

REVUE DE STATISTIQUE APPLIQUÉE

G. LABAYE

**Le problème des évacuateurs de crues de Serre-Ponçon.
Essai de détermination d'un optimum économique**

Revue de statistique appliquée, tome 4, n° 3 (1956), p. 47-66

http://www.numdam.org/item?id=RSA_1956__4_3_47_0

© Société française de statistique, 1956, tous droits réservés.

L'accès aux archives de la revue « *Revue de statistique appliquée* » (<http://www.sfds.asso.fr/publicat/rsa.htm>) implique l'accord avec les conditions générales d'utilisation (<http://www.numdam.org/conditions>). Toute utilisation commerciale ou impression systématique est constitutive d'une infraction pénale. Toute copie ou impression de ce fichier doit contenir la présente mention de copyright.

NUMDAM

Article numérisé dans le cadre du programme
Numérisation de documents anciens mathématiques
<http://www.numdam.org/>

LE PROBLÈME DES ÉVACUATEURS DE CRUES DE SERRE-PONÇON

ESSAI DE DÉTERMINATION D'UN OPTIMUM ÉCONOMIQUE

par

G. LABAYE

*Ingénieur à la Direction
de l'Équipement d'Électricité de France*

INTRODUCTION

La présente communication a essentiellement pour but d'exposer les résultats d'un calcul d'optimum économique d'évacuateur de crues. Le projet de SERRE-PONÇON est bien connu des membres de la S.H.F. et plusieurs communications, lors de sessions antérieures du Comité Technique, ont décrit le réseau d'auscultation hydrologique et pluviométrique établi sur le bassin de la HAUTE DURANCE ainsi que certains résultats partiels que ce dispositif a permis d'obtenir.

Je passerai donc rapidement sur ces préliminaires et, après avoir rappelé le principe du calcul économique, d'insisterai surtout sur les difficultés pratiques que nous avons rencontrées et les hypothèses que nous avons été obligés d'admettre pour aboutir. Nous verrons ensuite les résultats obtenus dans le cas particulier de SERRE-PONÇON.

Enfin, dans la conclusion et peut-être aussi dans la discussion qui, j'espère, suivra, nous essaierons de tirer la philosophie de cette étude, décevante par moment, mais bien souvent passionnante pour tous ceux qui, sous la direction de M. GIGUET, y ont participé :

- les services de la R.E.H. ALPES III
- le service des ETUDES & RECHERCHES HYDRAULIQUES, en particulier M. MORLAT,
- le service PROJETS de la DIRECTION de l'EQUIPEMENT auquel j'appartenais à l'époque,
- et, enfin, E. HALPHEN.

2. RAPPEL DES PREMIÈRES ÉTUDES

2.1.- Au cours d'une intervention à une séance de la S.H.F. du 19 janvier 1954, M. GIGUET regrettait que "les caractéristiques de la crue maximum contre laquelle on entend protéger les ouvrages "soient "abandonnées à l'intuition, c'est à dire au hasard".

De cette formule qui peut paraître un peu dure ainsi extraite de son contexte, il convient surtout de retenir le terme "intuition". Cette dernière qui domine le choix des évacuateurs de crues est intervenue également dans le cas de SERRE-PONÇON. Mais après la première estimation grossière de l'avant-projet préli-

minaire, au cours duquel on avait avancé le chiffre de 3.600 m³/sec. - soit deux fois le débit de la plus grande crue connue -, de nombreuses études ont été faites pour étayer l'intuition.

2.2.- M. PARDE avait apporté tout le poids de sa grande expérience dans une importante étude modifiant sensiblement le chiffre initial, au moins pour les pointes de crue.

Simultanément, on installait tout un réseau de pluviomètres et stations de jaugeages pour contrôler et préciser les relevés anciens, ainsi que pour déterminer les bases d'application éventuelle de la méthode des hydrogrammes unitaires.

