conduites.

Les conduites en béton armé doublement coffré sont très résistants mais relativement raides. Il s'agit d'une solution coûteuse qui ne doit être utilisée que sur fondation rigide et après vérification des contraintes induites par le tassement.

Les conduites préfabriquées en tranchées remblayées sont faciles à mettre en place et peu coûteuses. Mais la liaison terre tuyau doit être parfaite (enduit bitumineux) et le compactage spécialement soigné. Le mieux est alors d'utiliser le tuyau d'acier qui suit bien le tassement. Le tuyau en béton type assainissement avec joint à emboîtement, est à déconseiller surtout si le tassement est important.

Les canalisations préfabriquées enrobées de béton maigre donnent une solution satisfaisante aux problèmes d'infiltration. Mais elles peuvent être sensibles aux tassements s'ils sont notables. En cas de fondation compressible il faut alors vérifier par le calcul que la conduite peut suivre sans désordre grave le déplacement du terrain.

Evacuateur de crue1 - Nécessité d'une bonne évacuation des crues - Danger de submersion

La submersion d'un barrage en terre au passage d'une forte crue est toujours un phénomène particulièrement dangereux. Une grande proportion des accidents de rupture survenus à ce type de barrage ont eu pour origine des surverses provenant de crues qui dépassaient les possibilités du dispositif d'évacuation.

Rappelons qu'on appelle habituellement crue de projet le débit maximum qui peut transiter à travers les dispositifs évacuateurs de l'ouvrage, sans qu'il en résulte des dégâts ou un danger quelconque.

Cette crue de projet ne correspond pas forcément à la crue amont exceptionnelle qui l'engendre car, entre les deux il y a l'effet de laminage dû à la montée du plan d'eau jusqu'au niveau prévu des plus hautes eaux.

Le plus souvent, l'évacuateur est constitué par un seuil déversant ou un déversoir latéral ou frontal, suivi d'un coursier aboutissant à un bassin dissipateur d'énergie, puis au lit du cours d'eau.

Ce type d'ouvrage est dans bien des cas, susceptible d'absorber des débits de 10 à 30 % supérieurs à celui de la crue de projet sans dégâts catastrophiques à condition que cela ne dure pas plus de quelques dizaines de minutes. Notons que cette circonstance représente une sécurité complémentaire importante.

Au delà, si le débit continue à croître, des débordements commencent à se manifester ou bien par dessus la digue, ou bien par dessus les bajoyers du coursier.

Une surverse prolongée le long du déversoir et du coursier peut amener rapidement des ravinements considérables.

Une légère submersion pendant un temps limité (quelques dizaines de minutes) par une lame d'eau peu épaisse (quelques centimètres) par dessus la digue peut, par contre, ne pas être dramatique

pour le barrage si la crête est suffisamment résistante (par exemple traitée en chemin revêtu), si le parement aval est enherbé et si on a disposé un enrochement de pied de bonnes dimensions. Elle se traduira seulement par des amorces de ravinement là où les filets d'eau se seront concentrés.

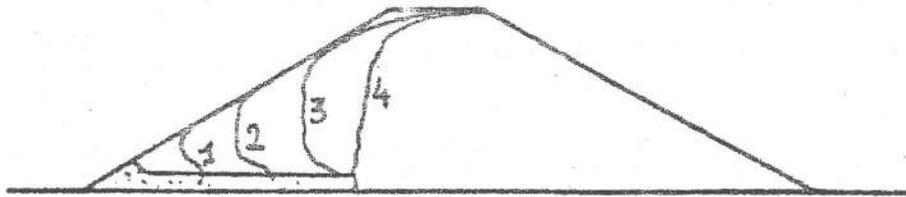
Par contre, pour des charges de plusieurs dizaines de centimètres et des durées dépassant l'heure, l'érosion sera beaucoup plus importante. Elle se déroule en 2 phases. Durant la première, elle commence avec une grande intensité au pied aval, là où les filets d'eau ont la vitesse la plus élevée. Ceci explique l'intérêt de placer dans cette zone un massif d'enrochement bien stable. Si le barrage comporte un drain filtre tapis mal protégé, les matériaux en seront rapidement arrachés, ce qui accélérera d'autant l'érosion du talus aval (Fig. 1). Ce phénomène est apparu très nettement sur les essais en modèle réduit ; son apparition montre tout l'intérêt de disposer d'un drain vertical. Un talus aval en matériaux argileux très cohérent muni d'un drain interne vertical bien protégé au sommet sera en effet beaucoup moins rapidement attaqué et offrira donc une sécurité supplémentaire intéressante.

Au bout d'un certain temps le talus aval est complètement creusé jusqu'à la crête et remplacé par une paroi verticale dont la hauteur est un peu inférieure à celle du barrage.

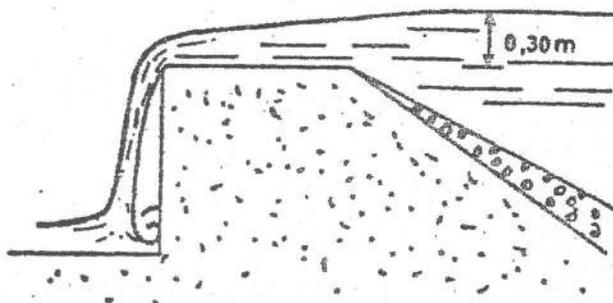
Dans le cas d'une vallée étroite, une telle configuration peut se développer sur toute sa largeur. Dans une vallée large, elle ne prévaut que sur quelques dizaines de mètres. A partir de ce moment commence la deuxième phase.

Si la lame d'eau continue à se déverser, avec une charge du même ordre, la configuration en question est fortement instable et aboutit rapidement à un basculement en bloc sur une hauteur certes inférieure à celle du barrage, mais néanmoins suffisante pour créer une onde liquide brutale génératrice d'une inondation catastrophique (Fig. 1).

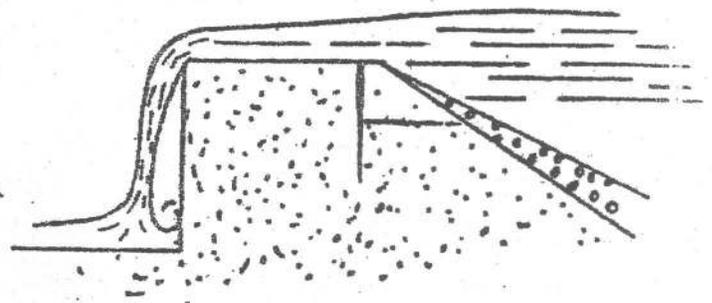
.../...



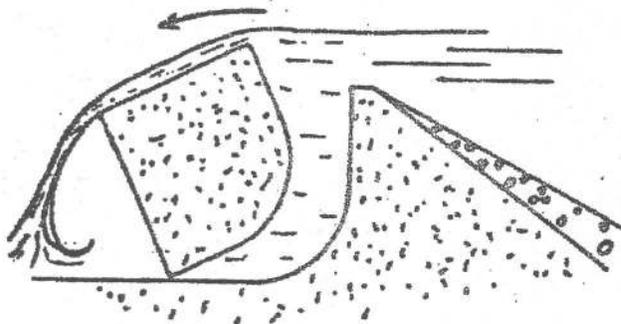
1ère Phase : érosion progressive



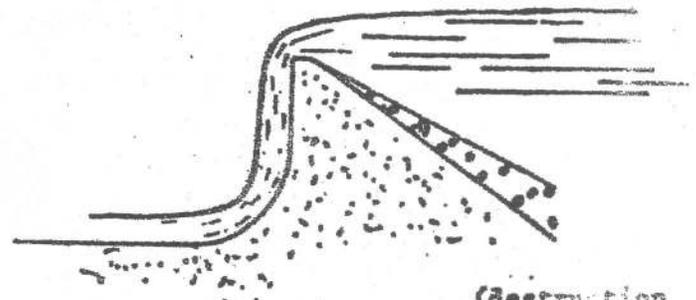
a - fin de l'érosion progressive



b - fissuration de la crête



c - décollement et basculement



d - érosion accélérée (destruction en quelques heures)

2ème Phase : basculement

Fig. 1 - Les diverses phases de la destruction d'un barrage en terre par submersion.

Suivant la nature du matériau du talus aval et l'épaisseur de la lame d'eau, la première phase peut durer de quelques dizaines de minutes à quelques heures. La deuxième phase beaucoup plus brutale, peut conduire à la rupture en quelques minutes, sinon quelques secondes.

A noter que la section de la vallée n'est jamais libérée complètement, tant en largeur qu'en hauteur. Les calculs d'inondation exécutés dans l'hypothèse de l'effacement instantané de l'ouvrage sont donc pessimistes, surtout pour les vallées de grande largeur.

2 - Laminage des crues

Dans les petits bassins versants, les débits de crue instantanés sont en général relativement élevés. Calibrer l'évacuateur pour ce débit, peut conduire à des dépenses importantes. Or ces crues à débit instantané élevé, n'ont en général qu'un volume total relativement limité et on peut, le plus souvent aisément, les stocker dans la tranche disponible entre la cote du déversoir et celle des plus hautes eaux. On peut alors se contenter d'évacuer un débit inférieur à celui de la pointe des crues, sans qu'il y ait le moindre risque.

Toutefois, il faut également vérifier que le volume disponible dans cette tranche est suffisant pour également écarter les crues engendrées par les pluies de même fréquence, mais de durées supérieures au temps caractéristique du bassin. De telles crues peuvent avoir un débit de pointe moins important, mais encore supérieur à celui de l'évacuateur et comme leur volume peut être beaucoup plus grand, cela peut nécessiter, soit d'accroître les possibilités du déversoir, soit d'augmenter le stockage (Fig. 2).

Pratiquement, l'étude du laminage de crue se mène en utilisant la méthode de BLACKMORE.

On commence d'abord par se fixer une charge maximale admissible au dessus du seuil du déversoir. Pour des raisons d'hydraulique, on la fixe en général entre 0,60 et 1,20 m. On calcule ensuite le déversoir de façon à évacuer sous cette charge un débit compris entre les 2/3 et les 9/10 de celui de la crue de projet (suivant le rapport entre le volume stockable et le volume de la crue).

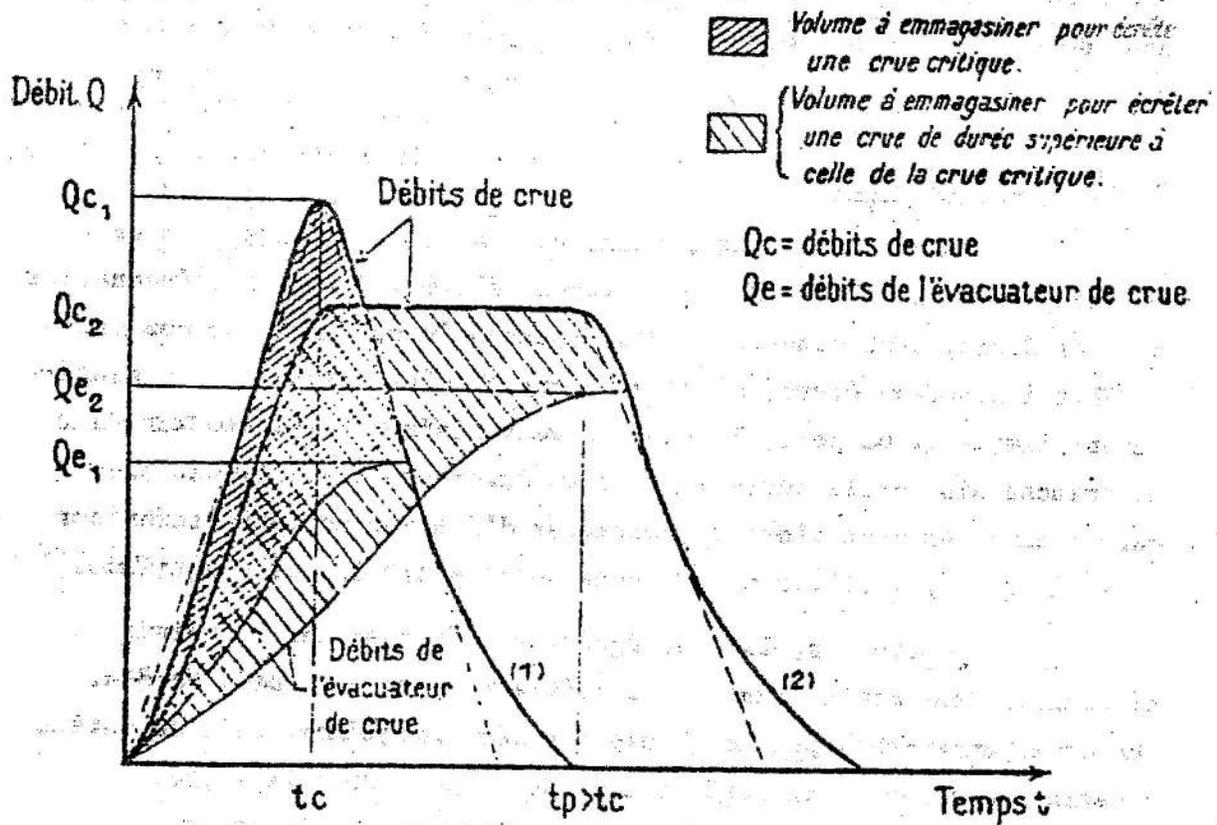


Fig. 2 - Stockage et évacuation des crues

Suivant la nature du matériau du talus aval et l'épaisseur de la lame d'eau, la première phase peut durer de quelques dizaines de minutes à quelques heures. La deuxième phase beaucoup plus brutale, peut conduire à la rupture en quelques minutes, sinon quelques secondes.

A noter que la section de la vallée n'est jamais libérée complètement, tant en largeur qu'en hauteur. Les calculs d'inondation exécutés dans l'hypothèse de l'effacement instantané de l'ouvrage sont donc pessimistes, surtout pour les vallées de grande largeur.

2 - Laminage des crues

Dans les petits bassins versants, les débits de crue instantanés sont en général relativement élevés. Calibrer l'évacuateur pour ce débit, peut conduire à des dépenses importantes. Or ces crues à débit instantané élevé, n'ont en général qu'un volume total relativement limité et on peut, le plus souvent aisément, les stocker dans la tranche disponible entre la cote du déversoir et celle des plus hautes eaux. On peut alors se contenter d'évacuer un débit inférieur à celui de la pointe des crues, sans qu'il y ait le moindre risque.

Toutefois, il faut également vérifier que le volume disponible dans cette tranche est suffisant pour également écarter les crues engendrées par les pluies de même fréquence, mais de durées supérieures au temps caractéristique du bassin. De telles crues peuvent avoir un débit de pointe moins important, mais encore supérieur à celui de l'évacuateur et comme leur volume peut être beaucoup plus grand, cela peut nécessiter, soit d'accroître les possibilités du déversoir, soit d'augmenter le stockage (Fig. 2).

Pratiquement, l'étude du laminage de crue se mène en utilisant la méthode de BLACKMORE.

On commence d'abord par se fixer une charge maximale admissible au dessus du seuil du déversoir. Pour des raisons d'hydraulique, on la fixe en général entre 0,60 et 1,20 m. On calcule ensuite le déversoir de façon à évacuer sous cette charge un débit compris entre les 2/3 et les 9/10 de celui de la crue de projet (suivant le rapport entre le volume stockable et le volume de la crue).

On étudie alors les variations du volume d'eau stocké ou, ce qui revient au même, les variations du niveau du plan d'eau au moment des crues.

On commence par la crue correspondant à une pluie ayant pour durée le temps critique t_c (hydrogramme triangulaire), on poursuit ensuite par des crues de durées plus longues $t'_c, t''_c \dots$ (hydrogramme d'allure trapézoïdale, pour déterminer la cote maximale des eaux et le débit maximal du déversoir.

Cette étude peut se faire par calcul sur ordinateur. Le C.T.G.R.E.F. possède les programmes correspondants et peut faire les études à la demande. Si l'on ne dispose pas de cette facilité, le calcul s'opère assez aisément par la méthode graphique de BLACKMORE.

Principe de la méthode graphique de BLACKMORE

Le temps total de la crue est divisé en une série de pas de temps Δt . Pratiquement, il suffit de diviser la durée totale en 12 à 16 pas de temps Δt (qui ne seront pas forcément égaux entre eux, ce qui peut être intéressant pour mieux serrer la pointe de l'hydrogramme).

Pendant l'intervalle Δt , la variation du volume d'eau stockée se traduit par l'expression :

$$\Delta v = \Delta t (Q_c - Q_e)$$

Q_c = débit de crue à l'instant considéré

Q_e = débit de l'évacuateur au même instant.

Dans un plan repéré par un système d'axes avec les volumes en ordonnée et les débits en abscisse, cette équation représente une droite de pente Δt et passant par 2 points d'abscisses Q_c et Q_e .

Finalement on établit un graphique composé comportant

(Fig. 3) :

- à gauche, la représentation du volume ~~emmagasiné~~ en fonction de la hauteur h du plan d'eau au dessus du déversoir (axe à double graduation).
- à droite, la courbe du débit de l'évacuateur Q_e en fonction du volume ~~emmagasiné~~, c'est-à-dire finalement en fonction de h (courbe 1).

- à droite également et à partir d'une 2^e échelle des ordonnées graduée en Δt , l'hydrogramme de crue Q_c en fonction du temps. (courbe 2).

Si Q_e et Q_c étaient constants dans l'intervalle Δt à chaque pas de temps Δt , il y aurait un incrément de volume

$$\Delta v = (Q_c - Q_e) \Delta t$$

En réalité Q_e varie de ΔQ_e

et Q_c de ΔQ_c

et l'on travaille à partir de Q_e moyen = $Q_e + \frac{1}{2} \Delta Q_e$

et de Q_c moyen

Entre le pas de temps n et le pas de temps $n + 1$

on aura ainsi $\Delta v = (Q_c \text{ moyen} - Q_e \text{ moyen}) \Delta t$.

Le bas de la Fig.3 illustre le détail de l'application de la méthode entre les temps t_3 et t_4 Δt .

Sur la courbe Q_e le point n° 3 résulte de la progression 0, 1, 2, 3. (point de fonctionnement correspondant au 3^{ème} Δt).

Sur la courbe Q_c , on a directement Q_c moyen en suivant l'horizontale à mi-distance entre t_3 et t_4 .

En faisant partir de Q_{e3} une demi-droite de pente $\frac{\Delta t}{2}$ poursuivie jusqu'à Q_c moyen et de là une autre demi-droite de pente

$-\frac{\Delta t}{2}$ on recoupe la courbe des Q_e à Q_{e4}

$$\text{tel que } v_4 = v_3 + \Delta v = v_3 + (Q_{cm} - Q_{e3}) \frac{\Delta t}{2} - (Q_{e4} - Q_{cm}) \frac{\Delta t}{2} =$$

$$\Delta t Q_{cm} - \Delta t \frac{Q_{e3} + Q_{e4}}{2}$$

.../...

La Fig. (3) montre la construction poursuivie jusqu'au bout. V_{\max} est atteint au 11^e pas de temps puisque $V_{12} < V_{11}$; h_{\max} en résulte.

Le démarrage se fait en prenant Q_c (entre 0 et 1) pour $-\frac{\Delta t}{2}$ et, à partir de l'ordonnée $-\frac{\Delta t}{4}$ en construisant le segment de droite de pente $-\frac{\Delta t}{4}$ qui coupe la courbe Q_e en Q_{e1} .

La construction est reprise par des hydrogrammes correspondant à des pluies plus longues jusqu'à ce qu'on obtienne la plus grande des h_{\max} .

Compte tenu des résultats obtenus, on gardera le type de déversoir choisi au départ en réglant la hauteur de la digue en conséquence, ou bien on recommencera avec un déversoir de dimensions différentes.

3 - Différents types d'évacuateurs de crue

Les évacuateurs de crue peuvent être classés suivant différents critères :

- leur type de fonctionnement hydraulique : évacuateur de surface ou évacuateur en charge.

- leur emplacement par rapport à la digue : évacuateur latéral ou évacuateur central.

Dans le premier cas, on peut retenir 2 sous-catégories : entonnement latéral ou entonnement frontal.

Dans le second cas, l'évacuateur peut être indépendant du corps de digue ou construit sur lui.

- Enfin, la forme et surtout la nature du seuil .

On peut en effet utiliser soit un seuil naturel, mais cette disposition est rare, soit un seuil artificiel le plus souvent construit en béton de ciment.

3.1. Évacuateurs de surface ou évacuateurs en charge

L'évacuateur de surface est constitué au départ par un déversoir qui, en général, a un seuil se développant linéairement.

Le seuil débite dans un chenal à pente faible qui amène l'eau du côté aval de la digue. L'eau emprunte ensuite un coursier dont la forte pente permet de rattraper la différence de cote entre le niveau de la retenue et le lit de la rivière à l'aval et aboutit, avec une vitesse importante, dans un ouvrage dissipateur qui absorbe l'énergie de la veine liquide.

Avec les évacuateurs en charge, l'eau transite par une galerie ou une conduite de grand diamètre. Cette conduite peut être alimentée soit par un déversoir à crête ronde circulaire (tulipe) soit par une vanne de fond (Fig. 4).

L'évacuateur de surface possède l'immense avantage d'avoir un débit croissant comme la puissance $3/2$ de la charge ; en jouant sur la revanche, il fournit ainsi une marge de sécurité beaucoup plus importante qu'un orifice dont le débit ne varie qu'en fonction de la puissance $1/2$ de la charge. Un déversoir tulipe débouchant dans une conduite ne fonctionne comme tel que s'il est dénoyé. Dès qu'il est noyé, il se met pratiquement à débiter comme un orifice à veine moulée.

Le déversoir tulipe est le plus souvent monté sur une tour qui permet, par la même conduite, la vidange de fond et qui supporte la prise d'eau. Pendant longtemps on a conseillé d'associer à ce type de déversoir une galerie établie dans le versant de la vallée. On emploie maintenant couramment des conduites de béton armé traversant le barrage.

Les siphons sont un cas particulier d'évacuateur en charge. Il est constitué par une conduite épousant schématiquement la forme de la digue et dont l'amorçage est réalisé automatiquement par la surélévation du plan d'eau de la retenue. Son débit qui est proportionnel à la puissance $1/2$ de la charge, c'est-à-dire de la différence entre la cote de la retenue et celle du niveau de restitution, peut être très important. Toutefois, les siphons ont l'inconvénient de

.../...

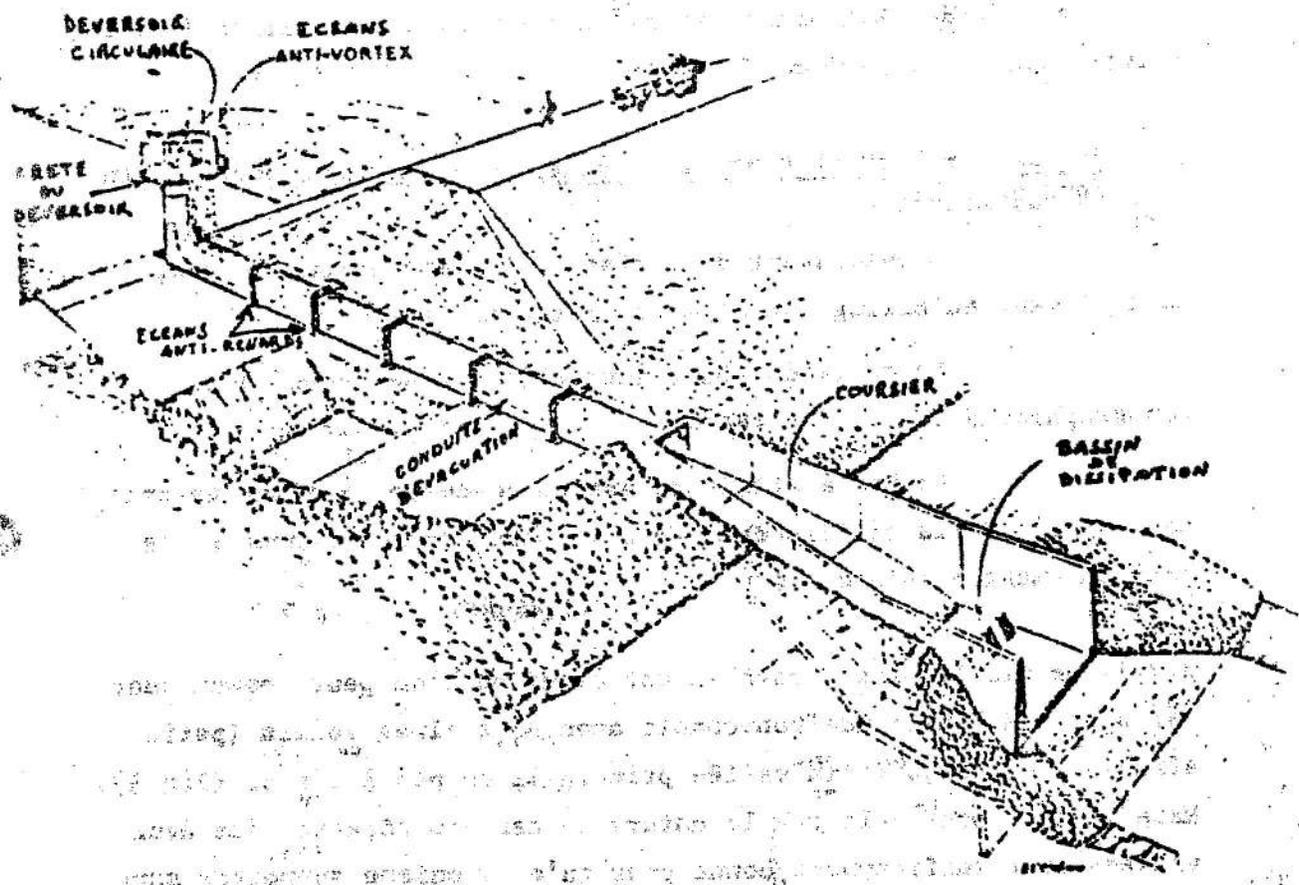


Fig. 4 - Evacuateur par déversoir circulaire et conduite enterrée.

s'obstruer aisément (arbres, glaces ...) et les successions d'amorçage et de désamorçage entraînent un écoulement irrégulier à l'aval (schéma de siphon Fig. 32).

3.2. Évacuateur latéral (sur le versant) ou évacuateur central (en fond de vallée)

L'évacuateur de surface est placé selon les cas, latéralement au barrage ou dans sa partie médiane.

Le choix dépend essentiellement des conditions topographiques .

Le but à atteindre est de conduire le débit de crue dans le lit de la rivière à la fois le plus économiquement et le plus sûrement possible.

3.2.1. Le cas le plus favorable est celui où l'on peut communiquer par un col à l'altitude convenable avec un thalweg voisin (petit affluent) qui rejoint la vallée principale un peu à l'aval (Fig. 5). Mais il faut pour cela que la nature du terrain séparant les deux vallées soit suffisamment bonne pour qu'elle puisse supporter sans dommage le déversoir, le coursier et le système dissipateur d'énergie.

Cette solution présente un avantage considérable : en cas de forte crue, dépassant le débit de la crue de projet, les débordements et affouillements n'auront qu'un caractère limité de gravité ce qui apporte encore une sécurité supplémentaire.

Dans certains cas, même si l'on n'installe pas un déversoir bétonné sur un tel col, cette disposition topographique peut permettre des débordements en grande surface, donc avec des lames déversantes peu épaisses et donc des risques d'érosion réduits. Au prix d'aménagements restreints, il est ainsi possible de bénéficier d'un supplément de sécurité intéressant.

3.2.2. Le plus souvent le déversoir est installé latéralement à la digue et restitue l'eau dans la même vallée à l'aval du barrage.

En général, on cherche à placer l'évacuateur dans une zone dégagée où la pente du versant est faible, ce qui diminue le volume des terrassements. On peut alors réaliser un entonnement frontal,

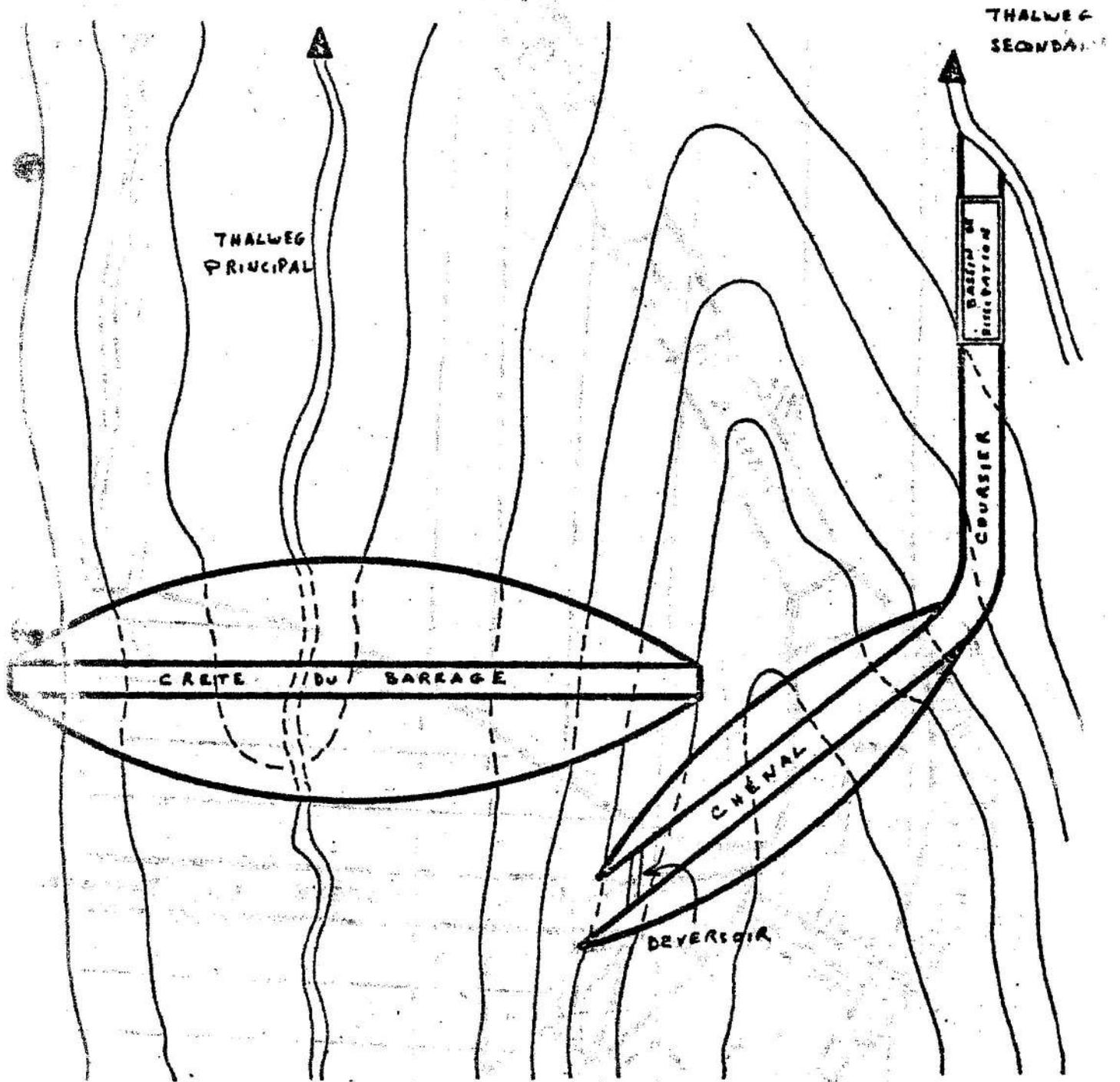
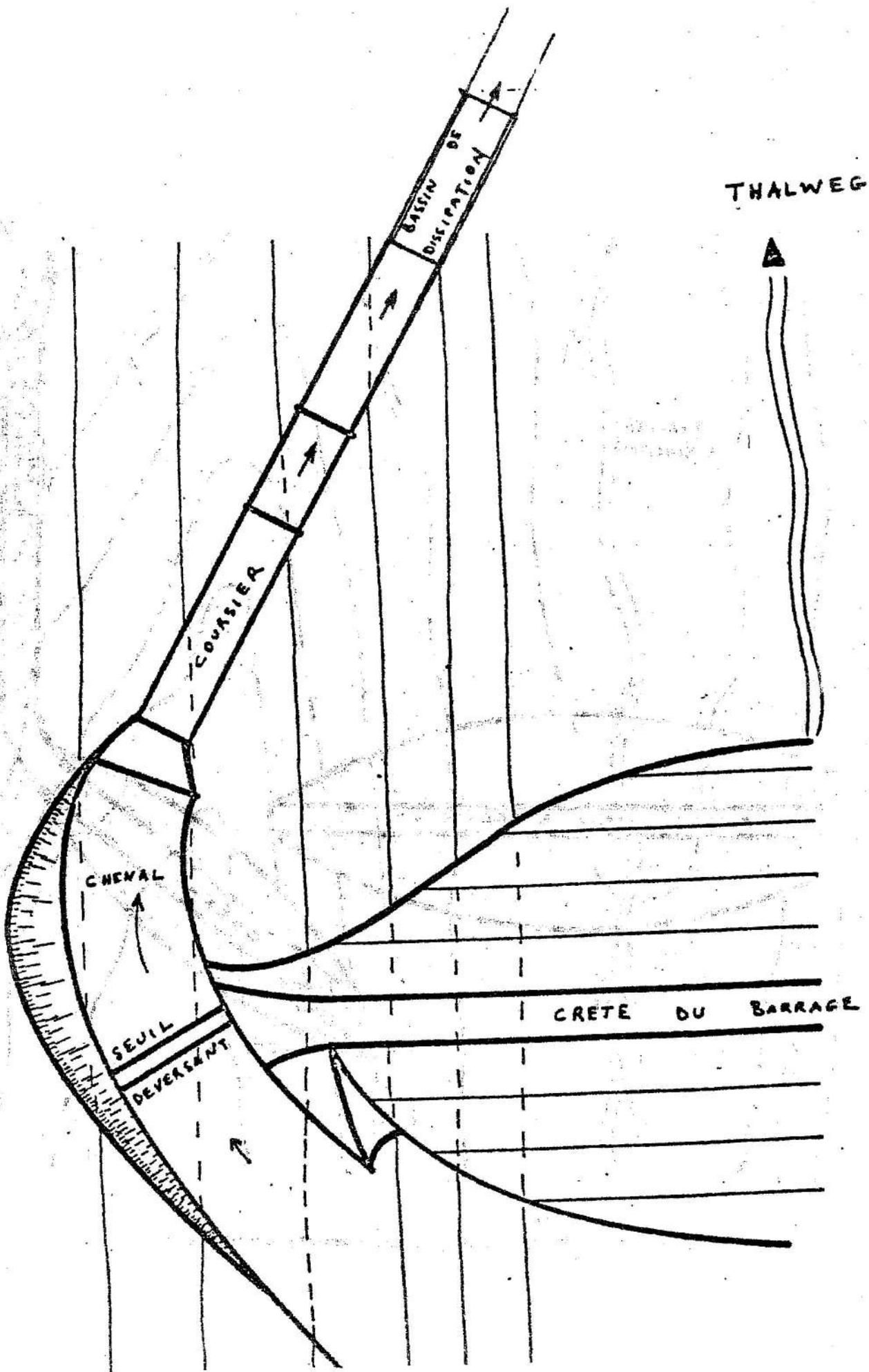


Fig. 5 - Evacuation par un thalweg secondaire

Fig. 6 - Evacuateur latéral classique



plus intéressant sur le plan de l'hydraulique.

L'évacuateur comporte alors classiquement, d'amont en aval (Fig. 6) :

- un convergent
- un déversoir jouant le rôle du seuil de contrôle du débit en fonction de la hauteur d'eau au droit du barrage
- un chenal à faible pente (si la topographie l'exige)
- un coursier à pente ^{variable} plus accusée permettant de rejoindre le niveau du fond de la vallée (l'écoulement y restant torrentiel)
- un ouvrage dissipateur d'énergie pour restituer de l'eau dans la rivière à l'aval à une vitesse convenable

Si les versants sont à forte pente, ce dessin peut conduire à des volumes de déblais importants, il est alors préférable d'utiliser un déversoir à entonnement latéral dont l'encombrement dans le sens transversal de la vallée est beaucoup moins important : on a alors d'amont en aval (Fig. 7) :

- le déversoir avec son canal collecteur
- le coursier
- l'ouvrage de restitution dissipateur d'énergie.

3.2.3. La solution du déversoir central est intéressante dans le cas des vallées à versants en forte pente et d'un gros débit à évacuer. Classiquement, pour les ouvrages dépassant 15 m, on installe un véritable petit barrage en béton dont la partie aval est parfaitement profilée (profil CRAEGER, voir le § calculs hydrauliques) et muni à son pied d'un dispositif dissipateur du type "bec déviateur ou bassin" (Fig. 8).

Cette solution a l'inconvénient d'être coûteuse et de compliquer le chantier en créant des liaisons entre les ouvrages en terre et en béton.

Pour des hauteurs d'eau plus faibles (moins de 10 m), on peut simplifier considérablement le dessin en créant simplement un déversoir mince profilé en crête complètement placé à l'amont dans la

.../...

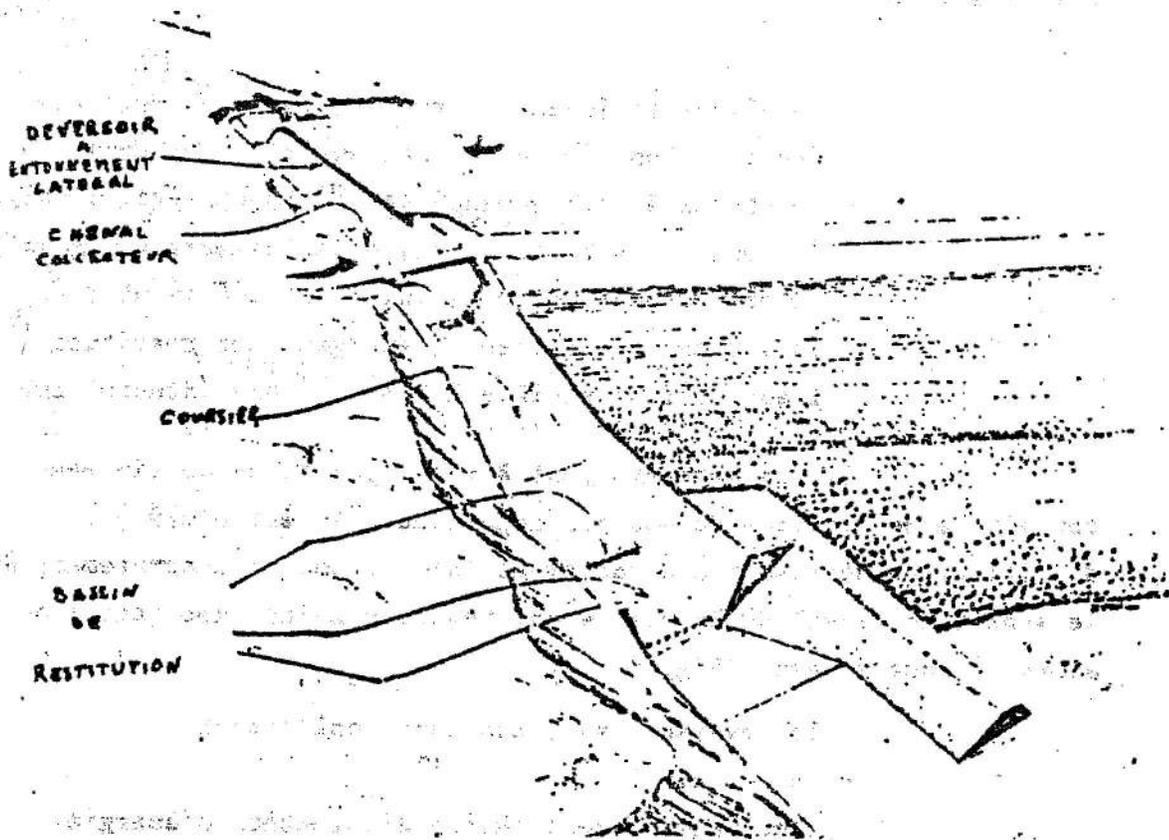


Fig. 7 - Evacuateur par déversoir à entonnement latéral.

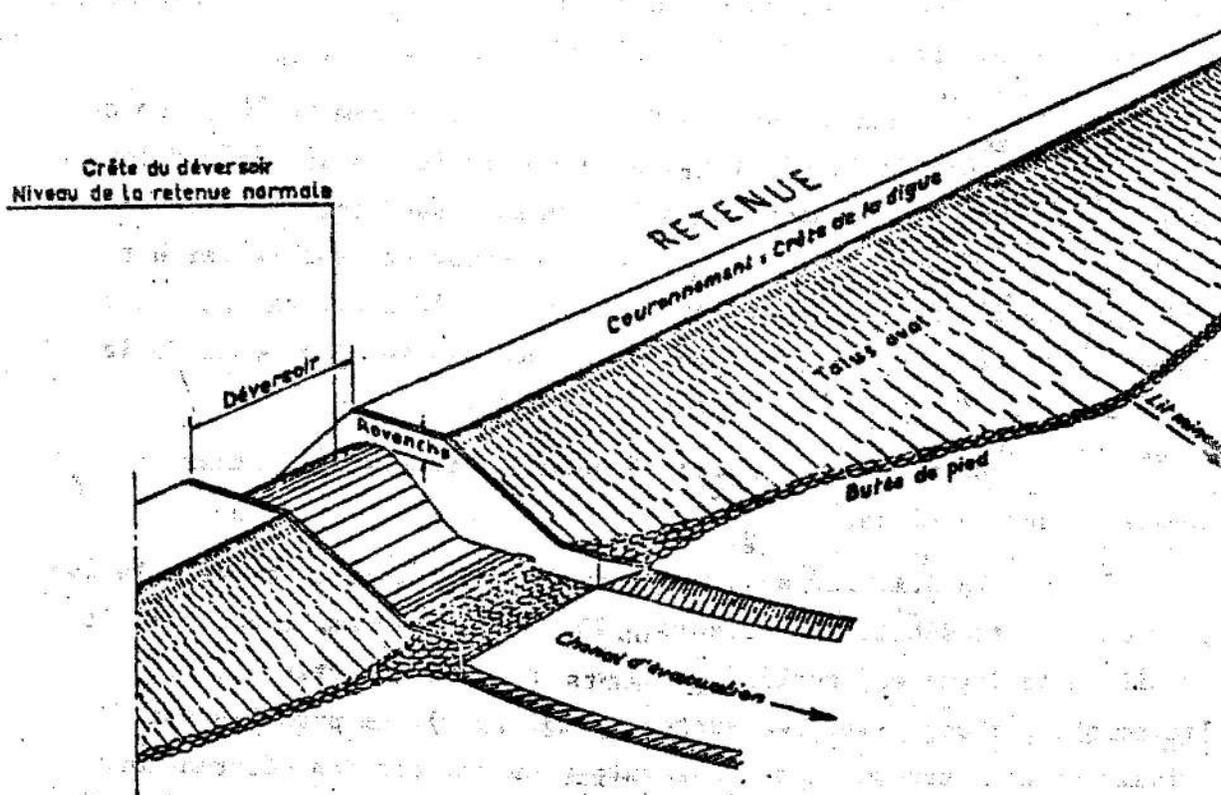


Fig. 8 - Déversoir du type barrage en béton intégré dans la digue.