La mise en oeuvre de ces méthodes :

- a) Coefficient de sécurité par rapport à la plus grande crue connue,
- b) Analyse du régime par M. PARDE.
- c) Extrapolation de débits (analysés et corrigés) jusqu'à une valeur de probabilité convenable : SCHNACKENBERG (*) indique une période de retour de 1.000 ans pour les barrages en terre
- d) Analyse des pluies et des déficits d'écoulement - Emploi des hydrogrammes unitaires.

apportait tout un ensemble d'éléments dont les résultats étaient relativement homogènes.

2.3.- Par ailleurs, l'étude du comportement des ouvrages d'évacuation dans différentes hypothèses, permettait de se rendre compte de l'intérêt que présentaient les possibilités supplémentaires de stockage dues à une augmentation peu onéreuse de la revanche.

Cependant, au terme de toutes ces études, il subsistait certains doutes, quelle que soit la méthode adoptée :

- Pourquoi un coefficient de sécurité de 2 plutôt que 2,5 par rapport à la plus grande crue connue ?
- Pourquoi M. PARDE s'était-il arrêté à un chiffre donné ?
- Pourquoi adopter une probabilité de 1/1000 ?
- Pourquoi limiter l'intensité des pluies et choisir telle ou telle répartition ?

Il n'y a pas de réponse possible à ces questions et ceci suffit à souligner le caractère subjectif de ces diverses méthodes. Il est alors séduisant pour l'esprit d'essayer de se soustraire à l'aspect arbitraire qu'implique cette subjectivité. Quel que soit le chiffre de débit adopté, il subsiste un risque de voir une crue supérieure se produire un jour. A-t-on intérêt à réduire ce risque au prix d'une augmentation d'investissement ?

3.1. Principe d'optimum

Le problème est posé. Il s'agit d'un optimum économique.

3.1.1.- Ce n'est certes pas la première fois qu'on en parle. M. GIBRAT le sait bien, qui avait déjà traité la question pour SARRANS. MM. DANIEL et BLANCHET, au 4ème Congrès des Grands Barrages à NEW-DELHI, en avaient

(*) SCHNACKENBERG : Extrême Flood Discharges, New-Zeeland Institution of Engineers, 1949.

également posé le principe. SCHNACKENBERG, sans le dire explicitement, avait sans aucun doute traité au moins sommairement le problème pour fixer les probabilités à admettre suivant le type d'ouvrage. Mais pratiquement comment allons-nous mettre en oeuvre la méthode proposée par M. GIGUET le 19 janvier 1954 à la S.H.F. ? Sur le principe même, il est facile de trouver un accord.

Un ouvrage en rivière étant projeté, on lui adjoint des dispositifs de protection : évacuateur de crue, protection de berge, surélévation du barrage, etc... de coût total I. Il existe alors un certain risque de dégats en cas de crue exceptionnelle, supérieure aux capacités d'évacuation et de stockage. A ce risque, on peut faire correspondre une prime d'assurance annuelle "a" qui actualisée, représente une dépense A.

Une des façons les plus satisfaisantes pour l'esprit de calculer un optimum économique est de chercher le minimum de la somme I + A lorsque les caractéristiques des moyens de protection varient.

3.1.2. - Pour simplifier l'exposé, nous traiterons d'abord le cas simple où le débit seul intervient :

Appelons q_0 le débit nominal des évacuateurs en englobant dans ce temps tous les dispositifs de protection dont nous supposerons le prix entièrement déterminé par la connaissance de q_0 .

Les dépenses : dégats supplémentaires dus à la présence de l'ouvrage, perte de production pendant les réparations, etc... seront fonction à la fois du débit q de la crue et de q_0 caractéristique de l'évacuateur ; elles seront donc de la forme $D(q, q_0)$.

Soit $p(q) dq$ la probabilité pour qu'une crue, de débit compris entre q et $q + dq$, ait lieu dans l'année.

Actualisée, la prime d'assurance correspondante à prévoir est :

$$dA = k D(q, q_0) p(q) dq$$

k tenant compte uniquement du taux d'intérêt admis et d'un chargement de sécurité éventuel.