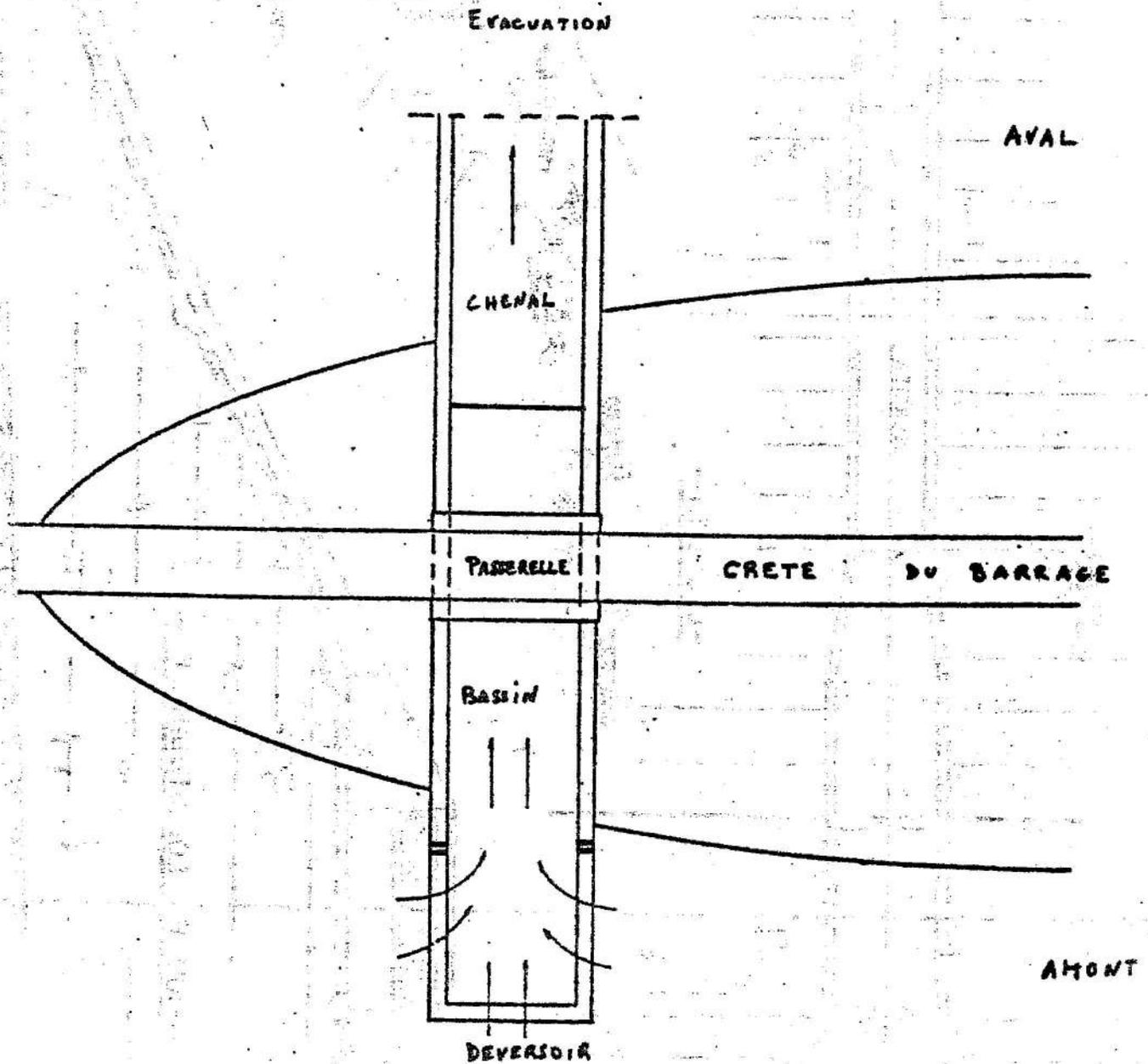
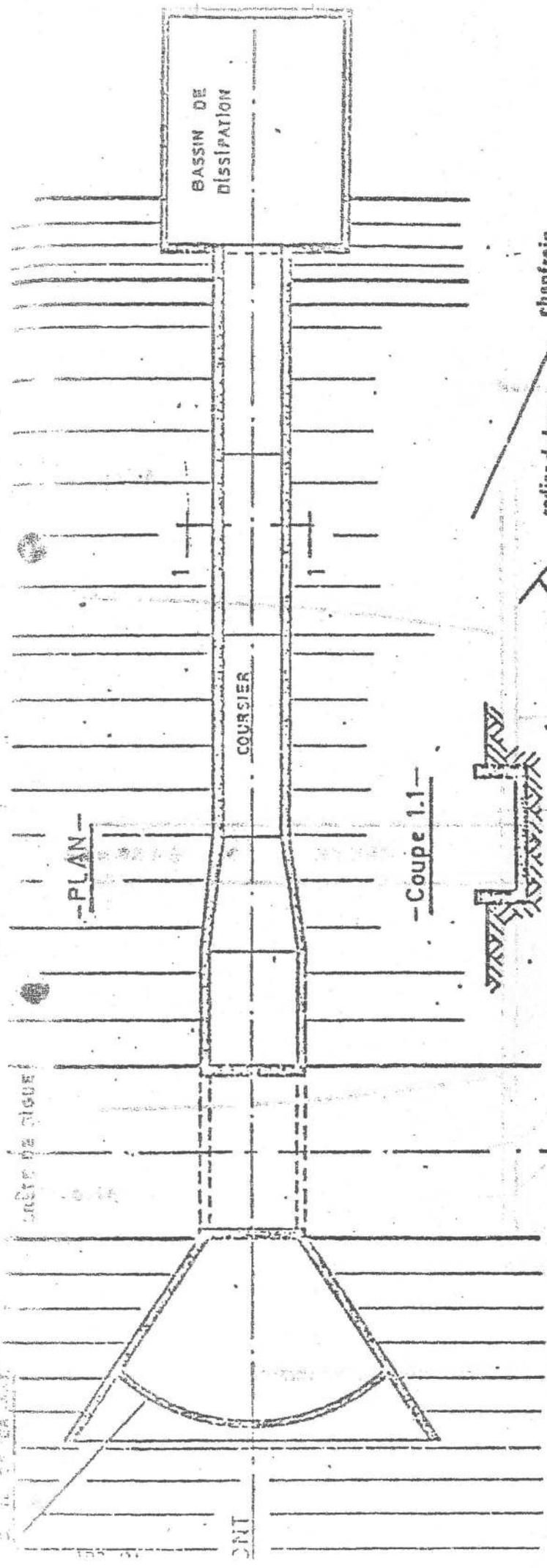
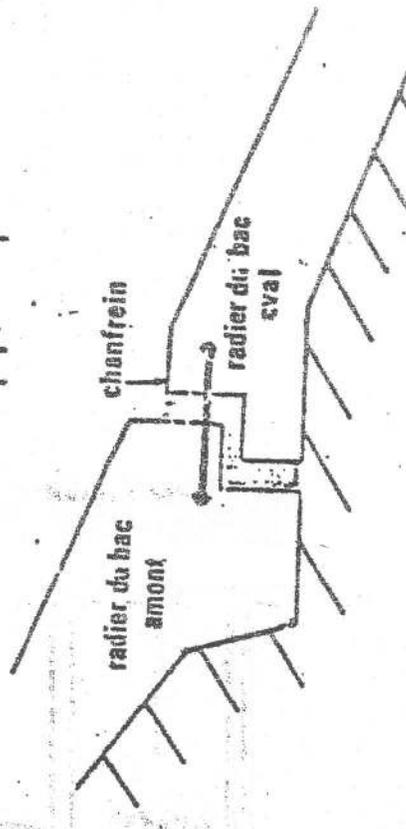


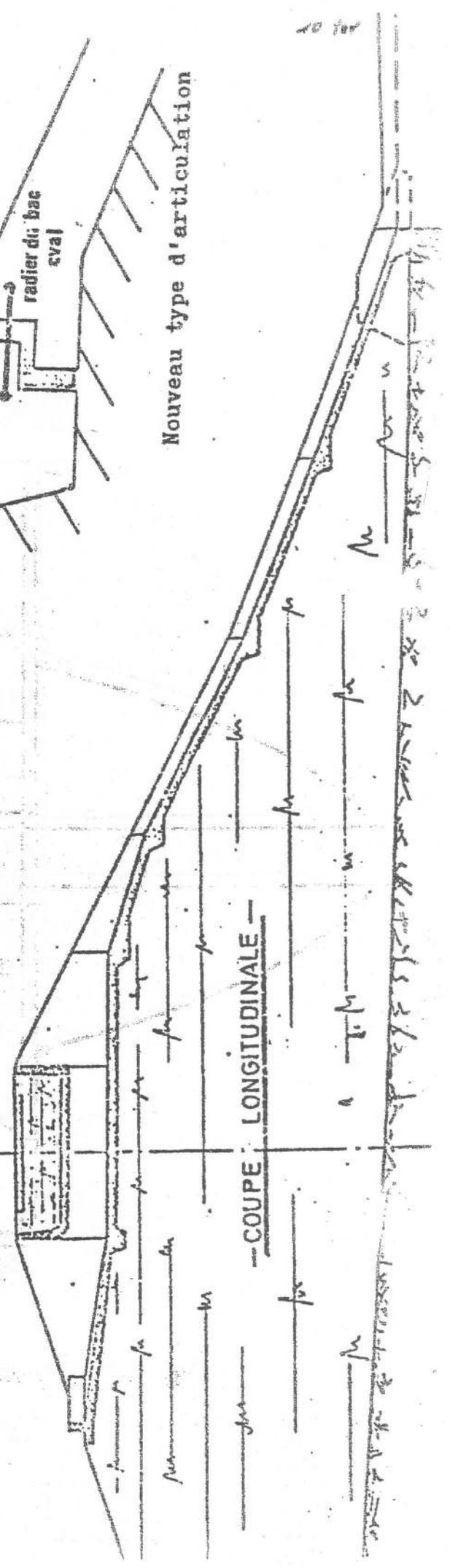
Fig. 9 - Déversoir en béton dans la retenue.



- Coupe 1.1 -



Nouveau type d'articulation



REVETEMENT EN PERRE BITUMINEUX

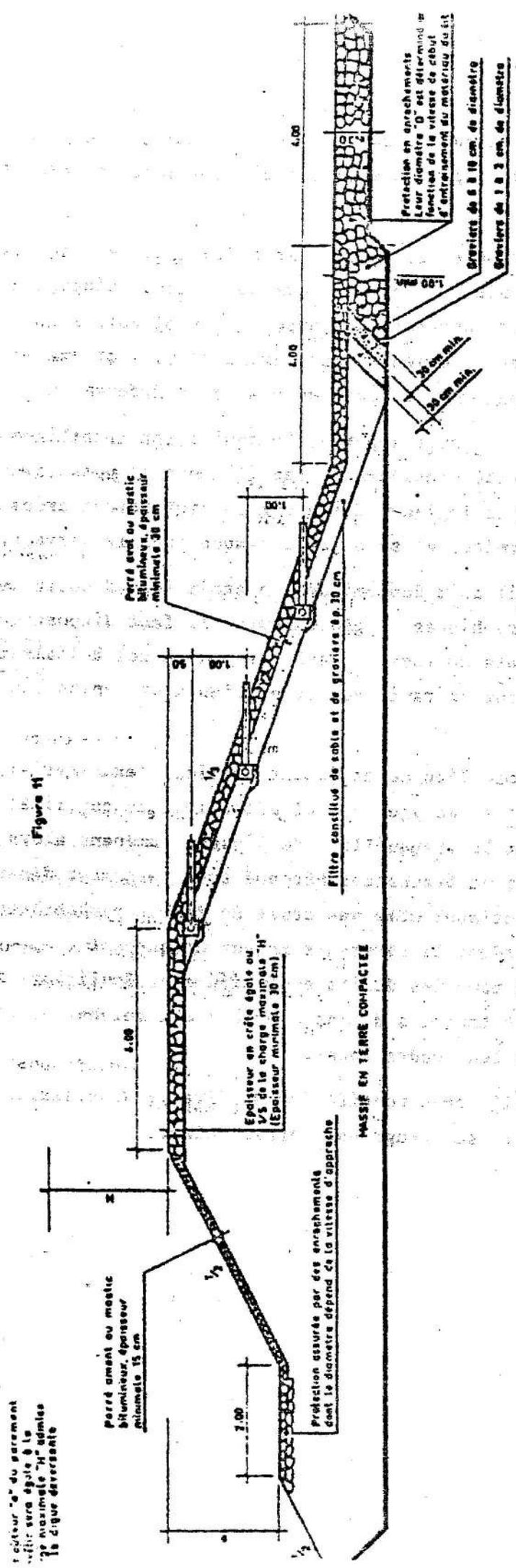


Fig. 11 - Digue déversante protégée par un perré mastiqué au bitume.

- un évacuateur mineur bétonné destiné à évacuer les crues les plus fréquentes, par exemple jusqu'à une durée de retour de 50 ans.

Cette notion était parfaitement justifiée sur le plan économique. Elle a été discréditée aux yeux de beaucoup d'utilisateurs car on a le plus souvent construit des évacuateurs mineurs sous dimensionnés ; l'évacuateur majeur fonctionnant alors avec une fréquence trop élevée, devait être remis en état très fréquemment.

Pourtant ce parti apporte, lorsqu'il est intelligemment mis en place, une sécurité considérable car il donne la possibilité en cas d'incertitude hydrologique, d'évacuer de très fortes crues en acceptant des dégâts limités et sans grand risque pour le barrage.

Pour qu'il soit économique, ce choix dépend essentiellement de circonstances topographiques et géologiques. Il faut disposer sur un sol peu affouillable ou facile à enherber, d'un col à l'altitude convenable débouchant sur un ravin voisin ou bien d'un replat bien placé sur le versant.

Il y a donc lieu de ne jamais oublier d'examiner si l'on a pas la possibilité de se ménager un tel dispositif de sécurité. L'optimum économique et la tranquillité de l'usager amènent alors en général, à concevoir un évacuateur bétonné très largement dimensionné et capable d'encaisser même des crues de faible probabilité (par ex. 1/1000) en gardant le déversoir majeur uniquement comme dispositif de sécurité pour les débits exceptionnels. Soulignons avec force qu'il s'agit toujours de cas d'espèce qui doivent être étudiés avec soin dans leur cadre local.

Les détails constructifs des différents dispositifs sont examinés plus loin au paragraphe correspondant.

.../...

4 - Hydraulique des évacuateurs

4.1. Évacuateurs en puits, galeries ou canalisations

L'évacuateur peut être totalement en charge et être simplement formé d'une vanne de fond reliée à une canalisation. Il se calcule alors comme une vidange de fond (voir § 1.6.2.)

Le plus souvent il s'agit d'un évacuateur en puits ou tulipe et qui dans le plus simple des cas peut être une sorte de tuyau vertical suivi d'une canalisation horizontale (Moine).

La courbe débit-charge comporte 3 parties pratiquement indépendantes (Fig. 11)

- en 1. l'écoulement est dénoyé et l'évacuateur fonctionne pratiquement en déversoir
- en 2. l'écoulement est noyé et ressemble à celui d'un orifice de fond.
- en 3. le tuyau est en charge et contrôle le débit.

4.1.1. Écoulement de type dénoyé (Fig. 12)

Considérons le cas d'un déversoir tulipe à crête ronde.

Soient D_s le diamètre au sommet du déversoir
 h la charge

Le débit est donné par une formule du même type que celle d'un déversoir rectiligne :

$$Q = \mu \cdot \pi \cdot D_s \sqrt{2g} \cdot h^{3/2} \cdot f$$

f est un facteur de réduction dû à la concentration des filets liquides

$$f = 1 - (0,3 + 2 r/D_s) \frac{h}{D_s}$$

μ coefficient de contraction dépend de la charge :

$$\mu = 0,385 + 0,085 \frac{h}{r} - 0,01 \left(\frac{h}{r}\right)^2$$

.../...

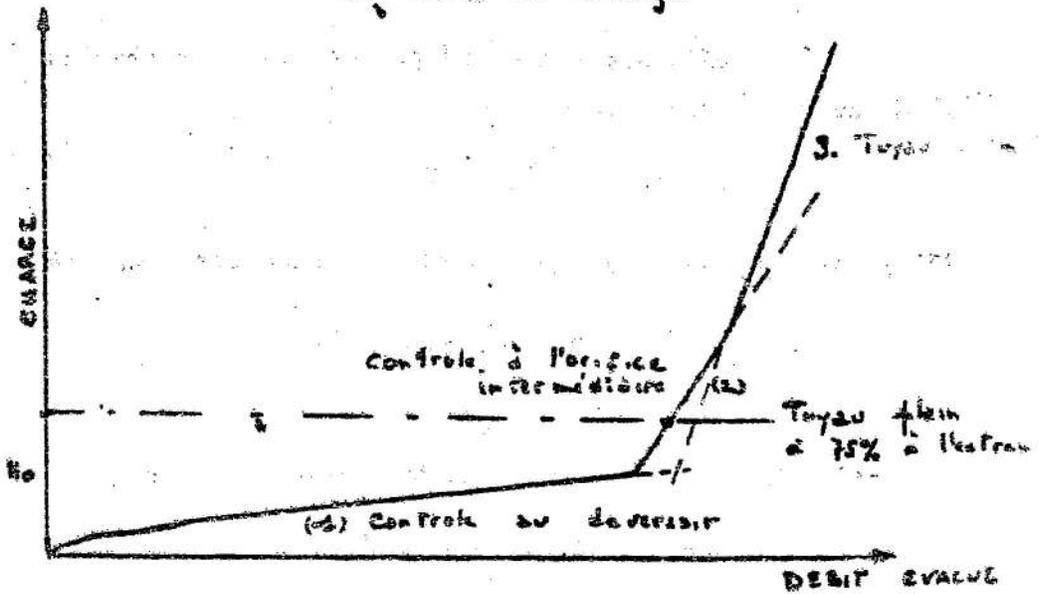
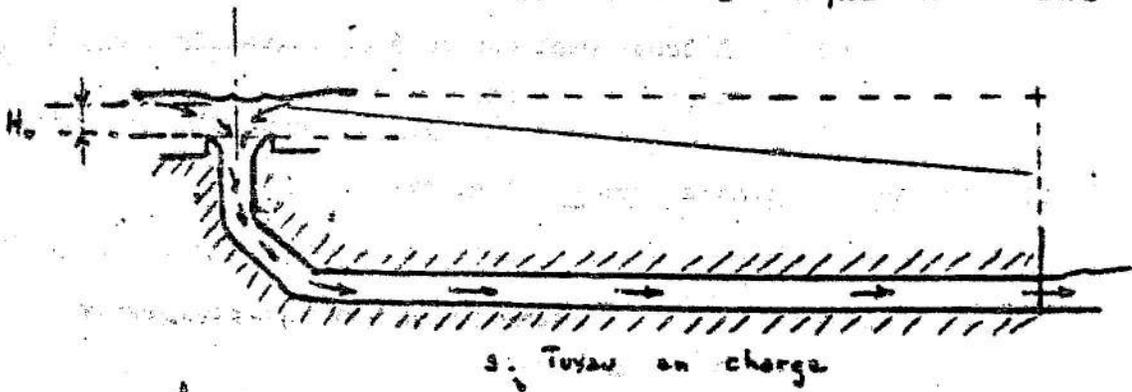
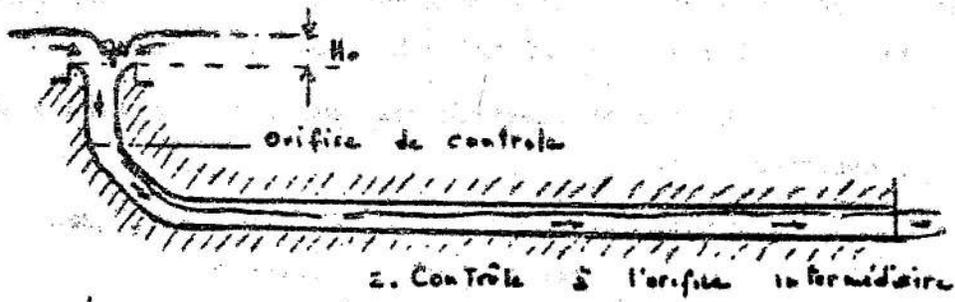
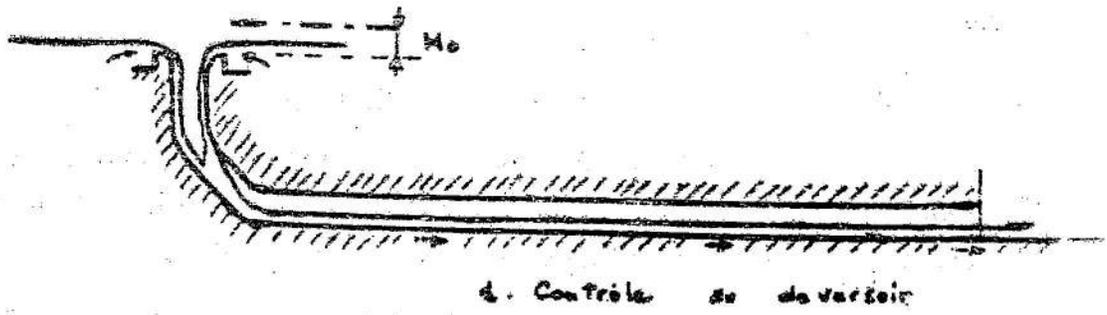


Fig 44

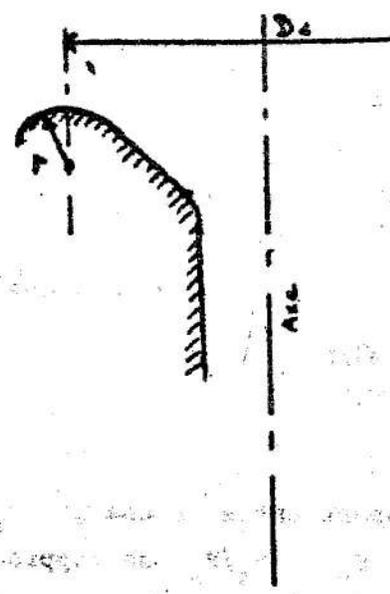


Fig 42

Déversoir Tulipe
Ecoulement de noyaux

Le déversoir de type tulipe, illustré à la figure 42, est caractérisé par sa forme incurvée qui permet un écoulement plus régulier et moins sujet aux tourbillons que les déversoirs à crête droite. L'axe de symétrie est désigné par la ligne pointillée 'Axe'. La dimension 'D4' indique la largeur de la crête au sommet. L'angle α définit la courbure de la crête. Ce type de déversoir est particulièrement adapté pour l'écoulement de noyaux, où la stabilité de la surface de l'eau est primordiale.

Ces formules sont valables pour $\frac{h}{D_s} < 0,25$
et $\frac{r}{D_s} < 0,3$

Exemple : $r = 0,50$ m
 $D_s = 4$ m
 $h = 0,80$ m

entraîne $f = 0,89$ $\mu = 0,495$
 $Q = 17,5$ m³/s

4.1.2. Écoulement noyé

Dès que le rapport entre la charge h_s au rayon du déversoir R_s , h_s/R_s se rapproche de 1, le déversoir et l'ensemble des organes jusqu'au coude se comportent comme un orifice suivi d'une canalisation affecté d'une série de pertes de charges dues :

- à la mise en vitesse
- à l'entrée avec ou sans contraction (C_1)
- au frottement dans le puits (C_2)
- au coude (C_3)

Après le coude, l'écoulement, créé par le reniflard se fait à surface libre dans la galerie fonctionnant en aqueduc et il ne dépend que de la section et de la pente. Cette section se calcule aisément par abaques, comme il est indiqué au chap. des vidanges de fond.