La dépense totale actualisée, destinée à couvrir les risques dus à toutes les crues possibles, est donc :

$$A = k \int_0^{\infty} D(q, q_0) p(q) dq$$

où l'on doit remarquer que D est nul pour $q < q_0$.

Soit maintenant $I(q_0)$ le prix des évacuateurs et dispositifs divers de protection.

L'équation optimum sera :

$$\frac{\partial (I + A)}{\partial q_0} = 0$$

c'est-à-dire :

$$\frac{dI}{dq_0} = -k \int \frac{\partial D(q, q_0)}{\partial q_0} p(q) dq$$

Si l'on admet de plus, ce qui est souvent vraisemblable, que les dégats dépendent seulement de $q - q_0$ et varient de façon discontinue, par sauts de valeur ΔD_i , pour quelques valeurs finies q_i de $q - q_0$, on aboutit à la formule finale :

$$(1) \quad \frac{dI}{dq_0} = k \sum_i p(q_0 + q_i) \Delta D_i$$

3.2. Discussion

3.2.1.- Examinons les différents termes de cette formule simplifiée.

Les investissements sont assez facilement déterminés. Il n'en est pas de même des dégâts : évaluation des destructions - processus même de celles-ci - submersions - propagation des ondes de rupture vers l'aval - etc... C'est évidemment, chaque fois, un cas d'espèce et nous donnerons pour SERRE-PONÇON les estimations qui ont pu être faites sans nous étendre sur ce sujet qui pourrait nous entraîner très loin.

Par contre, nous nous attarderons un peu dès maintenant sur le problème général des probabilités de crues.

3.2.2.- Le terme même de probabilité est controversé lorsqu'on l'applique aux crues. Pour reprendre l'expression de M. PARDE "on parle de crue millénaire et elle se produit deux fois dans la même semaine". Il est bien exact qu'en ce qui concerne les crues exceptionnelles que nous devons envisager il ne saurait être question de définition statistique. Mais on ne peut nier un certain degré de "vraisemblance" aux débits considérés et c'est cela que l'on chiffre en lui donnant le nom de probabilité. Par ailleurs, le seul fait de prendre une décision, quant au débit de crue, revient à admettre implicitement que la diminution du risque qu'entraînerait l'adoption d'un chiffre supérieur ne compense plus les investissements supplémentaires correspondants. Exprimer les possibilités de dépassement par des chiffres déplace en quelque sorte le moment de la décision, sans en changer pour autant le principe, mais peut modifier, si l'on n'y prend pas garde, l'attribution des respectabilités.

3.2.3.- Quoi qu'il en soit, il nous faut faire une extrapolation en partant d'une courbe de fréquence des débits connus, mal connus d'ailleurs, et de toutes les autres sources d'information en notre possession. Mais on ignore d'après quelle loi faire cette extrapolation et, suivant que l'on ajuste aux relevés de débits une loi de GUMBEL, une loi harmonique, une loi de GALTON, de PEARSON, de GIBRAT, etc... les résultats sont extrêmement différents.

D'ailleurs, existe-t-il un type de loi unique ? On peut avoir affaire, pour une même rivière, à plusieurs genres de crues. M. MORLAT a déjà signalé à plusieurs reprises des différences caractéristiques entre les crues de printemps et les crues d'automne par exemple. Ceci a été observé pour la DURANCE ainsi que nous le verrons plus loin, sans peut-être que l'écart soit suffisamment net pour qu'on puisse en tirer des conclusions. Mais on peut très bien imaginer des relevés de débits de crues d'automne et de printemps semblables à ceux qui sont représentés sur la figure n° 1. Il est évident alors que si l'on extrapole la courbe de fréquence de l'ensemble des crues, on arrive, pour les faibles probabilités, à des débits nettement inférieurs à ceux que l'on obtiendrait en tenant compte de la distinction entre les deux types de crues.

L'extrapolation des résultats connus devra donc être extrêmement prudente et ceci tient à la complexité du phénomène.

Une crue donnée est produite par la combinaison d'un certain nombre de paramètres de caractère aléatoire dont les probabilités ne suivent pas obligatoirement des lois de même type et entre lesquels il peut exister des corrélations évidemment inconnues. Par exemple, une direction de propagation de front de pluie telle qu'elle amènerait une concentration des débits au point considéré (front de pluie descendant la vallée) peut être liée à des averses plus violentes que celles qui correspondent à un vent différent, la violence de ces averses venant, soit d'une intensité moyenne plus forte, soit d'une dispersion plus grande. Cette corrélation entre un vent défavorable et une intensité de pluie importante définirait un type de crue dont il conviendrait peut être d'étudier à part les probabilités. On

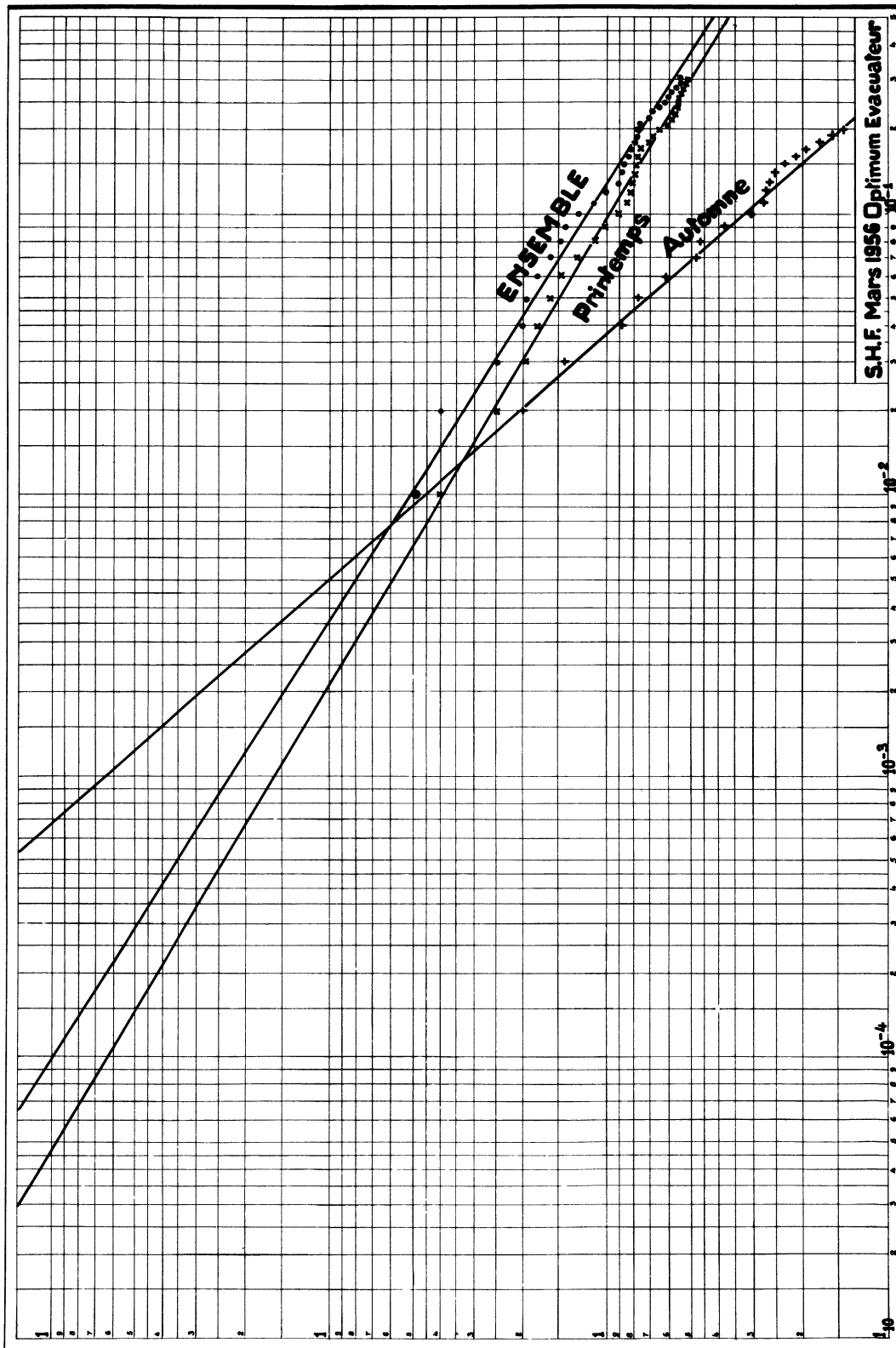


Fig. 1

peut multiplier les exemples de telles corrélations possibles entre les nombreux paramètres : vent, température, intensité, durée de pluie, état du sol, de la végétation, etc... qui régissent les crues. La DURANCE, soumise à la fois aux vents atlantiques et aux vents méditerranéens, et dont le régime est assez fortement nival, présente sans aucun doute de telles corrélations. Il serait évidemment tentant d'analyser tous ces phénomènes pour aboutir, par une étude de synthèse, à des résultats cohérents en ce qui concerne les crues elles-mêmes ; mais, dans aucun cas, à notre connaissance, on n'a pu disposer de tous les éléments nécessaires à une telle étude. Peut-être pourra-t-on les réunir un jour ?

3.2.4.- Cependant, HALPHEN (*) a proposé une méthode d'analyse originale des relevés de débits eux-mêmes en donnant d'ailleurs une interprétation météorologique des principaux paramètres employés. Cette méthode consiste essentiellement en l'ajustement de polynômes trigonométriques sur les courbes du débit journalier, ou plutôt du logarithme de celui-ci, au cours des différents mois, puis en l'étude des probabilités des coefficients numériques et des écarts. Les corrélations observées par HALPHEN sont, semble-t-il, la traduction de celles dont nous envisagions plus haut l'existence. Il faut évidemment en tenir compte dans l'extrapolation, d'autant que l'éventualité toujours possible de conjoncture non encore observées parce que très peu probables peut venir renforcer le domaine extrême que l'on cherche à atteindre. Remarquons cependant que les différents choix effectués par HALPHEN :