Dans un tel système, il faut éviter que l'écoulement se fasse sous pression dans la partie horizontale de la canalisation d'évacuation. Le débit doit donc être contrôlé par l'ensemble entonnement, tube vertical, coude ou par une section rétrécie à l'amont du tube horizontal. La galerie doit être calculée avec une section légèrement plus forte que celle qui serait nécessaire pour faire transiter le débit prévu sous la charge maximale.

.../...

Méthode permettant d'avoir une première approximation du débit en cas d'écoulement moyé dans la partie verticale et la courbe.

- Soit h la charge disponible sous la forme de la différence de cote entre le niveau de la surface libre à l'amont et la surface libre aval (dans la galerie) (Fig. 13)

- Soit A la section du tube de diamètre D en amont de la galerie

$$A = \frac{\pi D^2}{4}$$

- Soit h_s la charge restant disponible après le coude de rayon R

le débit sera alors : $Q = A \sqrt{2g h_s}$

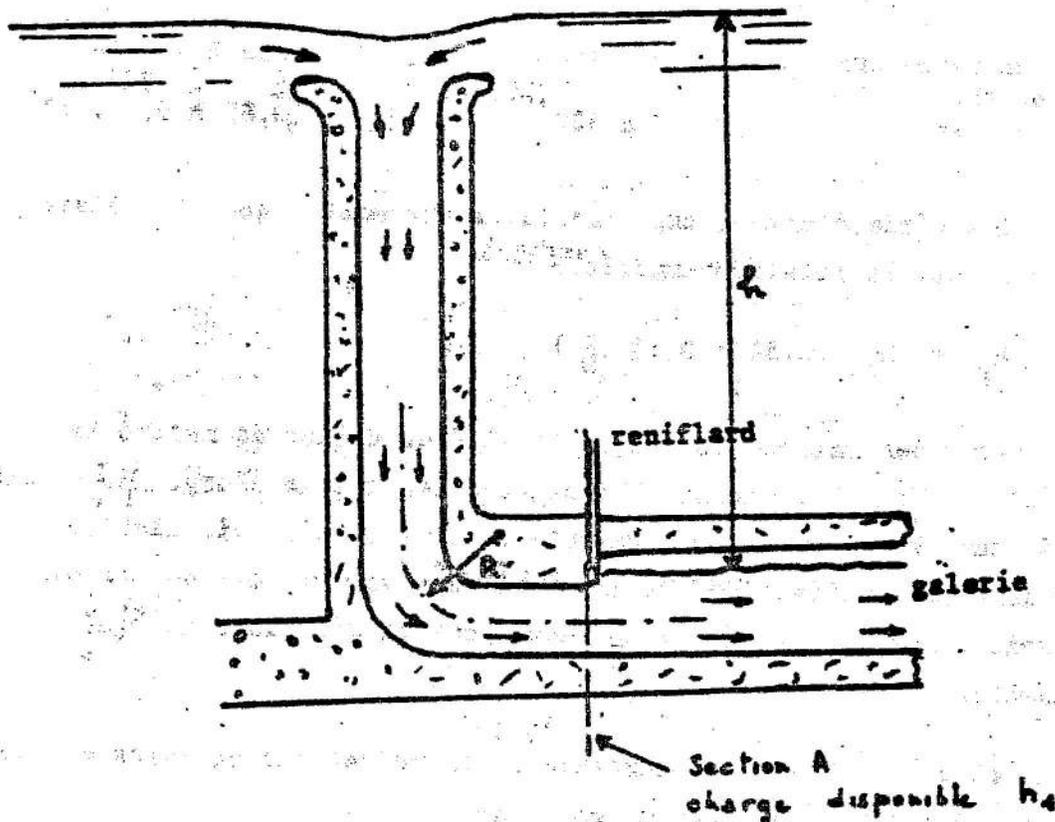


Fig. 13

.../...

- Soit h_i la charge qui serait disponible en l s'il n'y avait pas le coude.

h_i est égal à h diminué des différentes pertes de charges dues :

- à l'entonnement (0,04 h)

- à la circulation dans le tube de longueur développée l

selon Manning-Strickler :
$$\frac{Q^2}{K^2 \rho^{4/3} A^2} l$$

ρ = rayon hydraulique $\frac{D}{4}$

K coefficient variable suivant la nature du tube.

En exprimant A en fonction de D cette perte de charge devient :

$$\frac{10,3}{K^2} \frac{Q^2}{D^{16/3}} l$$

$$\frac{10,3}{K^2}$$

Conduites en béton lisse

80

$$1,6 \cdot 10^{-3}$$

Conduites en béton très lisse ou en tôle en acier

90 à 100

$$1,3 \text{ à } 1 \cdot 10^{-3}$$

110 à 120

$$0,85 \text{ à } 0,7 \cdot 10^{-3}$$

Une série d'études expérimentales ont montré que h_s était relié à h_i par la relation empirique

$$h_s = h_i (0,54 + 0,13 \frac{R}{D})$$

Pour des raisons de stabilité il faut éviter de mettre le puits en dépression. Pour cela, il faut vérifier que la charge disponible soit supérieure à la hauteur équivalente à la vitesse de circulation de l'eau dans la canalisation. Un bon moyen d'y arriver est de prévoir un déversoir assez large suivi d'un convergent et d'un tube de plus petit diamètre.

Exemple de calcul : Débit susceptible de transiter par un puits de 1,5 m de diamètre en béton lisse avec un coude de

Rayon $R = 3$ m $h = 10$ m , longueur développée du tube $l = 12$ m.

.../...

- en première approximation en négligeant les pertes de charge dans le tube :

$$\begin{aligned} h_i &= 0,96 h = 9,60 \text{ m} \\ h_s &= 0,80 h_i = 0,768 h = 7,68 \text{ m} \\ Q_1 &= 21,6 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

- un second calcul donne, compte tenu des pertes de charges :

$$\begin{aligned} h_i &= 8,74 \text{ m} \\ h_s &= 6,7 \text{ m} \\ Q_2 &= 20,3 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned} \quad \text{approximation suffisante, compte tenu des imprécisions sur l'évaluation des pertes de charges.}$$

4.2. Evacuateurs à surface libre

4.2.1. Déversoirs

Le seuil déversant proprement dit peut être, nous l'avons vu, à entonnement frontal ou latéral.

Si le niveau amont est fixe et si on fait baisser le niveau aval, le débit augmente jusqu'à un certain maximum. La hauteur critique (au sens hydraulique du terme) est atteinte en un point du déversoir. Lorsque pour ce niveau amont le débit est à son maximum, le déversoir est dit "dénoyé" ; s'il est inférieur il est dit "noyé".

Dans tous les cas où il est dénoyé, le déversoir contrôle le débit en fonction du niveau amont.

4.2.1.1. Déversoir à entonnement frontal

Le débit d'un tel déversoir rectangulaire et sans contraction latérale est donné par la formule générale :

$$Q = \mu L \sqrt{2g} h^{3/2}$$

h : tirant d'eau amont

L : largeur du déversoir

μ est un coefficient dépendant de la forme du déversoir.

Avec une contraction latérale, la formule devient :

$$Q = L' \sqrt{2g} h^{3/2}$$

avec $L' = L (1 - 0,1 h)$

1 - Seuil mince

Le seuil est considéré comme mince (Fig. 14)

si la hauteur est supérieure au double de l'épaisseur

$$\mu = 0,41 \quad \text{en première approximation}$$

Pour plus de précision on peut utiliser la formule de REHBOCK :

$$\mu = \frac{2}{3} \left(0,605 + \frac{1}{1050(h-3)} + 0,08 \frac{h}{p} \right)$$

2 - Seuil épais

Un seuil est considéré comme épais si $\frac{H}{B} < 0,041 \frac{H}{P} + 1,51$
 lorsque le seuil est arrondi, le coefficient du débit est donné par le
 graphe du tableau.

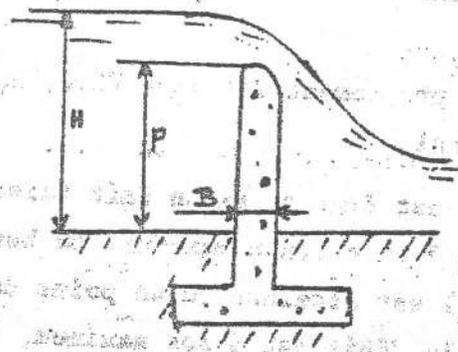
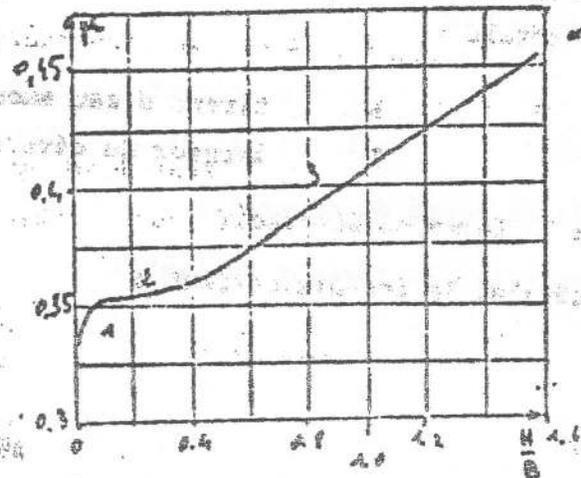


Fig. 14 - Seuil mi...

Tableau seuil épais



limite par
 $H/B = 0,041 \frac{H}{P} + 1,51$
 (limite utiliser seuil mince)

Région 1 : $H/B \leq 0,1 \quad \mu = 0,377 \left(\frac{H}{B} \right)^{0,27}$

Région 2 : $0,1 < H/B \leq 0,15$
 $\mu = 0,377 \left(\frac{H}{B} \right)^{0,27} + 0,35$

Région 3 : $0,15 < H/B \leq 0,041 \frac{H}{P} + 1,51$
 $\mu = 0,08 \frac{H}{B} + 0,320$

et de l'écoulement de l'eau dans les conduites...
et de l'écoulement de l'eau dans les conduites...
et de l'écoulement de l'eau dans les conduites...

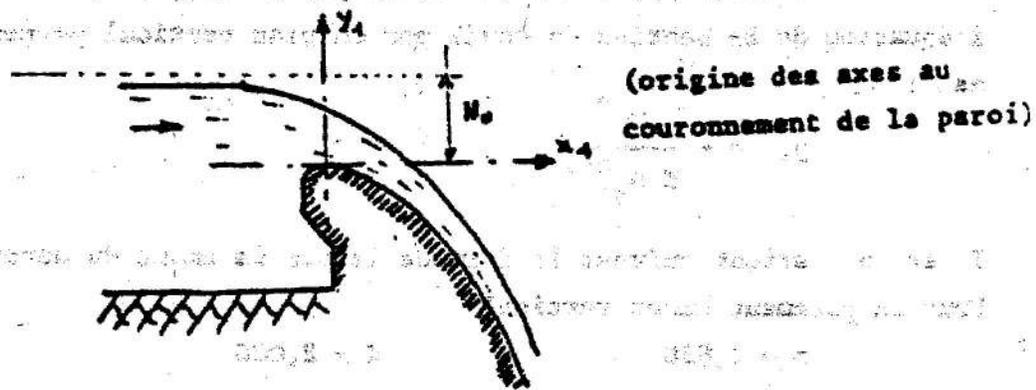


Fig. 15 - Profil normal

et de l'écoulement de l'eau dans les conduites...
et de l'écoulement de l'eau dans les conduites...
et de l'écoulement de l'eau dans les conduites...

3 - Seuil profilé dit encore seuil normal

(profil CRAEGER et profil SCINENI)

Pour accroître le débit et diminuer la mise en dépression de la partie aval du déversoir, on peut profiler celle-ci de manière à lui donner la forme de la partie inférieure d'une lame déversante par dessus un déversoir en mince paroi.

Dans le système d'axe donné par la (Fig. 15)

l'équation de la section du seuil par un plan vertical perpendiculaire est :

$$y_1 = - \frac{x_1^n}{K H_0^{n-1}}$$

K et n varient suivant la forme de la partie amont du déversoir.

Pour un parement amont vertical

n = 1,850

K = 2,000

Le seuil lui-même doit être précédé d'un arrondi suffisant (Fig.

H₀ est la charge nominale pour laquelle est calculée le profil (c'est-à-dire la charge correspondant à une légère surpression sur la paroi aval).

μ varie de 0,45 à 0,495 pour la charge nominale H₀.

Pour un parement vertical : $\mu = 0,496 - \frac{0,00146}{(0,1 + P/H_0)}$

Pour une charge inférieure à H₀ le coefficient est plus faible et le seuil est en surpression. Pour une charge supérieure à H₀ le coefficient est supérieur et il y a dépression sur le seuil.

Tant que la charge reste inférieure à 1,60 H₀ la nappe liquide est saine et le coefficient de débit peut s'obtenir par la formule :

$$\mu = \mu_0 \{ 1 + 0,26 (H/H_0 - 1) \}$$

valable pour
0,05 < H/H₀ < 1,6

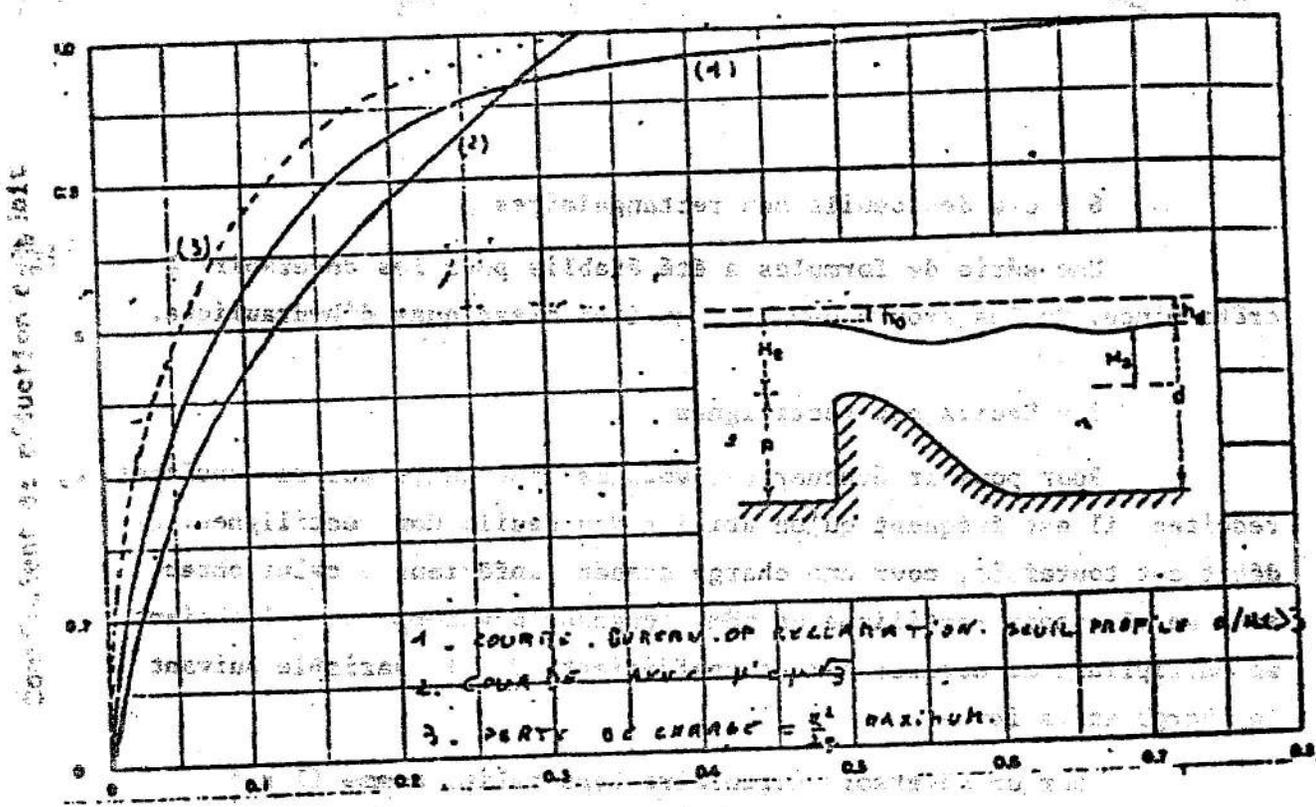
μ₀ étant le coefficient pour H₀

4 - Cas du seuil noyé

Pour les seuils normaux type CRAEGER, il apparait une réduction du débit caractérisée par un coefficient k tel que :

$$Q = k \mu L \sqrt{2g} h^{3/2}$$

Le graphe ci-dessous extrait du DESIGN OF SMALL DAMS, donne le coefficient de réduction k en fonction du degré de submersion du seuil.



Dans le cas d'un seuil épais, celui-ci pourra être considéré comme noyé si $h_2 > 2/3 h_1$ alors :

$$Q = 1,73 \mu \sqrt{2g (h_1 - h_2)} h_1$$

5 - Cas des déversoirs en crête épousant le sommet de la digue (Fig. 16).

Le débit se calcule alors par la formule des déversoirs épais, B étant la largeur de la digue mesurée au plafond du déversoir.

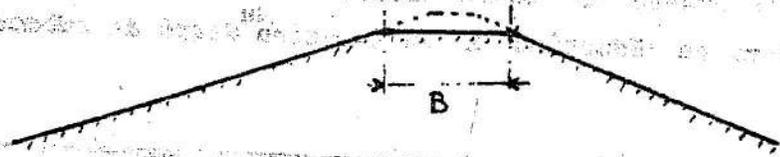


Fig. 16
Déversoir en crête épaisse

6 - Cas des seuils non rectangulaires

Une série de formules a été établie pour les déversoirs à crête mince. On les trouve dans les traités classiques d'hydraulique.

7 - Seuils non rectilignes

Pour pouvoir évacuer des volumes importants sur des surfaces réduites, il est fréquent qu'on utilise des seuils non rectilignes. Le débit est toutefois, pour une charge donnée, inférieur à celui obtenu avec un déversoir rectiligne de même longueur développée. On l'obtient en multipliant ce dernier par un coefficient $C < 1$ variable suivant la charge et la forme.

Pour un déversoir circulaire type tulipe comme il a été étudié ci-dessus $c = 1$ tant que le rapport de la charge au rayon reste inférieur à 0,2.

4.2.1.2. Déversoir à entonnement latéral

Ici le problème est plus complexe car le déversoir se décharge dans un chenal parallèle au déversoir dont le débit et le tirant d'eau sont variables d'un bout à l'autre (Fig. 17).

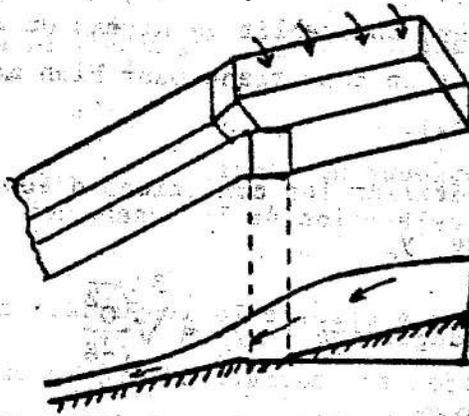


Fig. 17

Déversoir à entou
latéral.

Le calcul de ce chenal latéral influe directement sur celui du déversoir puisque le niveau d'eau qui y règne déterminera s'il fonctionne en noyé ou dénoyé. Il importera donc d'y imposer des conditions d'écoulement telles (largeur, pente, profondeur) que le déversoir fonctionne, pour la crue de projet, en régime dénoyé.

A cette distinction près le débit du déversoir s'évalue comme en 4.2.1.1.

4.2.2. Chenal d'écoulement

Le chenal fait directement suite au déversoir.

La pente y est suffisamment faible (inférieure à la pente critique) pour que le régime y soit fluvial. Il est en général de section rectangulaire qui est la disposition hydraulique la plus intéressante après un déversoir et sa longueur est rarement importante car il sert uniquement à contourner le sommet du barrage avant d'aboutir au coursier dans la zone aval.

Les calculs hydrauliques précis en sont relativement difficiles et en tout cas assez peu accessibles aux ingénieurs n'ayant pas à leur disposition des moyens informatiques avec les programmes adéquats ou la possibilité de faire un essai en modèle réduit.

Le régime n'y est en général pas uniforme car le chenal est trop court. Immédiatement à l'aval du déversoir, il s'établit un ressaut qui amène l'écoulement fluvial. A l'extrémité du chenal, là où s'amorce le coursier, on établit au niveau du changement de pente un léger rétrécissement en convergent pour bien marquer le passage en écoulement torrentiel.

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calculera la

profondeur critique y_c

pour un canal rectangulaire: $y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{Lg}}$

Q = débit

L = longueur du canal

g = accélération de la pesanteur

On calcule ensuite la profondeur normale y_0 .

La profondeur normale est celle qui apparaîtrait pour ce débit et en la pente du chenal, si l'écoulement était uniforme.

Elle se déduit de l'équation générale reliant débit et

section-perte de charge:

$$Q^2 = C^2 S^2 P J R^3$$

R rayon hydraulique en m

J pente en m/m

S section mouillée en m²

C coefficient de Manning-Strickler = $K R^{1/6}$

K variant de 100 à 20 suivant l'état de surface.

	K
Parois très lisse	100
(métal - ciment très lisse)	
Mortier lissé	85
Béton lisse avec joints	75
Maçonnerie ordinaire	70
Terre, béton rugueux, maçonnerie vieille	60
Terre très irrégulière avec herbe chenal creusé dans le roc	50
Chenal rempli de cailloux	40

Pour que l'écoulement soit de type fluvial, on doit avoir $y_0 > y_c$

Le calcul s'opère non seulement pour le débit maximum, mais aussi pour les débits intermédiaires.

4.2.3. Coursier

Il prend l'eau à l'extrémité aval du chenal et la conduit au thalweg. Il est le plus souvent construit en béton et il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement beaucoup plus régulier. L'expérience montre que la forme la plus économique correspond à une largeur égale à deux fois le tirant d'eau.

La méthode simplifiée suivante permet de calculer ce tirant d'eau.

En général, le coursier commence par un convergent amenant à la section de contrôle (section où est atteinte la hauteur critique) où la pente augmente.

- Longueur l du convergent ; elle est donnée par la formule

$$l = 2,5 (A - a)$$

A largeur au plafond du bief amont

a " " " de la section de contrôle.

.../...

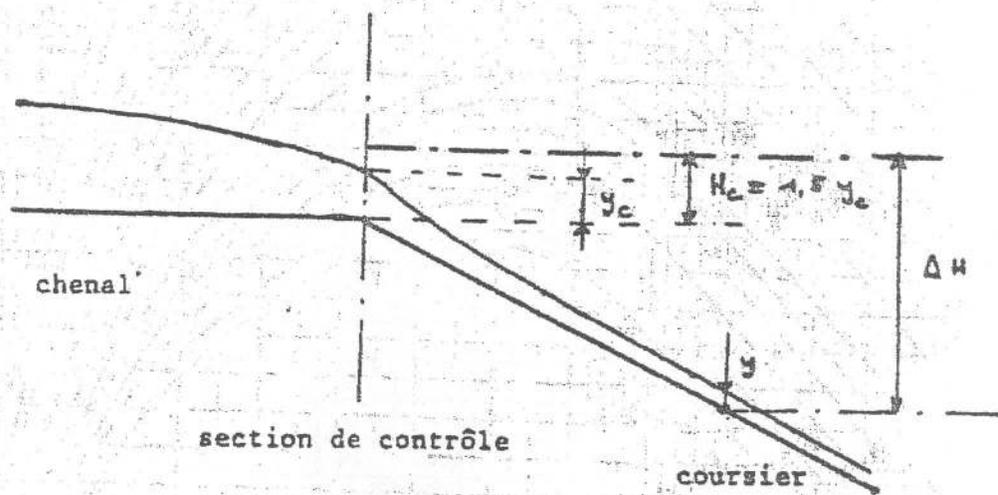
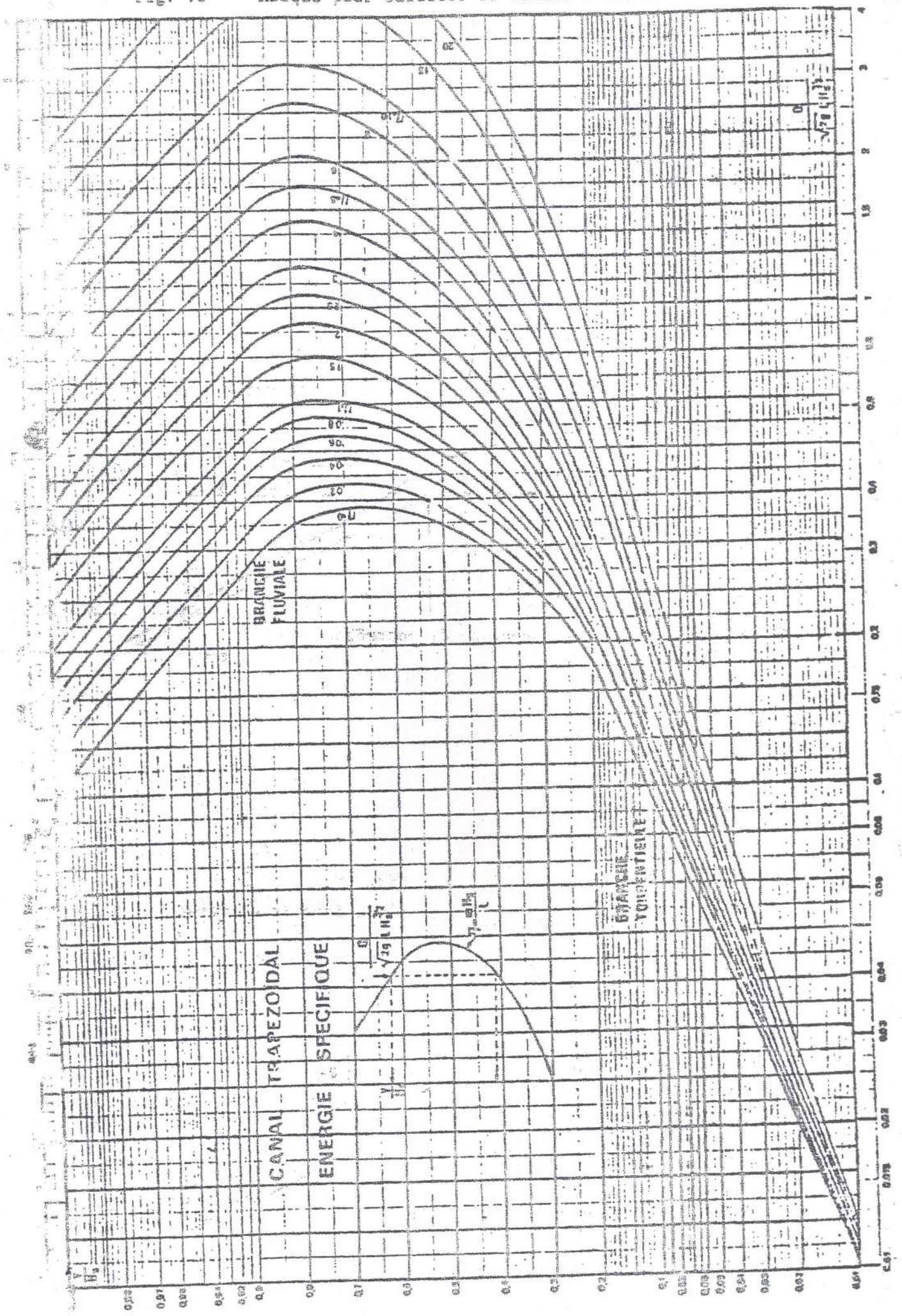


Fig. 19
Tirant d'eau dans le coursier

Fig. 18 - Abaque pour calculer le tirant d'eau dans le coursier.



Par rapport au tirant d'eau correspondant à la crue du projet, il convient d'ajouter une revanche pour éviter les risques de débordement. D'après le "Design of Small Dams"

$$\text{Revanche} = 0,6 \text{ m} + 0,05 V \sqrt[3]{y}$$

V : vitesse en m/s

y : tirant d'eau en m.

Dans le dessin du coursier, une attention particulière devra être portée aux changements de direction. Or, pour des raisons topographiques évidentes, il y a très fréquemment virage.

Si r est le rayon de courbure et V la vitesse moyenne de l'eau, il se produit une accélération centrifuge V^2/r entraînant entre les 2 rives du coursier de largeur b une différence de niveau.

$$\Delta h = \frac{V^2 b}{g r}$$

avec v = 10 m/s

r = 20 m

b = 2 m

$\Delta h = 1 \text{ m}$ ce qui est considérable et oblige

à accroître la revanche de 50 cm sur le côté extérieur.

En fait, des expériences ont montré qu'en régime torrentiel la pente moyenne transversale était encore plus forte.

Pour limiter le problème, le mieux est de réduire au maximum les courbes, de les cantonner dans la partie haute et de choisir des rayons de courbure aussi grands que possible.

4.2.4. Bassins de dissipation

Les différentes méthodes utilisables pour dissiper l'énergie cinétique de l'eau, ont été étudiées de façon approfondie dans le "Design of small dams". Une traduction française de la partie correspondante a été publiée par MICHEL et LEMOINE. Le texte suivant en est directement inspiré.

Certaines de ces méthodes comme les becs déviateurs (cuillers) et les cuvettes de dissipation submergées sont peu utilisées en France pour les petits et moyens barrages.

Les procédés les plus fréquemment employés sont les bassins à ressaut et les bassins du type impact.

Pour les petites hauteurs, il est souvent économique de ne pas faire de coursier et de déverser directement dans un bassin de plongée renfermant un matelas d'eau qui forme un excellent dissipateur et débouchant directement dans un chenal à faible pente conduisant à la rivière.

4.2.4.1. Becs déviateurs

C'est un procédé intéressant pour les barrages en béton.

Le principe consiste à installer, en bas du déversoir un bec relançant l'eau vers le haut suivant un angle θ en général de l'ordre de 35 à 45° (Fig. 20)

Le jet se désintègre et retombe dans la cuvette à une distance

$$x = 2 C \left(y + \frac{v^2}{2g} \right) \sin 2\theta$$

$$C = 0,9$$

y = tirant d'eau

v = vitesse au départ du bec.

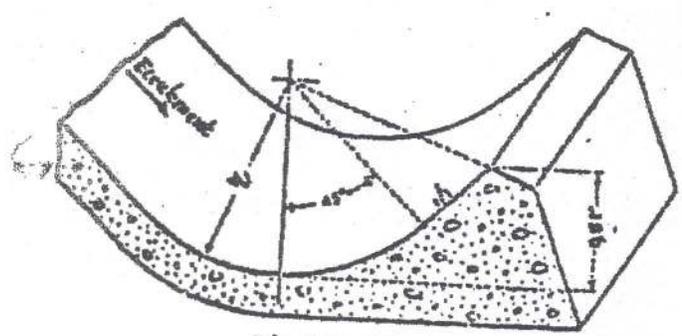
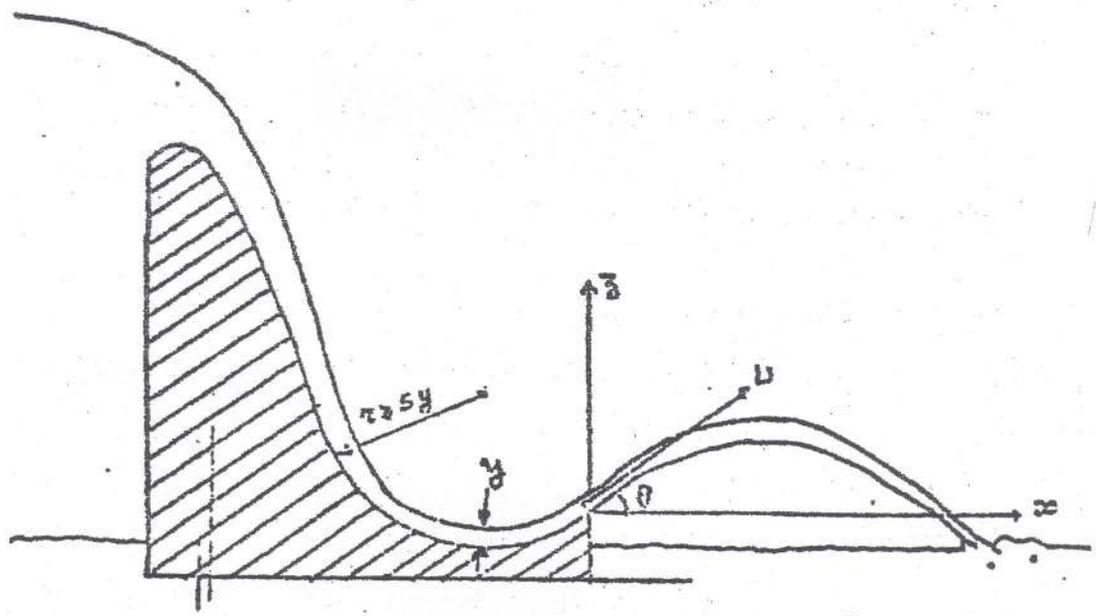
Le rayon de courbure du bec doit être d'au moins 5 fois le tirant d'eau y.

4.2.4.2. Cuvettes de dissipation submergées

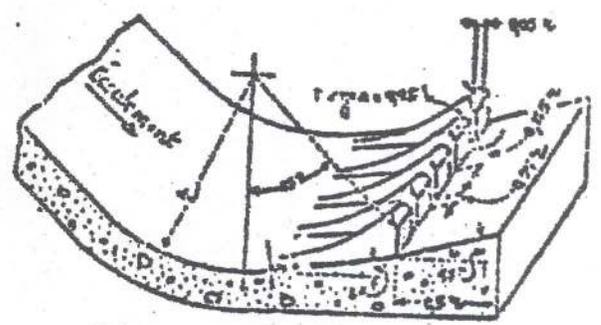
Une cuvette submergée, éventuellement à bords crénelés dévie la lame déversante provenant du seuil vers le haut. Il se forme ainsi 2 rouleaux, l'un en surface au dessus de la cuvette, l'autre au fond, se mouvant en sens inverse, en aval du bord de la cuvette. Les mouvements des rouleaux s'imbriquent dans la lame et dissipent ainsi l'énergie disponible de l'eau (Fig. 21).

Les abaques du "Design of Small dams" permettent de déterminer les dimensions de ce genre d'ouvrage.

Fig. 20 - Bec déviateur

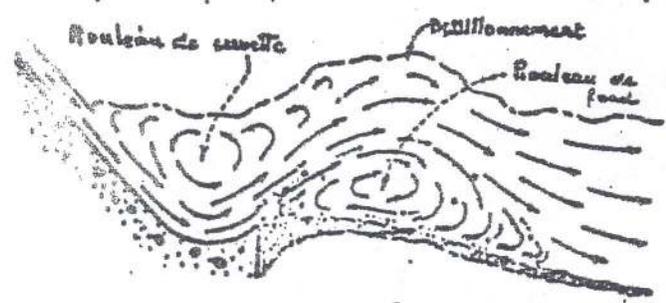


(A) CUVETTE LISSE

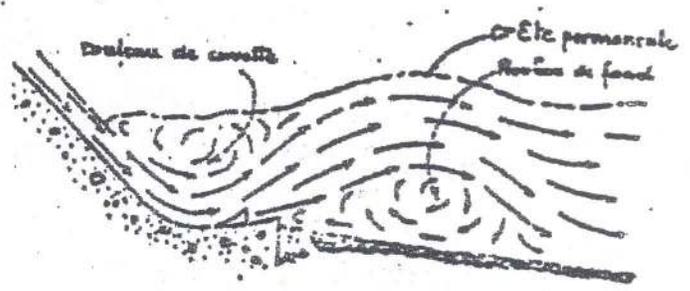


(B) CUVETTE À BORD CRÉNELÉ

: Types de cuvettes submergées



(A) CUVETTE TYPE LISSE



(B) CUVETTE TYPE CRÉNELÉ

: Fonctionnement hydraulique des différents types de cuvettes.

4.2.4.3. Bassins à ressaut

C'est un moyen très efficace pour réduire la vitesse de sortie à une valeur compatible avec la stabilité des berges à l'aval. Les bassins à ressaut ont été étudiés très complètement par le Bureau of Reclamation et les règles de construction découlant de cette étude figurent de façon détaillée dans le "Design of Small Dams".

Rappelons d'abord que la forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de FROUDE

$$F = \frac{V}{\sqrt{g y}}$$

y tirant d'eau

V vitesse

F est proportionnel à V, donc dépend directement de la hauteur de chute. Pratiquement dès que cette dernière dépasse 6 m, V devient supérieure à 10 m/s. Pour des barrages de 15 à 18 m de haut (et en admettant une perte de charge de 20 %) elle peut atteindre 16 à 17 m/s.

F est inversement proportionnel à \sqrt{y} . On peut donc faire croître F en diminuant y ce qui revient à augmenter la largeur du coursier et du bassin. Nous verrons que du point de vue hydraulique on a souvent intérêt à augmenter F donc à diminuer y mais cela augmente le coût des ouvrages. Une petite étude conduira alors à l'optimum économique.

4.2.4.3.1. Différents types de bassins suivant F

1 - Pour $F = 1$ $y = y_c$ et le ressaut ne peut se former.

2 - Pour $1 < F < 1,7$

Le courant incident a 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 n'est alors pas nécessaire d'établir un bassin spécial de tranquillisation. Pour $F = 1,7$ le tirant d'eau à la sortie y_2 est

.../...

de l'ordre de 2 fois de celui à l'entrée y_1 et la vitesse de sortie d'environ de moitié.

Aucun déflecteur n'est nécessaire ; il suffit simplement de bétonner le canal sur une longueur de l'ordre de 4 à 6 fois y_2 à partir de l'endroit où la profondeur commence à se modifier (c'est-à-dire immédiatement après la rupture de pente en fin de coursier).

3 - Pour $1,7 < F < 2,5$ un ressaut commence à apparaître mais n'est pas très turbulent (on parle de "pré-ressaut").

Les déflecteurs et seuils ne sont pas encore nécessaires et il faudra simplement veiller comme en 2, à ce que le bassin soit suffisamment long pour contenir l'écoulement pendant son ralentissement.

Les graphes ci-dessous donnent le rapport y_2/y_1 des profondeurs conjuguées avant et après ressaut en fonction de F et le rapport L/y_2 de la longueur du ressaut (donc de la longueur minimale du bassin) au tirant d'eau aval également en fonction de F .

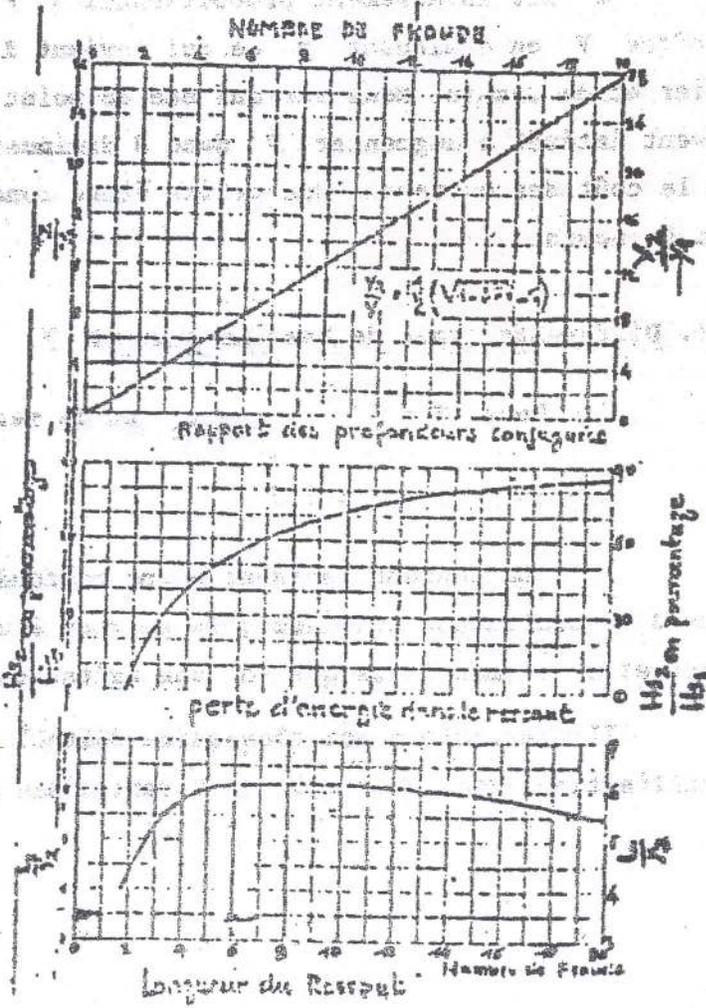


Fig. 22

4 - Pour $2,5 < F < 4,5$ le phénomène est dans un stade de transition et il se forme un ressaut instable, le jet incident se développant de façon intermittente le long du fond ou de la surface libre. Cette instabilité rend le ressaut difficile à contrôler et il faut amortir les vagues par des obstacles.

La forme (type I) donnée par la Fig. (23) est relativement efficace. Le rapport des hauteurs conjuguées y_2/y_1 sont données en fonction de F par le graphe associé. Pour amortir le mouvement des vagues on a intérêt à prendre pour le bassin une profondeur $y_2' = 1,1 y_2$. La longueur du ressaut est donnée en fonction de F sur le second graphe.

Dans cette gamme de valeur de F l'efficacité du bassin type I n'est pas très bonne. On a intérêt, si on le peut à passer au type II valable pour $F > 4,5$, en accroissant la largeur du bassin donc en diminuant y_1 (faisant ainsi passer F dans le cadre du cas n° 5)

5 - $F > 4,5$. Le ressaut se produit alors nettement. La mise en place de blocs, de déflecteurs permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval.

Si la vitesse d'entrée ne dépasse pas 15 m/s, on pourra utiliser le bassin de type II représenté en Fig. (24).

Les graphes associés à la figure donnent en fonction du nombre de Froude, le rapport y_2/y_1 des tirants d'eau amont et aval, la hauteur h_2 des blocs chicanes, h_4 du seuil aval et la longueur L_{II} du ressaut.

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

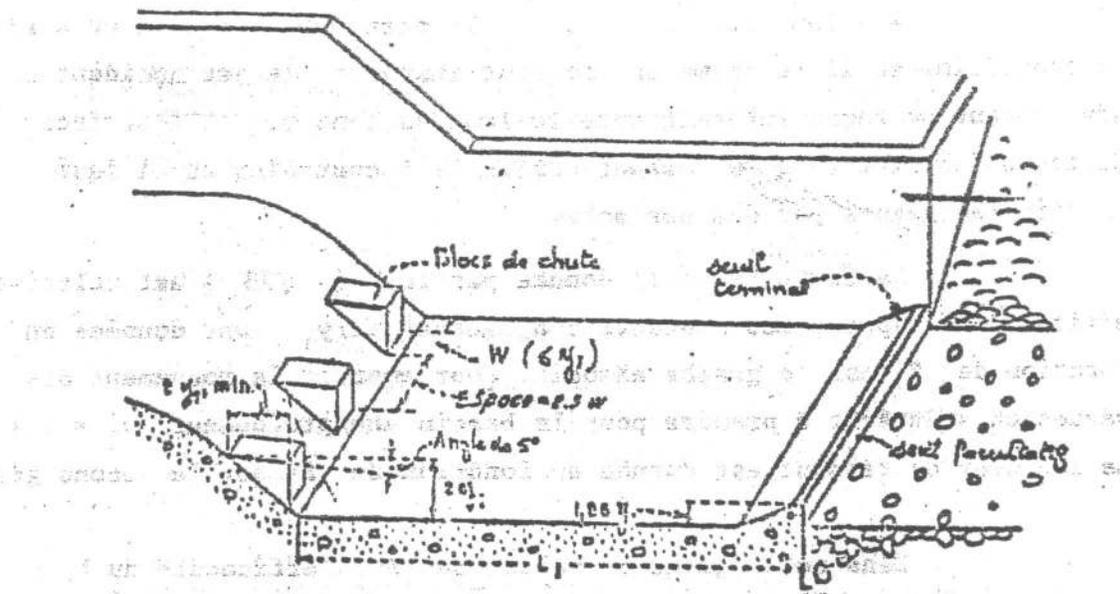
$$F = 2 \varpi S \left(y_1 + \frac{v_1^2}{2g} \right) \quad F \text{ en Newton}$$

ϖ poids spécifique de l'eau (10.000 N/m³)

S aire de la face amont du bloc (m²)

$y_1 + \frac{v_1^2}{2g}$ énergie spécifique de la lame d'eau à l'entrée.