- le mois comme période de référence,
- le débit moyen journalier comme caractéristique de débit,
- limitation à 3 des composantes,
- l'expression des débits par leurs logarithmes.

impliquent un certain nombre de restrictions ou d'hypothèses concernant tant le climat que l'étendue du bassin versant. Ces divers choix, justifiés pour l'ARVE au PONT de CAROUGE, la DORDOGNE à ARGENTAT ou la DURANCE à SERREPONÇON, ne le seraient pas pour l'étude d'un petit ou d'un très grand bassin versant sous un autre climat, tropical par exemple. Il est possible, en effet, que le nombre de 3 composantes pour une période de 1 mois (les deux étant liés) caractérise un climat tempéré ou un ordre de grandeur de bassin, de même que le choix du débit moyen journalier comme référence soit spécifique de l'étendue du bassin versant (à 4.000 km² correspond, en effet, un temps de base de l'hydrogramme unitaire de l'ordre de la journée).

Par ailleurs, si l'application de la méthode à la détermination des débits écrits est justiciable de confrontations relativement nombreuses avec l'observation directe, il n'en est pas de même pour l'extrapolation des probabilités de crues. Quoi qu'il en soit, si cette méthode est, à notre avis, préférable aux méthodes d'extrapolation habituelles, GUMBEL, PEARSON, GALTON, GIBRAT, etc... elle demande néanmoins à être utilisée uniquement par des spécialistes avertis et, sauf modifications à étudier, dans le domaine défini par HALPHEN lui-même : bassin versant de l'ordre de quelques milliers de km² - climat tempéré - etc...

Les premiers résultats de la méthode proposée par HALPHEN paraissent conduire, ainsi que nous le verrons tout à l'heure pour la DURANCE, à des débits notablement supérieurs à ceux que donneraient les diverses lois citées plus haut. On peut évidemment se demander si ceci est général et si les lois habituellement employées sont optimistes.