.../...



Bassin de type I

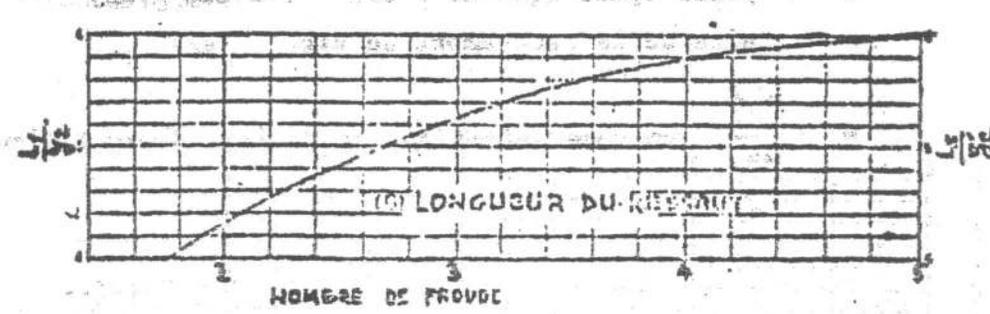
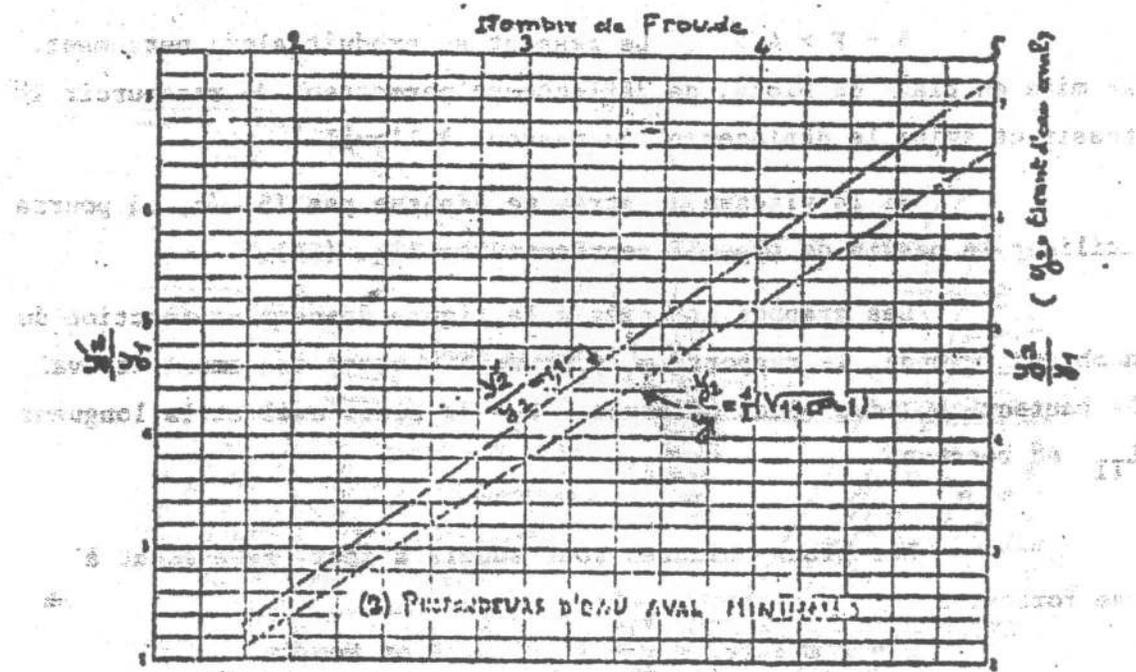
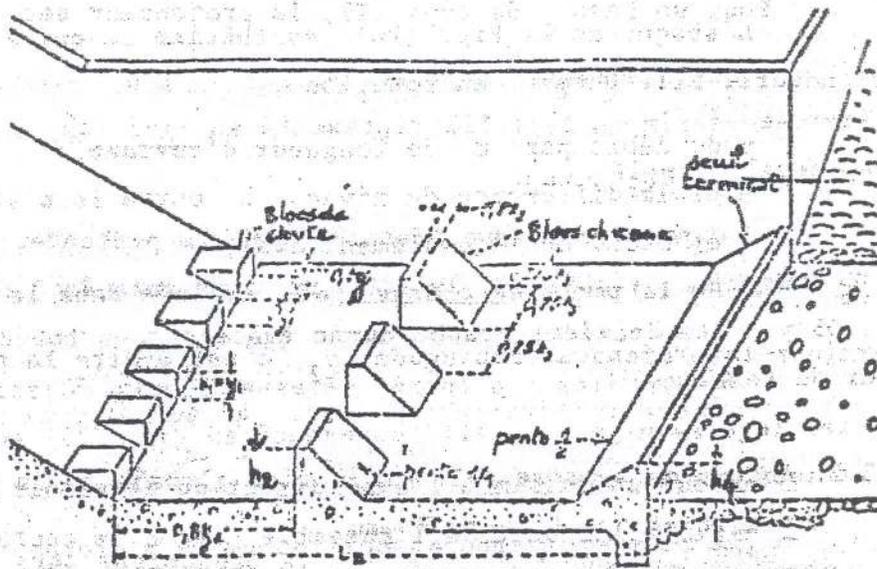


Fig. 23 : Caractéristiques des bassins de tranquillisation pour des nombres de FROUDE compris entre 2,5 et 4,5



Bassin de type II

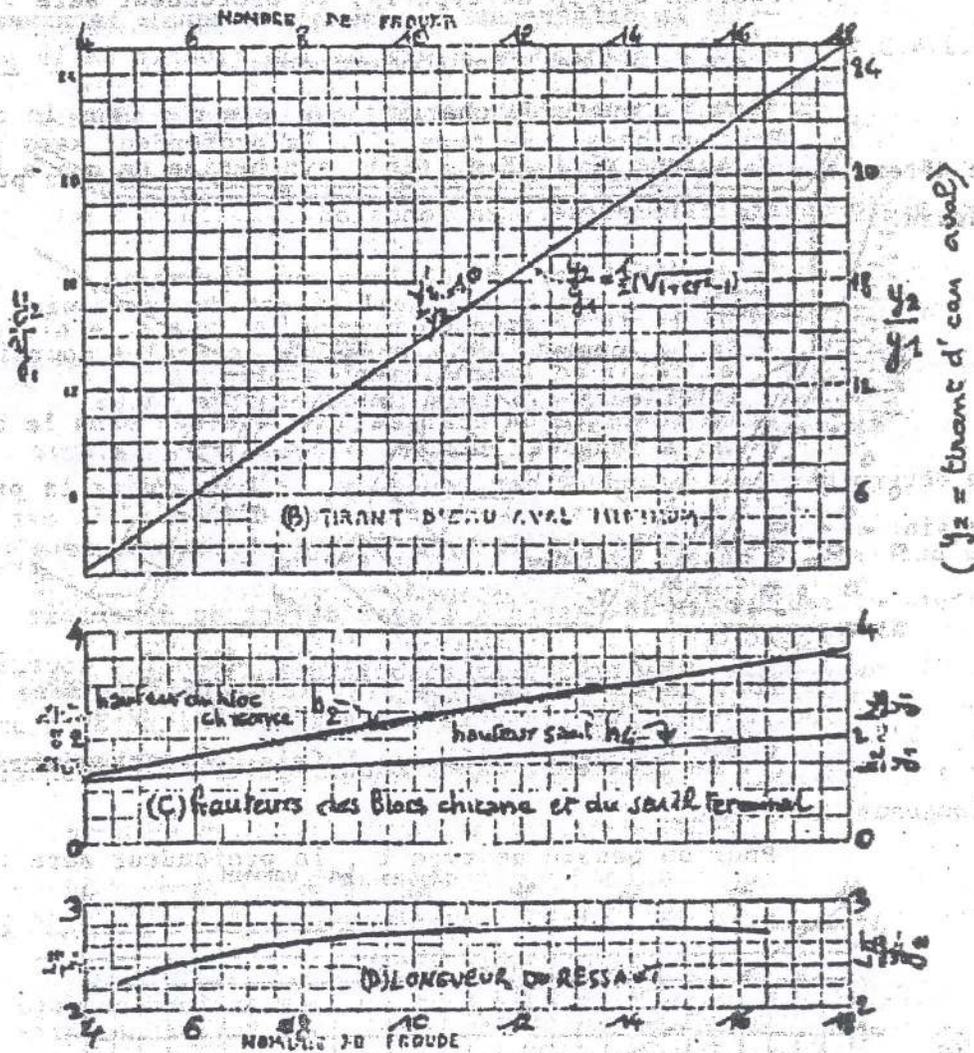


Fig. 24: Caractéristiques des bassins de tranquillisation pour un nombre de Froude supérieur à 4,5 et une vitesse incidente n'excédant pas 15 m/s

Si la vitesse d'entrée dépasse 15 m/s, il est préférable d'utiliser le bassin en type III représenté en Fig. (25) avec blocs de chute et seuil crénelé.

Le premier graphe, associé donne la profondeur y_2 conjuguée de y_1 . Pour mieux stabiliser le ressaut, on a intérêt à prendre $y'_2 = 1,05 y_2$. Le deuxième graphe donne également en fonction de F la longueur du ressaut.

4.2.4.3.2. Abaque de synthèse - Détermination globale de la profondeur du bassin et des tirants d'eau.

L'abaque de la Fig. (26) synthétise ce qui a été dit sur les profondeurs. Elle permet, en fonction du débit par m de longueur d'ouvrage, et de la différence de niveau h entre le niveau de la retenue et celui de l'écoulement aval,

de la perte de charge h_f évaluée dans le coursier, de déterminer la profondeur conjuguée y_2 c'est-à-dire la profondeur du bassin.

Pour un bassin à l'aval direct du déversoir $\alpha = 0$

- Si la longueur de l'ensemble chenal + coursier est inférieure à 5 fois la hauteur de chute $\alpha = 0,1$

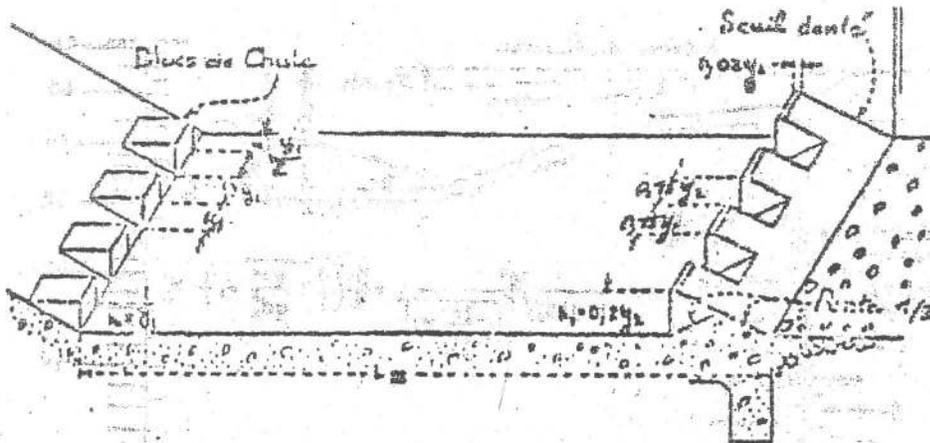
- Si la longueur dépasse 5 fois cette hauteur $\alpha = 0,2$

Pour un bassin de type I, la profondeur sera :

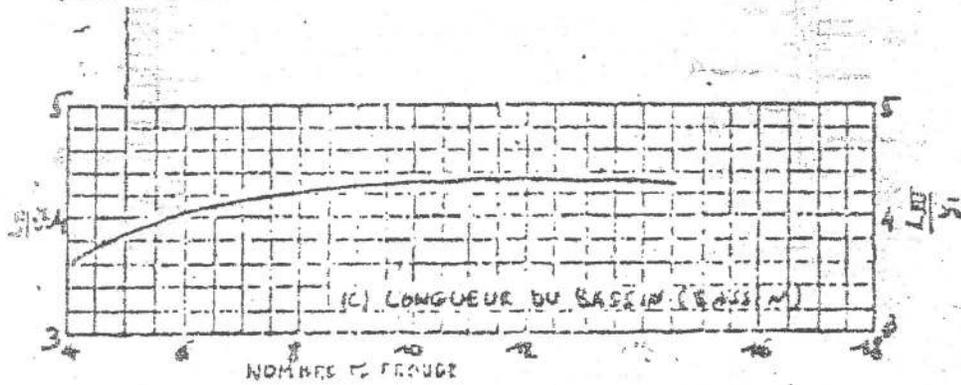
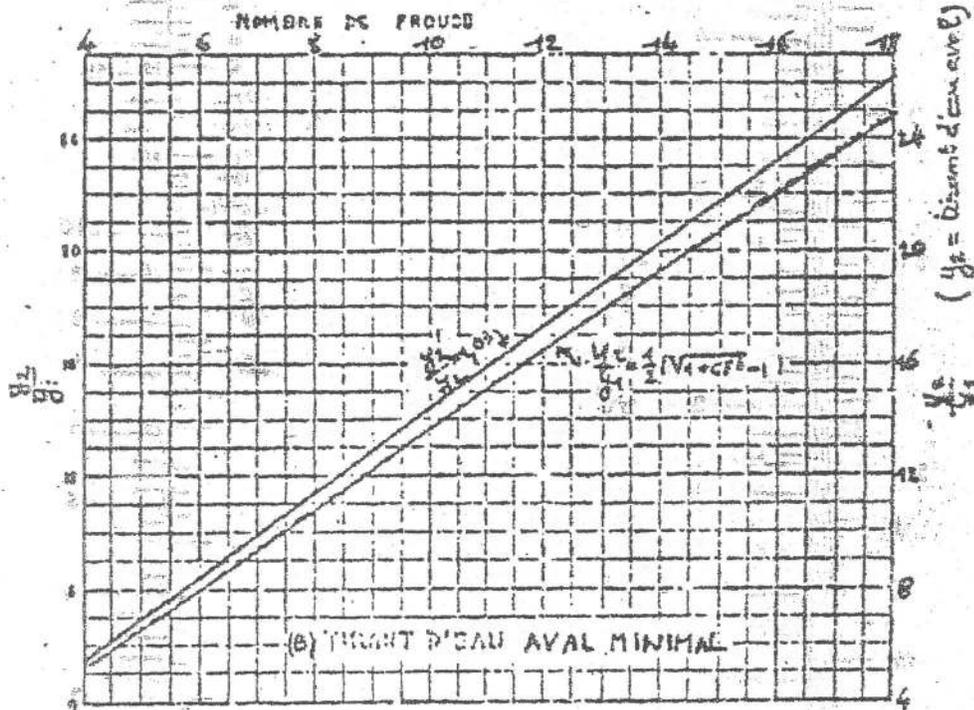
$$y'_2 = 1,1 y_2$$

Pour un bassin de type III, la profondeur sera :

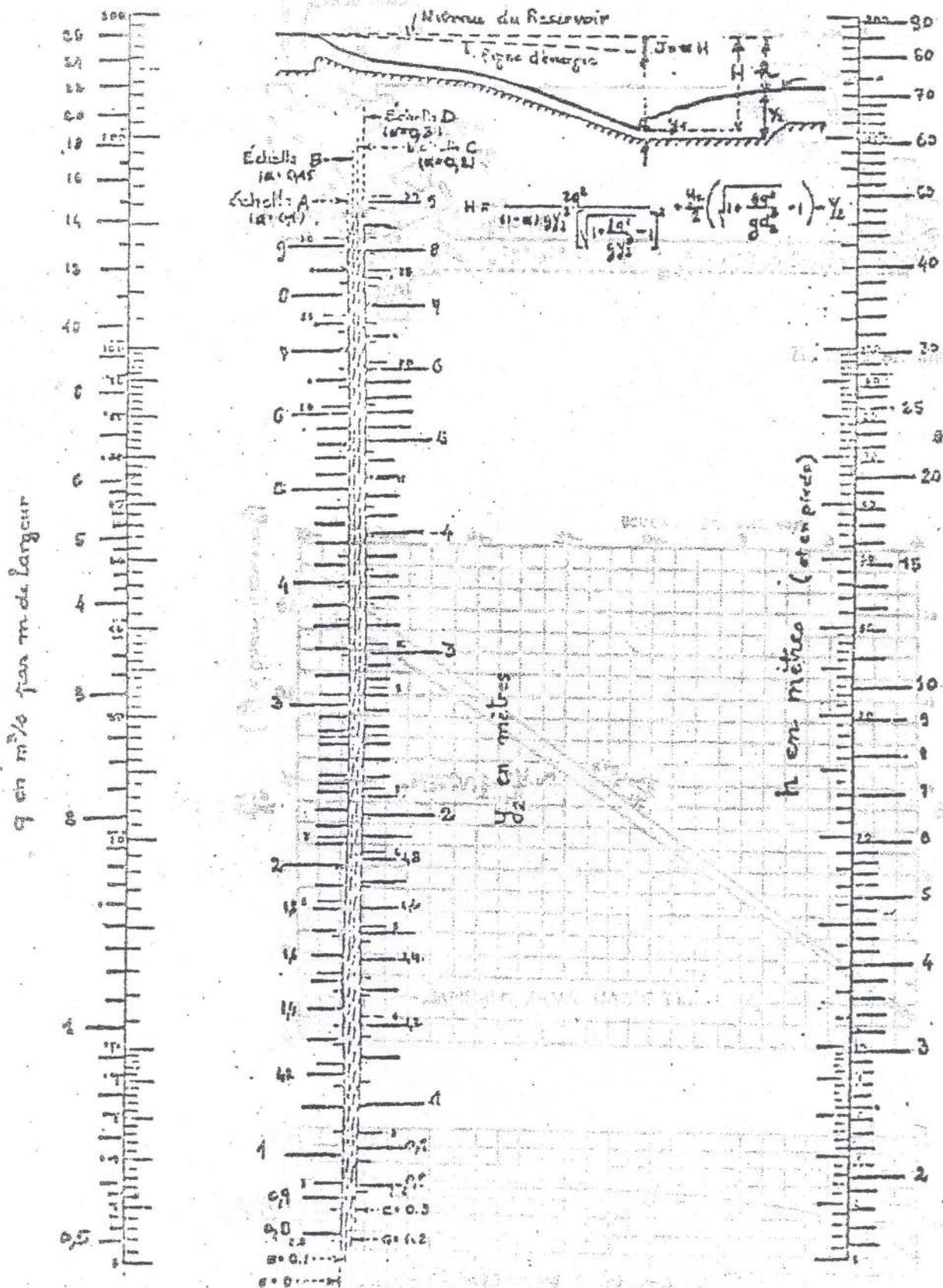
$$y'_2 = 1,05 y_2$$



Bassin de type III



avant d'eau aval et différence de niveau pour différentes pertes de charge du courrier



4.2.4.3.3. Effet de l'écoulement aval

La courbe hauteur - débit $Z = f(Q)$ du cours d'eau à l'aval dépend des caractéristiques topographiques et hydrauliques du lit. En général on ne dispose pas des observations directes permettant de tracer cette courbe pour la plage de débits allant de la crue centennale à la crue de projet, elle ne peut donc être établie que par le calcul à partir d'estimations empiriques. ♦

Pour un débit donné, la courbe $Z = f(Q)$ donne la cote du plan d'eau aval Z_A . Pour le même débit, nous avons vu comment calculer y_2 tirant d'eau aval. Pour que le ressaut fonctionne bien, il faut placer la cote Z_0 du radier de façon à ce que $Z_0 + y_2 = Z_A$. Mais il est bien évident que cette égalité ne pourra être réalisée que pour une valeur de débit.

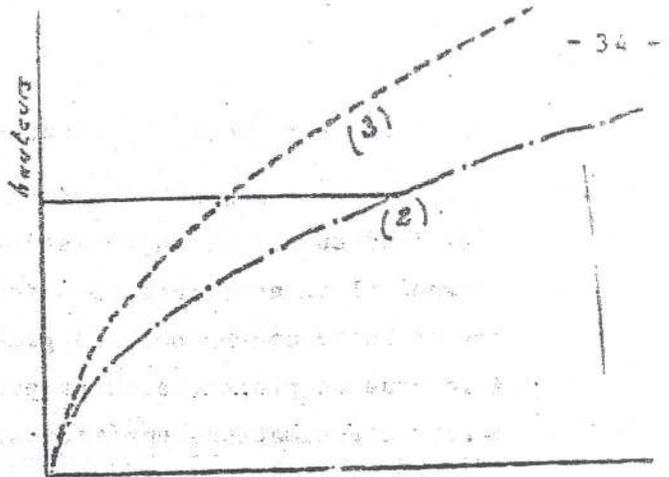
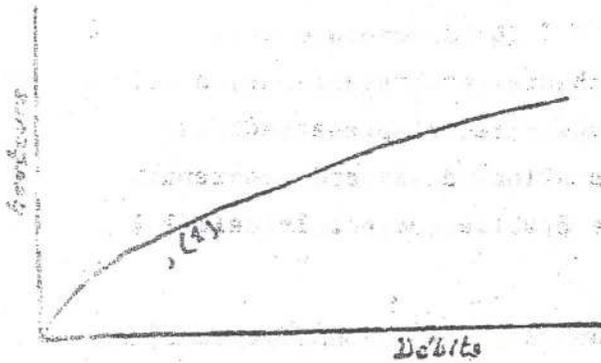
Pour obtenir une bonne adaptation des profondeurs, on pourra procéder de la façon suivante.

Sur un graphe hauteur-débit, on portera :

- (1) la courbe hauteur-débit de l'écoulement aval
- (2) la courbe y_2 en fonction du débit, pour un bassin de largeur l
- (3) la courbe y_2 en fonction du débit, pour un bassin de largeur $2l$

On choisira le point d'intersection D correspondant à la capacité maximale du déversoir. La différence d'ordonnée à l'origine des 2 courbes donnera la différence de cote entre le radier du bassin et le fond du lit (Fig. 27).