(*) HALPHEN : Une méthode statistique d'analyse des débits - communication au Congrès de Rome de l'Association Internationale d'Hydrologie Scientifique, Septembre 1954.

Nous voyons donc, dès maintenant, que même dans le cas où les débits seuls interviennent, nous rencontrons des difficultés du même genre que celles que nous avons eues initialement.

4. INTRODUCTION DE LA DURÉE DES CRUES

La valeur du débit n'est pas seule à intervenir. Les possibilités de stockage qu'offre la présence d'un réservoir, toujours muni d'une certaine revanche, nous obligent à introduire, dans le calcul, la durée des crues ou la forme de leurs hydrogrammes. Nous allons voir maintenant comment le faire et nous suivrons ici de beaucoup plus près que dans le paragraphe précédent, ce qui a été effectivement fait pour SERRE-PONÇON.

4.1. - Nous admettrons d'abord deux hypothèses :

- a - Les dégâts interviennent en totalité dès le déversement,
- b - Toutes les crues ont une même forme type, variable au besoin avec le débit caractéristique (maximum ou moyen journalier par exemple), mais entièrement défini par lui.

Dans ces conditions, à une probabilité donnée, traduite en débit, correspond un hydrogramme donné, à partir duquel on peut tracer une courbe $V_0(q_0)$ définissant pour cette crue la relation qui doit exister entre le volume stockable et la capacité des évacuateurs, de façon à éviter tout déversement (Fig. 2 et 3).

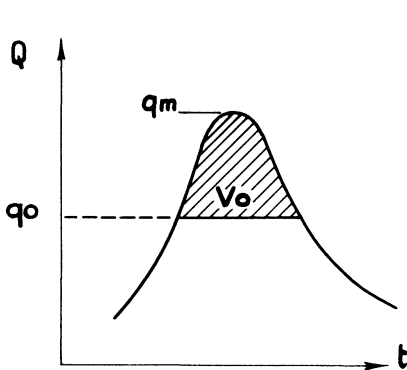


Fig. 2

Hydrogramme

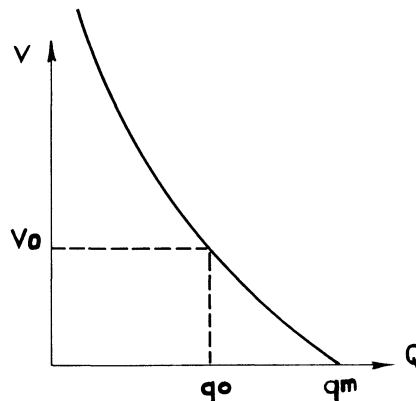


Fig. 3

Courbe de stockage

On peut ainsi obtenir, dans le plan V, q , une famille de courbes d'égal probabilité de déversements. En cherchant, le long de chacune d'elles, le minimum des investissements $I(q_0, V_0)$, on obtient un ensemble de solutions admissibles représenté par une courbe ; celle-ci est également le lieu de points de tangence, dans le plan V, q , des courbes d'égal probabilité de déversements et des courbes d'égal investissement (Fig. 4), page suivante.

Chaque point de cette courbe peut être ainsi coté, d'une part, en probabilité, d'autre part, en investissement. Il lui correspond d'ailleurs, suivant notre hypothèse "a-" les dégâts totaux que l'on peut éventuellement faire varier en fonction du débit de crue.

A un changement de paramètre près, les différents termes de notre équation d'optimum sont donc connus.

4.2. - Mais avons-nous le droit de considérer que la forme de l'hydrogramme est fixée par le seul paramètre débit ? Certes, notre hypothèse est déjà assez large puisque nous n'avons pas précisé la nature de cette relation ; ce n'est pas forcément une affinité verticale, ni même une homothétie par rapport à l'origine. Mais on sait bien que pour un débit moyen journalier donné, par exemple, les hydrogrammes de crues peuvent avoir des formes sensiblement différentes (Fig. 5).