Fig. 27

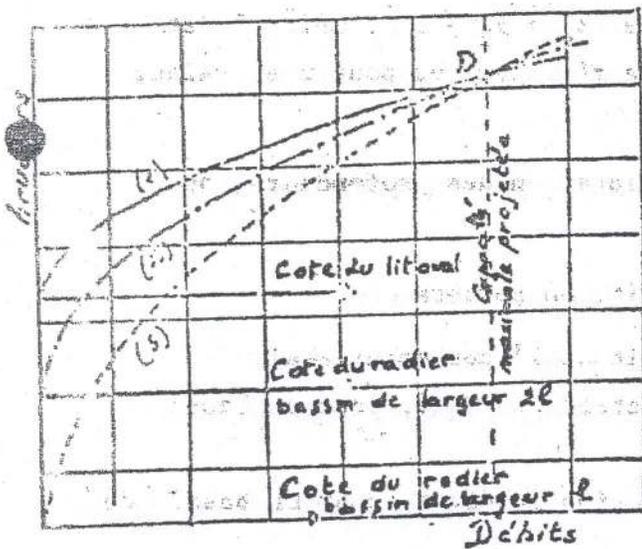


On passe de la courbe (2) Débits à la courbe (3) par une affinité de rapport égal au rapport des largeurs de bassin.

- (1) Courbe hauteur-débit de l'écoulement aval
- (2) Courbe des profondeurs conjuguées pour un bassin de largeur 2 l
- (3) Courbe des profondeurs conjuguées pour un bassin de largeur l

D On choisit le point d'intersection D correspondant à la capacité maximale du déversoir :

la différence d'ordonnée à l'origine des courbes (1) et (3) permet de déterminer la cote du radier pour un bassin de largeur l; celle des courbes (1) et (2) donne la cote du radier pour un bassin de largeur 2 l



Pour les débits inférieurs à ce maximum, le tirant d'eau aval est supérieur à la profondeur y_2 conjuguée. Le ressaut est alors submergé et la dissipation de l'énergie est moins bonne. Une solution pour mieux adapter les 2 courbes est d'élargir le bassin, mais on est rapidement limité pour des raisons de coût. On peut également essayer de mieux adapter les 2 courbes en jouant sur l pour modifier la forme de (2) et en les rendant tangentes par des débits inférieurs au maximum.

Il faut toujours garder à l'esprit qu'un tirant d'eau aval insuffisant pour une large gamme de débit peut amener le ressaut à être instable et qu'un tirant d'eau excessif amène au phénomène du ressaut submergé.

4.2.4.3.4. Revanche dans le bassin de tranquillisation

L'expression empirique suivante donne des résultats satisfaisants pour éviter les débordements.

$$\text{On a : } \text{revanche} = 0,1 (y_2 + v_1) \text{ en m}$$

v_1 = vitesse d'arrivée de l'eau au bas du coursier en m/s

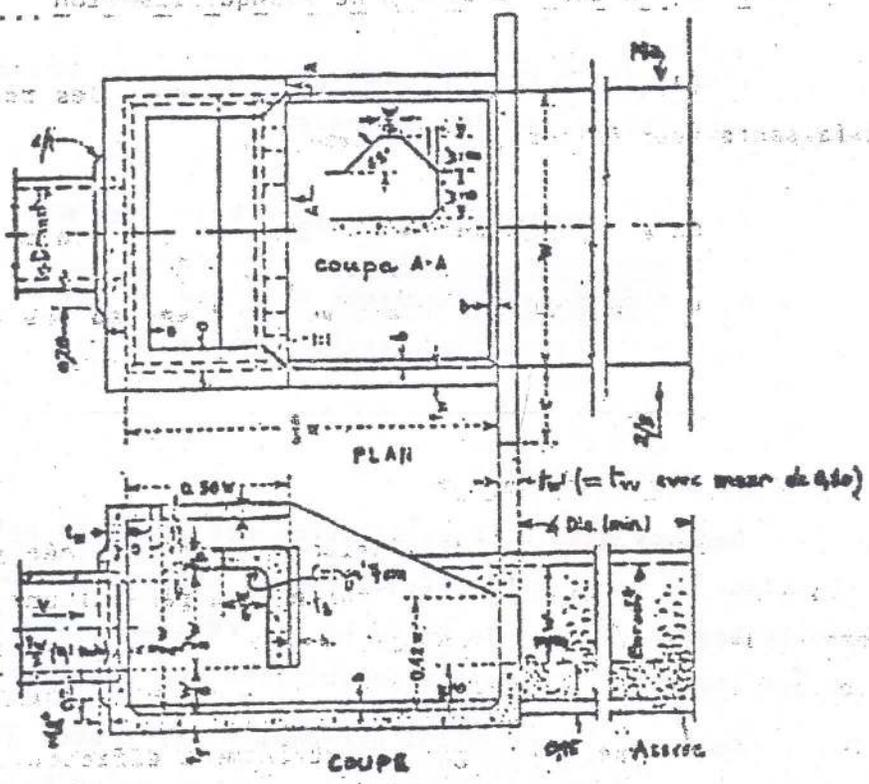
y_2 = tirant d'eau après ressaut en m

4.2.4.4. Bassins de type impact

Dans ce 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 Fig. (28) extraite du "Design of Small Dams" donne le dessin et les dimensions principales d'un bassin de ce type jusqu'à un débit de 10 m³/s.

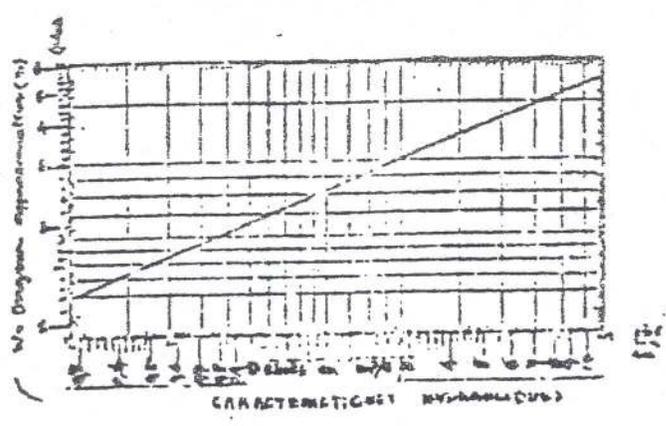
Fig. 28 : Détermination des dimensions d'un bassin de type impact



Q	a	b	c	tw	tf	tb	tp
m ³ /s	m	m	m	m	m	m	m
2,5	0,22	0,07	1	0,20	0,20	0,22	0,20
5	0,29	0,10	1	0,24	0,28	0,25	0,20
7,5	0,34	0,14	1	0,29	0,29	0,29	0,20
10	0,38	0,15	1	0,30	0,32	0,30	0,20

Épaisseur minimale de béton conseillée : 15 cm

Dimensions proposées



La Compagnie d'Aménagement des Coteaux de Gascogne a également très largement utilisé ce genre de bassin dissipateur avec toutefois un dessin légèrement différent (Fig. 29).

La poutre supportée sur 2 ou plusieurs plots encaissés mieux le choc du jet et un bec situé en arrière évite les affouillements en aval. Les débits absorbés dépassent alors 35 m³ par bassin.

La principale limitation des bassins à impact sont les importantes contraintes dues aux chocs de la lame liquide, l'ensemble devant résister aux sévères vibrations qui en résultent.

4.2.4.5. Bassins de type plongée

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'affouiller. Plutôt que de mettre de coûteuses surépaisseurs de béton, il est préférable d'avoir un matelas d'eau de profondeur suffisante pour que de toutes façons il n'y ait pas affouillement.

Une approche empirique a permis à VERONESE de proposer la formule suivante :

$$Y_a = 1,90 H_e^{0,225} q^{0,54}$$

Y_a : profondeur d'eau au delà duquel l'affouillement est stabilisé en m

H_e : différence de charge entre le niveau aval et celui de la retenue en m

q : débit en m³/s par m de largeur : $\frac{Q}{L}$

L : étant la largeur du seuil en m

Dans le cas des petites hauteurs, les caractéristiques dimensionnelles de l'ouvrage peuvent être obtenues à partir du schéma de la Fig. (30) et de l'abaque de la Fig. (31).

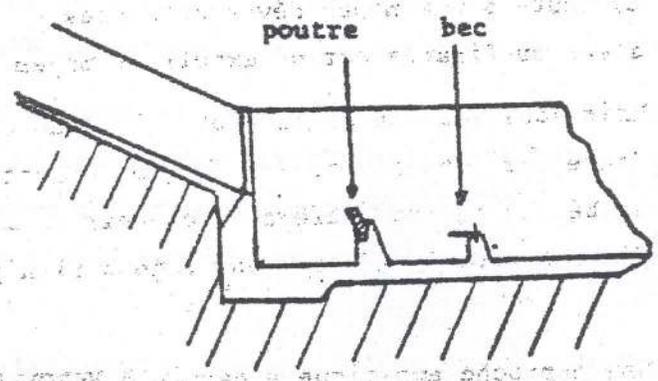
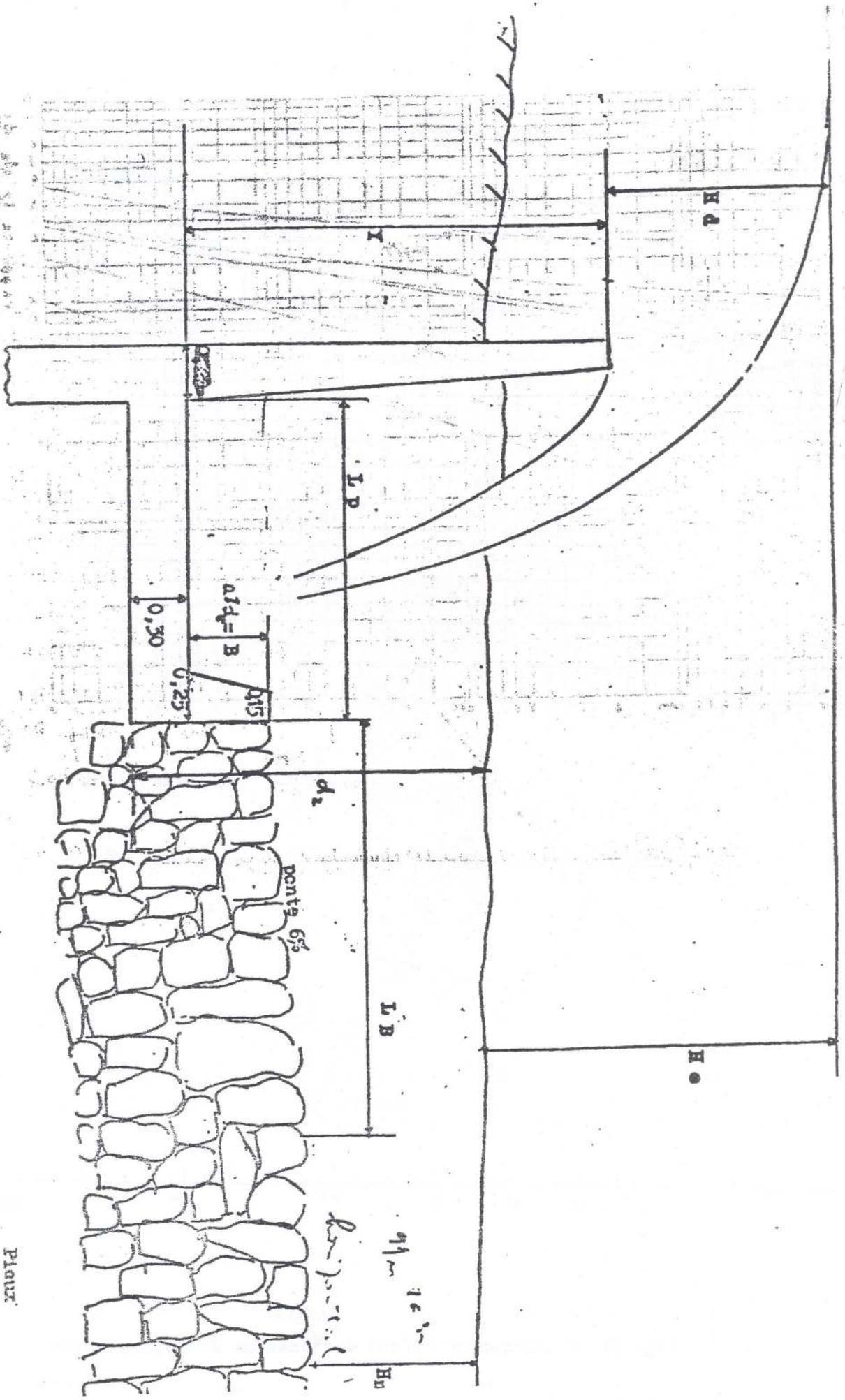


Fig. 29

Bassin de tranquillisation , type impact construit par la C.A.C.G.

FIG. 39 - SCHEMA D'UN PONT EN BAUCCÉ ENFILÉ
suivi d'un bassin de plongée



Plan
alignement
1/10

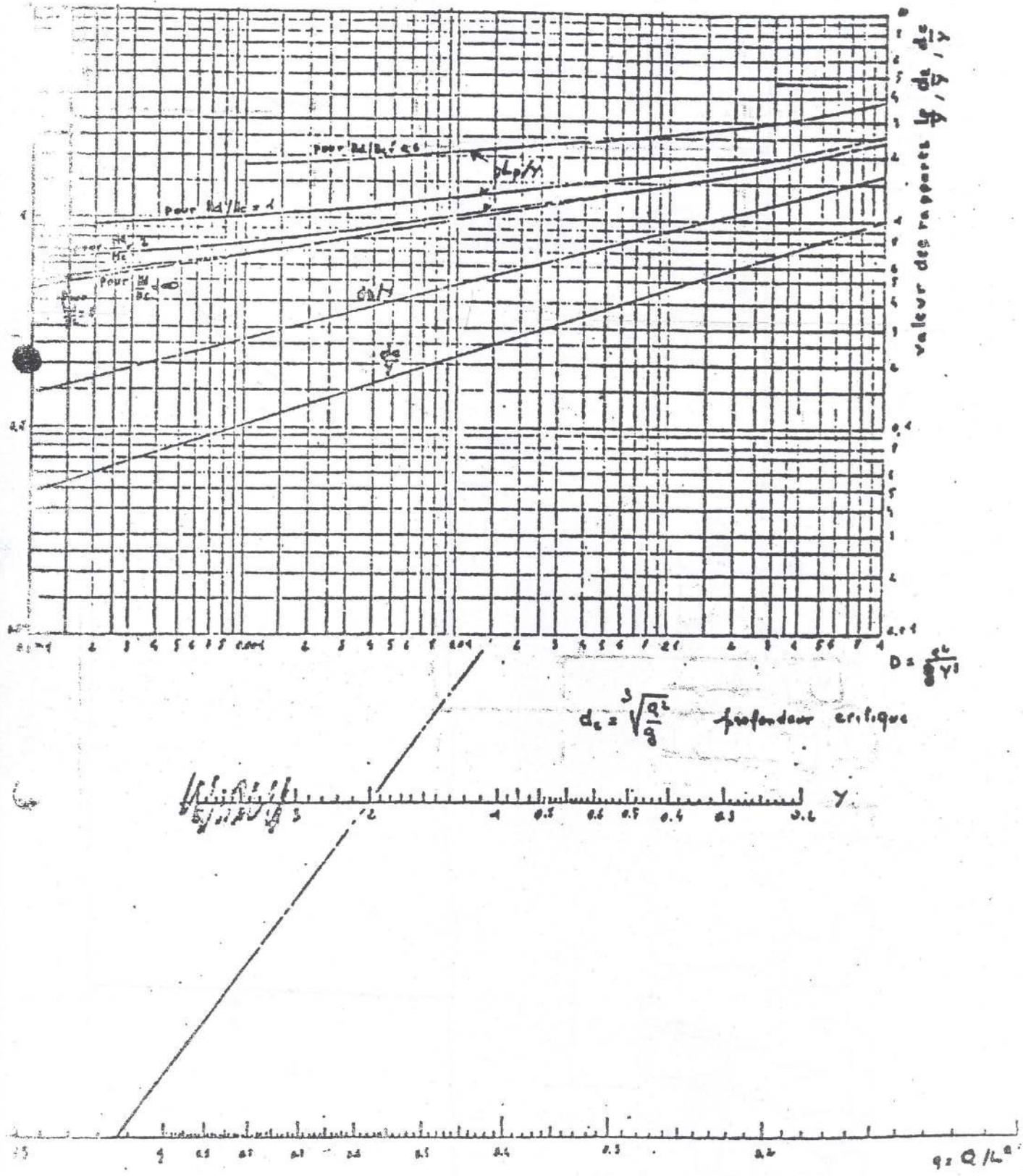


Fig. 31 - Abaque de calcul des ^{petits} bassins de type plongée

- H_e est la hauteur nette de la chute
- L_p est la longueur de la cuvette
- Y est la hauteur du seuil par rapport au fond de la cuvette
- H_n est la profondeur normale aval
- B est la profondeur de la cuvette par rapport à la zone protégée du lit aval
- L_B est la longueur correspondant à la pente de 6 ‰

Au delà de L_B l'enrochement est poursuivi sur quelques mètres et buté par un rideau de palplanches si son équilibre n'est pas assuré.

On a : $H_e = Y + H_d - B - H_n - 0,06 L_B$

4.3. Siphons

L'écoulement se calcule comme dans un tuyau coudé. Pour mener l'évaluation, il faut connaître :

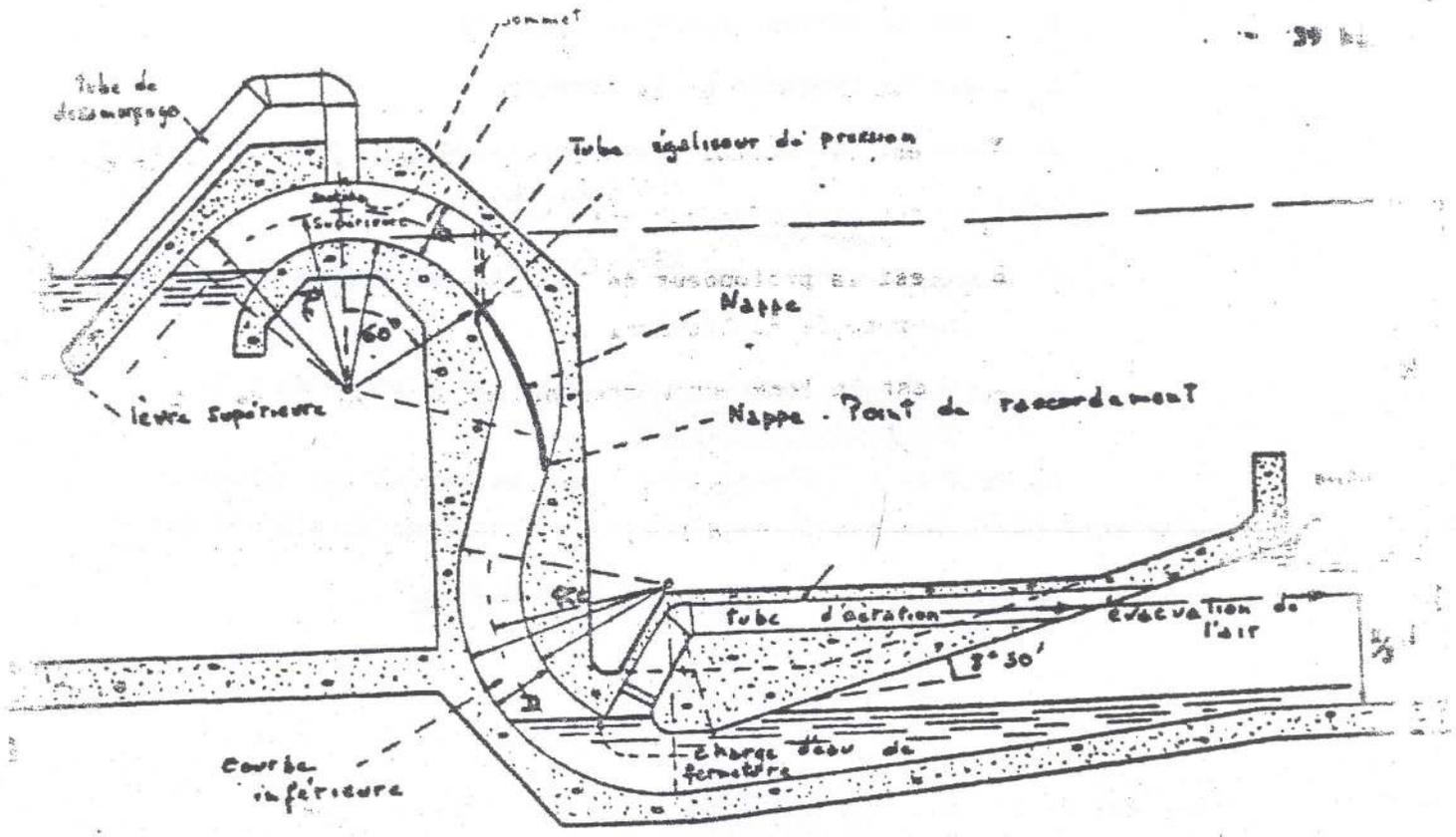
- la charge disponible
- les pertes de charge à prendre en compte
- la fraction de pression atmosphérique disponible pour la partie ascendante amont.

Pour un siphon de section rectangulaire constante, le débit par unité de largeur est donné par la formule :

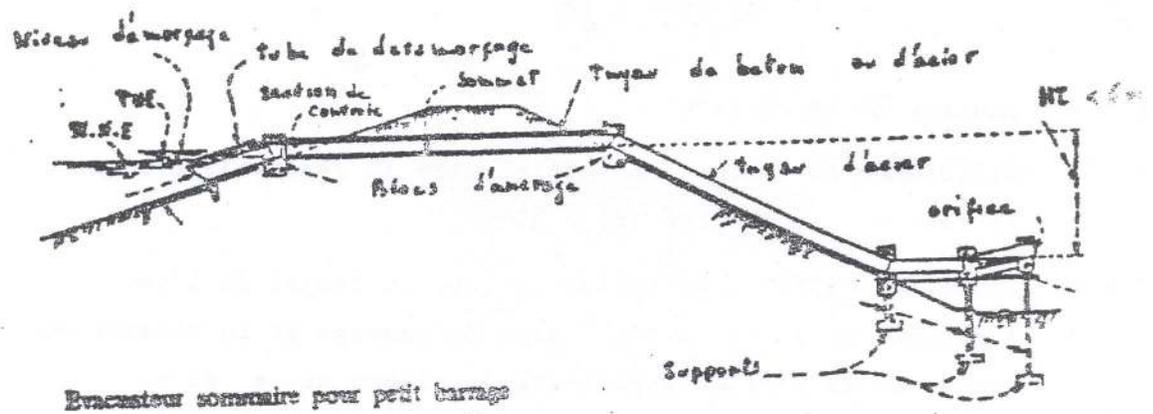
$$q = D \sqrt{2g (H - \Sigma h)}$$

- D = hauteur de la section
- H = différence de charge disponible entre le réservoir à l'amont et la cote de restitution (Fig. 32)
- Σh = somme des différentes pertes le long du trajet de l'eau à savoir, a_1 et v_1 étant l'aire de passage et la vitesse au niveau de la section supérieure du siphon et a_0 et v_0 l'aire de passage et la vitesse à la section de sortie

.../...



Evacuateur siphon à faible charge et fort débit



Evacuateur sommaire pour petit barrage

Fig. 32 : Evacuateurs à siphon

- pertes à l'entrée dans le convergent $h_e = 0,2 \frac{v_1^2}{2g}$

- pertes dues au frottement $h_f = 0,25 \frac{v_1^2}{2g}$

- pertes dues aux courbures supérieures et inférieures

$$h_c = 0,42 \frac{v_1^2}{2g}$$

- pertes au divergent de sortie $h_d = 0,2 \left(\frac{v_1^2}{2g} - \frac{v_0^2}{2g} \right)$

- pertes à l'orifice de sortie $h_s = \left(\frac{a_1}{a_0} \right)^2 \frac{v_1^2}{2g}$

Il faut également vérifier que la somme de la différence de niveau entre le réservoir et la section de crête, des pertes de charge depuis l'entrée jusqu'à la crête, et de la hauteur due à la mise en vitesse $\left(\frac{v_1^2}{2g} \right)$ ne dépasse pas 0,7 fois la hauteur manométrique correspondant à la pression atmosphérique au niveau de l'ouvrage.

En cas de dépassement il se produit des phénomènes de cavitation très nuisibles et générateurs de vibrations et chocs dangereux.

5 - Génie civil des évacuateurs

Une description détaillée des structures, ferrailage de béton ... sortirait du cadre limité de ce fascicule qui ne saurait constituer un cours de béton armé. Les éléments ci-dessous ne sont donc qu'un rappel des hypothèses de base et des méthodes de calcul.

5.1. Généralités

Le dessin et le choix de la structure est l'opération qui suit immédiatement la sélection du type et l'étude hydraulique.

Il est rare que le terrain sur lequel doit être installé l'évacuateur soit de lui-même suffisamment résistant pour supporter le courant d'eau avec sa charge et sa vitesse. Le plus souvent il est nécessaire de prévoir un revêtement peu érodable. On utilise pour cela les enrochements, la maçonnerie et surtout le béton de ciment. Depuis quelques années les bétons bitumineux ont donné lieu à des applications très intéressantes.

On peut pratiquement établir des évacuateurs sur presque tous les types de terrains de fondation à condition que les déformations soient acceptables. Néanmoins les éléments de conception dépendent étroitement des caractéristiques de fondation. Un déversoir installé sur une digue aura une structure très différente de celui qui serait implanté dans un rocher dur.

Les murs, les bajoyers, le fond, les revêtements, doivent résister aux poussées hydrostatiques, aux charges hydrodynamiques, à la poussée des terres et éventuellement aux déformations, aux variations de température ou même au gel.

5.2. Déversoirs et crêtes déversantes

Les déversoirs, sections de contrôle et crêtes déversantes minces ou de profil normal sont essentiellement des petits barrages en béton déversants ; ils se conçoivent et se calculent comme tels.

Les déversoirs en mince paroi se réalisent systématiquement en béton armé. Il peuvent éventuellement porter en crête un seuil arrondi. Les déversoirs à profil normal sont pratiquement toujours des ouvrages poids (Fig. 33).

5.2.1. Forces agissantes

1 - Pression de l'eau libre de la retenue

Lorsque l'eau afflue, la pression se répartit suivant le diagramme triangulaire classique (Fig. 34). La poussée résultante s'exerce au 1/3 inférieur et a pour valeur $P = \frac{1}{2} \gamma H^2$

Lorsque l'ouvrage déverse avec une charge h le diagramme des pressions prend la forme d'un trapèze et la poussée totale devient :

$$P_1 = \frac{1}{2} \gamma (H + 2h) H$$

s'exerçant au centre de gravité du trapèze.

La composante de pression de l'eau coulant au sommet et correspondant au petit triangle, n'intervient pas.

Dans les déversoirs à profil normal, on ne tient pas compte non plus de l'eau s'écoulant sur le parement aval, ni de son éventuel effet stabilisateur.

2 - Sous-pression

Sauf s'il est l'objet d'un drainage efficace, le terrain entourant le déversoir doit être considéré comme entièrement saturé.

Dans le cas d'une fondation rocheuse, l'estimation est délicate.

La méthode la plus facile consiste à admettre qu'à l'amont comme à l'aval, la sous-pression est égale à la charge d'eau, la variation entre les deux étant linéaire. Il est des cas où la sous-pression peut être plus forte (structure particulière du terrain par exemple fissure ne débouchant pas à l'aval). Dans d'autres cas, des dispositifs de drainage, l'allongement des lignes de fuites par des injections à l'amont peuvent la diminuer.

.../...

Fig. 33 : Déversoir en béton à profil normal

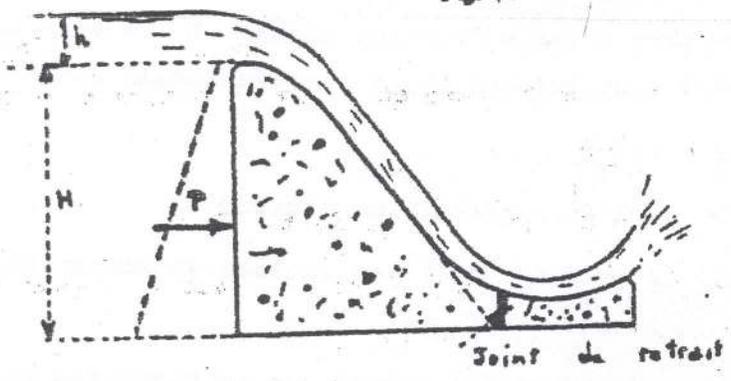
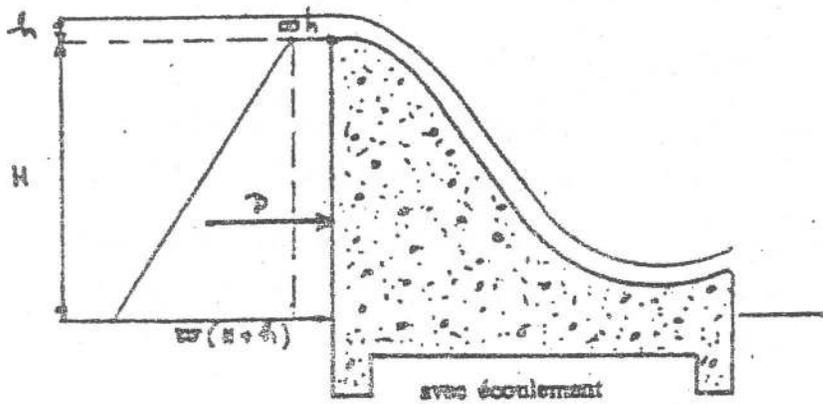
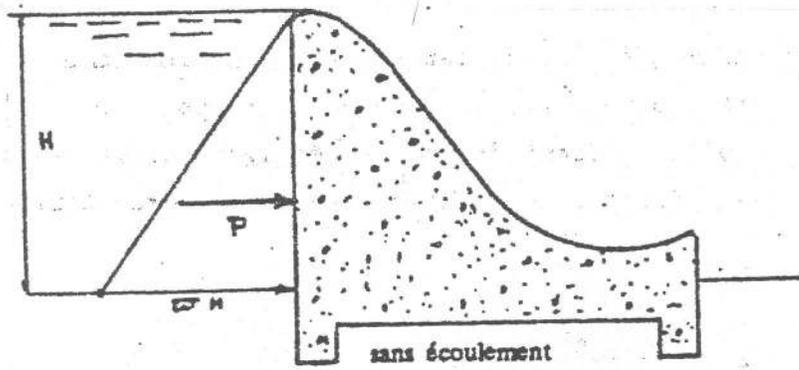


Fig. 34 : Pression de l'eau sur le déversoir



La règle d'or est de toujours placer les rideaux d'étanchéité à l'amont et les drainages à l'aval. Un rideau d'étanchéité aval peut en effet accroître de façon catastrophique les sous-pressions.

Dans le cas d'une fondation perméable, il y a filtration suivant la loi de DARCY et les méthodes exposées dans le fascicule BARRAGES permettent de tracer le réseau des équipotentiels et des lignes de courant, d'où l'on déduit la sous-pression.

La règle de LANE relative au risque de renard, s'applique ici pleinement.

3 - Poussée des sédiments

Des sédiments s'accablent souvent au pied amont du déversoir. Si leur épaisseur est importante, il en résulte une poussée, à l'origine d'efforts notables qu'il convient de ne pas négliger. Il faudra alors ajouter à la poussée hydrostatique, une poussée des terres horizontale (Fig. 35).

$$P_T = \frac{1}{2} \gamma_i k^2 \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

- γ_i = poids volumique immergé du sédiment
(en première approximation, la valeur de 10.000 N/m³ peut être prise)
- k = épaisseur en mètres
- ϕ = angle de frottement interne (compris entre 15 et 30°, 20° étant une première approximation)

P s'exprime alors en Newton par mètre de largeur, comme pour l'eau, le diagramme de répartition est triangulaire, la poussée s'exerçant au centre de gravité.

4 - Poids

Le premier poids à prendre en compte est celui de l'eau. En général, le poids volumique de béton est de 24.000 N/m³.

Dans le cas d'un mur en béton armé, le talus amont est chargé par une masse de terre qui peut être placée à la construction ou être le résultat d'une sédimentation ultérieure.

.../...

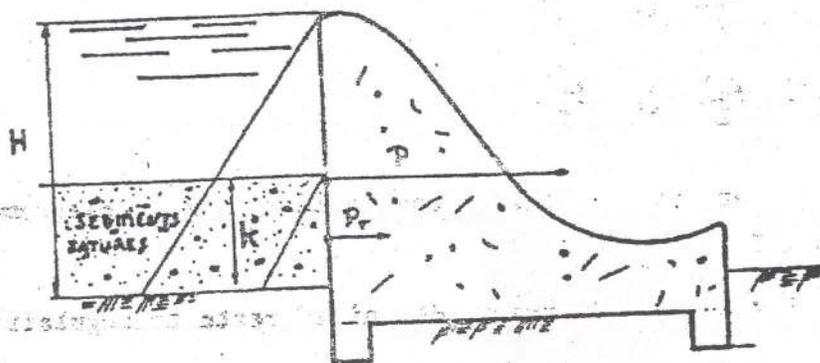


Fig 35 : La poussée P_T d'une couche de sédiments s'ajoutant à la poussée P hydrostatique

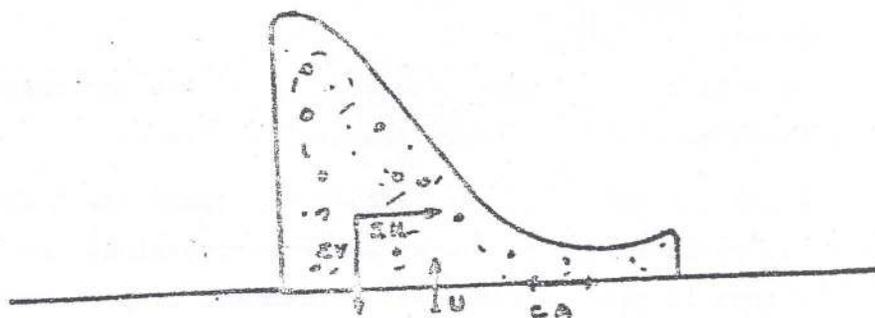


Fig. 37 : Résistance au glissement

Le poids correspondant à prendre en compte est évidemment à calculer à partir du poids volumique immergé comme pour la poussée.

5 - Réaction de fondation

Les charges verticales (poids, mais sous-pressions non comprises) et horizontales (poussées de l'eau, des terres) actives sont équilibrées par une force égale et opposée qui est la réaction de fondation (Fig. 36).

Il en résulte une répartition de contrainte sur la fondation en général de forme trapézoïdale A B b a avec pour valeur amont :

$$A a = \frac{\Sigma V}{L} \left(1 - \frac{6e}{T}\right)$$

$$B b = \frac{\Sigma V}{L} \left(1 + \frac{6e}{T}\right)$$

Il faut en retrancher la sous-pression dont le diagramme est triangulaire A l B

Si $A l < A a$ le diagramme définitif reste triangulaire sur toute la base.

Si $A l > A a$ (ce qui est mauvais) la contrainte sur les fondations est nulle jusqu'au point où les deux valeurs s'équilibrent elle s'établit suivant une répartition triangulaire ensuite.

5.2.2. Analyse de la stabilité et des contraintes

La stabilité est vérifiée au basculement et au glissement. Il faut également s'assurer que le taux de contrainte du béton et des aciers est acceptable.

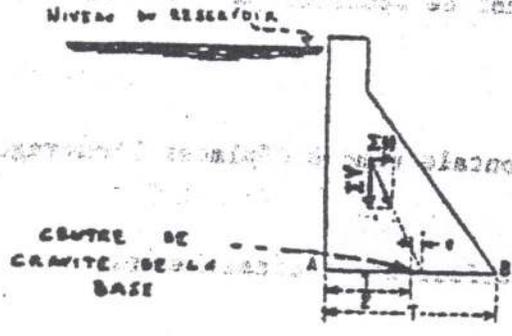
- Basculement

C'est la tendance pour l'ouvrage à tourner par rapport à la zone du pied aval sous l'effet de la poussée de l'eau.

Il n'y a aucun risque de basculement quand les forces verticales dues au poids sont supérieures aux sous-pressions dans toutes les sections. La zone la plus critique est évidemment le pied amont.

.../...

... de la section de la pile ...
 ... de la section de la pile ...
 ... de la section de la pile ...



COUPE VERTICALE

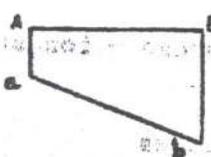


DIAGRAMME DES PRESSIONS (S/S PRESSIONS EXCLUES)

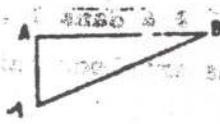
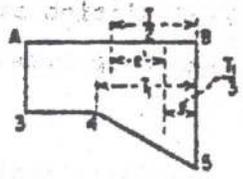


DIAGRAMME DES SOUS-PRESSIONS



REPARTITION COMBINEE PRESSIONS ET SOUS-PRESSIONS

Fig. 36 : Réactions de fondations sous un déversoir

Toutefois, même si cela se produit, il n'y aura risque que si la contrainte induite au pied aval dans la fondation ne dépasse pas la contrainte autorisée (coefficient de sécurité par rapport à la rupture de 4 à 6).

- Glissement

La poussée horizontale tend à déplacer l'ouvrage vers l'aval

(Fig. 37).

On définit un coefficient de cisaillement :

$$S = \frac{C A + (\Sigma V - u) \tan \phi}{\Sigma H}$$

- C = cohésion du contact ouvrage - fondation
- A = surface considérée
- ΣV = somme des forces verticales
- u = force de soulèvement due à la sous-pression
- ΣH = somme des forces horizontales

S doit être égal à 4 dans les conditions normales et au moins à 1,5 dans les conditions extrêmes (niveau d'eau maximal et drainage inopérant).

Sur un substratum de sable et de gravier, cette sécurité s'obtient aisément. Lorsque la fondation comporte des couches d'argile molle, le problème peut être beaucoup plus difficile à résoudre.

- Contrainte

La contrainte doit rester inférieure à ce que peut supporter le béton et la fondation.

En ce qui concerne le béton, les structures en mur gravitaire n'engendrent que des contraintes minimes bien inférieures aux limites de rupture. Les structures minces en béton armé travaillent en général en consoles encastrées fléchies et doivent être calculées comme telles.

En ce qui concerne les contraintes dans la fondation, a vu qu'un coefficient de sécurité minime de 4 (valeur conseillée 6) était nécessaire par rapport à la résistance à la rupture établie à partir de mesures faites sur le terrain ou en laboratoire.

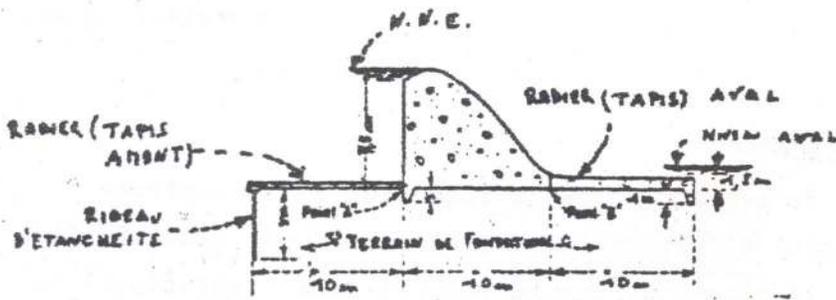


Fig. 38 : Déversoir avec radiers amont et aval, et rideau d'étanchéité amont

En l'absence d'essais de mécanique des sols, on pourra prendre directement dans les calculs en première approximation, les charges maximales suivantes :

Terrains limoneux ou limono-sableux	: 0,6 à 1,5 bars
Argiles franches sans taux excessif de matière organique	: 1 à 2 bars
Argiles compactes	: 3 à 4 bars
Sables compacts	: 4 à 5 bars
Sables grossiers compacts - mélanges sables - galets	: 5 à 6 bars
Graviers propres	: 6 à 8 bars
Graviers compacts	: 7 à 9 bars
Rochers	: 5 à 30 bars

suivant qualité

5.2.3. Protection anti-renard

La ligne de contact entre la fondation et la maçonnerie est un chemin préférentiel d'infiltration. Bien entendu il faut vérifier que la sécurité contre le risque de renard est pleinement assurée, à la fois dans les plans transversaux, mais aussi à la liaison corps de digue - déversoir.

La sécurité est obtenue en allongeant les lignes d'infiltration et en plaçant à l'aval un filtre-drain débouchant dans le canal de fuite par des barbacanes. Pour accroître la longueur d'infiltration on place classiquement à l'amont, un radier horizontal ou un parafouille vertical comme il a été dit en 5.2.1. (Fig. 38).

Lorsque le déversoir repose sur une couche perméable surmontant un substratum imperméable, la meilleure solution est de couper la zone fuyarde par un parafouille s'ancrant dans le substratum.

Il faut évidemment prolonger l'écran sous la digue sur une longueur suffisante pour éviter tout contournement latéral.

Le même problème se pose au raccordement des murs bajoyers avec la digue. Il est indispensable d'éviter tout défaut de contact entre la terre et le béton. Pour cela, on fera pénétrer dans la digue un mur perpendiculaire au bajoyer sur quelques mètres. Dans tous les cas, on appréciera la sécurité par la règle de LANE.

5.2.4. Détails constructifs

Pratiquement pour les déversoirs en béton, la construction par plots n'est nécessaire que pour les ouvrages longs ou ayant plus de 8 à 10 m de haut. Les plots sont alors réunis par des joints water-stop.

Par ailleurs, il est courant de placer un joint de dilatation longitudinal au pied aval. Bien entendu, on ne tient compte que de la partie amont du joint dans les calculs de stabilité.

Si la crête du déversoir porte des vannes ou autres dispositifs du même type, il faut tenir compte des efforts sur ces organes dans les calculs concernant le déversoir qui devra être renforcé en conséquence.

Les radiers amont sont en général réalisés en béton ou béton armé. Le parafoille amont peut être en béton, en argile compactée ou même être traité en paroi moulée. Lorsque cela est nécessaire, il peut être réalisé comme pour une digue sous la forme d'injections prolongeant vers le bas et latéralement une poutre de béton.

Un soin tout particulier devra être apporté à la liaison mur - digue. Il est conseillé toutes les fois qu'on le peut de couler le béton dans des fouilles taillées dans le remblai compacté. Quand cela n'est pas possible, par exemple si l'on est amené à réaliser le béton avant le remblai, le mur de béton devra être enduit par un produit (mastic) bitumineux souple et le remblai soigneusement compacté au plus près des parois.

5.3. Murs et bajoyers

Les murs latéraux et bajoyers travaillent essentiellement comme des murs de soutènement et ont donc à s'opposer à la poussée des terres à laquelle s'ajoute la poussée de l'eau interstitielle.

Ces murs sont le plus souvent en béton armé avec une portion importante de semelle se prolongeant sous le massif de terre.

Côté canal, on place souvent un joint longitudinal à peu de distance de la base du mur. L'équilibre du mur se calcule donc, compte tenu de la poussée des terres sur l'ensemble formé par le mur, sa semelle et la terre le surmontant. Les contraintes dans le mur se calculent compte tenu de la poussée des terres sur le mur travaillant en console encastrée à la base.

5.3.1. Equilibre du mur

On ne tient pas compte de l'eau côté canal. Les terres (et l'eau interstitielle) exercent une poussée sur l'ensemble formé par le mur, la semelle et le terrain qui la surmonte. Les expressions de la poussée des terres sont données dans le tableau de la Fig. (39) et les abaques correspondants extraits du "Design of Small Dams". Ils permettent une première approximation parfaitement valable sur quelques mètres de haut. La cohésion est négligée, ce qui va dans le sens de la sécurité.

Pour des murs plus importants ou si l'on veut des résultats plus précis, on utilisera les formules de PONCELET, de RANKINE ou les tableaux de BOUSSINESQ-CAQUOT disponibles dans les ouvrages spécialisés.

Les terres exercent également leur poids sur la semelle. L'ensemble terre - mur est calculé comme un barrage béton au basculement, au glissement et à la contrainte en fondation, avec les mêmes coefficients de sécurité.

5.3.2. Contraintes

La fig. (40) schématise le mode de travail des éléments du bajoyer.

Le mur se calcule comme une console encastrée à la base et fléchie sous la poussée des terres et de l'eau de saturation, canal vide.

La semelle se calcule comme une console encastrée dans le mur et soumise au poids des terres et à la réaction des fondations (éventuellement augmentée de la sous-pression).

Dans le cas de murs hauts et minces, les contraintes peuvent être très importantes et le bajoyer doit être ferraillé en conséquence, spécialement dans la zone de raccordement semelle - mur.