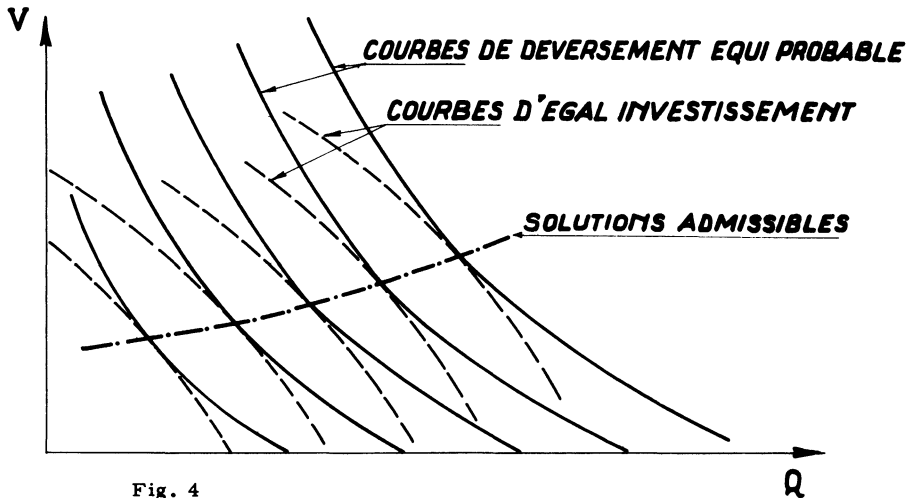


Fig. 4

C'est en analysant les hydrogrammes réels de LA DURANCE que nous nous sommes rendus compte que l'on pouvait admettre ici deux grandes classes de crues : crues de printemps et crues d'automne - classes sans doute d'autant mieux caractérisées que les débits sont plus importants ; et nous avons admis pour forme type celle de la crue de 1843 pour l'automne, celle de la crue de 1856 pour le printemps (Fig. 6 et 7). Nous avons eu, en effet, la chance de retrouver aux ARCHIVES NATIONALES, grâce aux indications de M. HUPNER, les éléments nécessaires à une reconstitution relativement précise de ces hydrogrammes. Nous avons alors construit les courbes V_0 (q_0) correspondant à chacun de ces types de crues (Fig. 8) ; on remarquera que ces courbes se déduisent les unes des autres par homothétie par rapport à l'origine des coordonnées. Cette homothétie, vérifiée quasi exactement pour les crues les plus typiques dont nous disposons, a été généralisée par la suite. Elle correspond notamment à l'hypothèse que les hydrogrammes

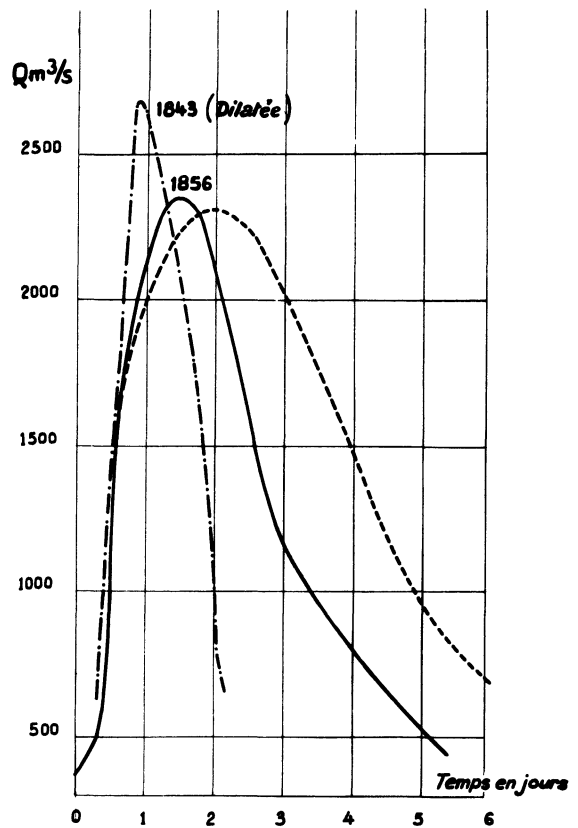


Fig. 5

Hydrogrammes. Possibles de Crues

d'un même type se déduisent les uns des autres par affinité verticale. Cette dernière hypothèse est d'autant moins absurde, pensons-nous, que les débits sont plus élevés et c'est en cela que la connaissance des très fortes crues du siècle dernier nous est particulièrement utile.

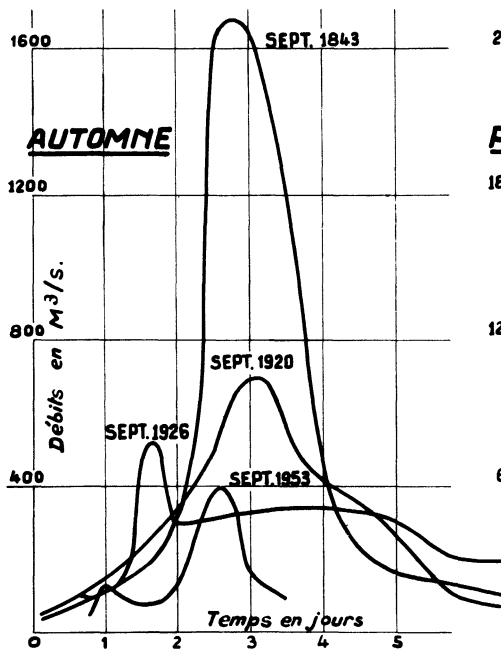


Fig. 6

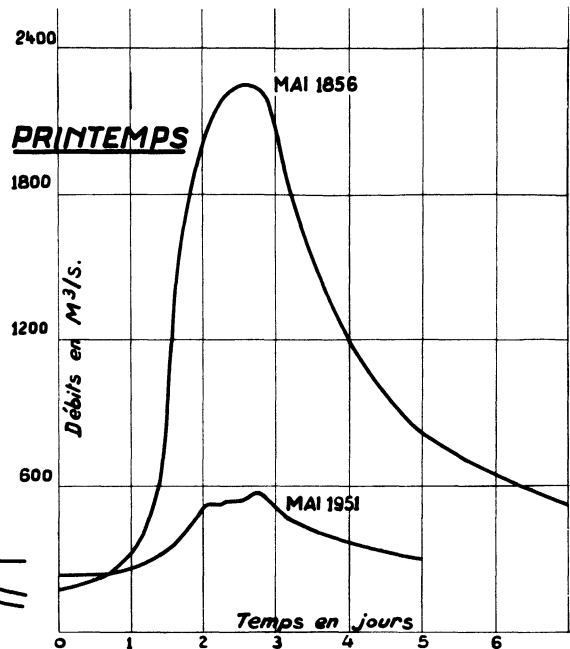


Fig. 7

Formes types de Crues

Nous avons été amenés, par ailleurs, à attribuer la même probabilité à chacun de ces deux types de crues, bien que l'analyse des débits connus fasse apparaître une certaine différence entre eux. Mais la combinaison des courbes $V(q)$ des crues d'automne et des crues de printemps conduit à des courbes globales dont le tracé est intermédiaire entre celui des précédentes (Fig. 9). Les différences de probabilités qui apparaissent entre les crues de printemps et les crues d'automne sont trop faibles pour modifier sensiblement le résultat final.

Les courbes de déversement équi-probables d'ensemble étant obtenues compte tenu des probabilités, on peut, comme il a été dit plus haut, mener à bien le calcul final.

5. APPLICATION A SERRE-PONÇON

Avant de voir les résultats eux-mêmes, nous précisons la façon dont ont été obtenus les différents éléments du calcul en soulignant au passage les hypothèses admises ainsi que les marges d'incertitudes adoptées.

5.1. - La formule de base (1) demande à être modifiée. Appelons maintenant q le débit moyen journalier de la crue pour laquelle l'ensemble :

- évacuateurs de capacité q_0
- revanche donnant un volume stockable V_0

constitue l'optimum des moyens de protection de coût total $I(q_0, V_0)$; et admettons que les dégâts D interviennent en totalité dès que q_m dépasse q_{m0}

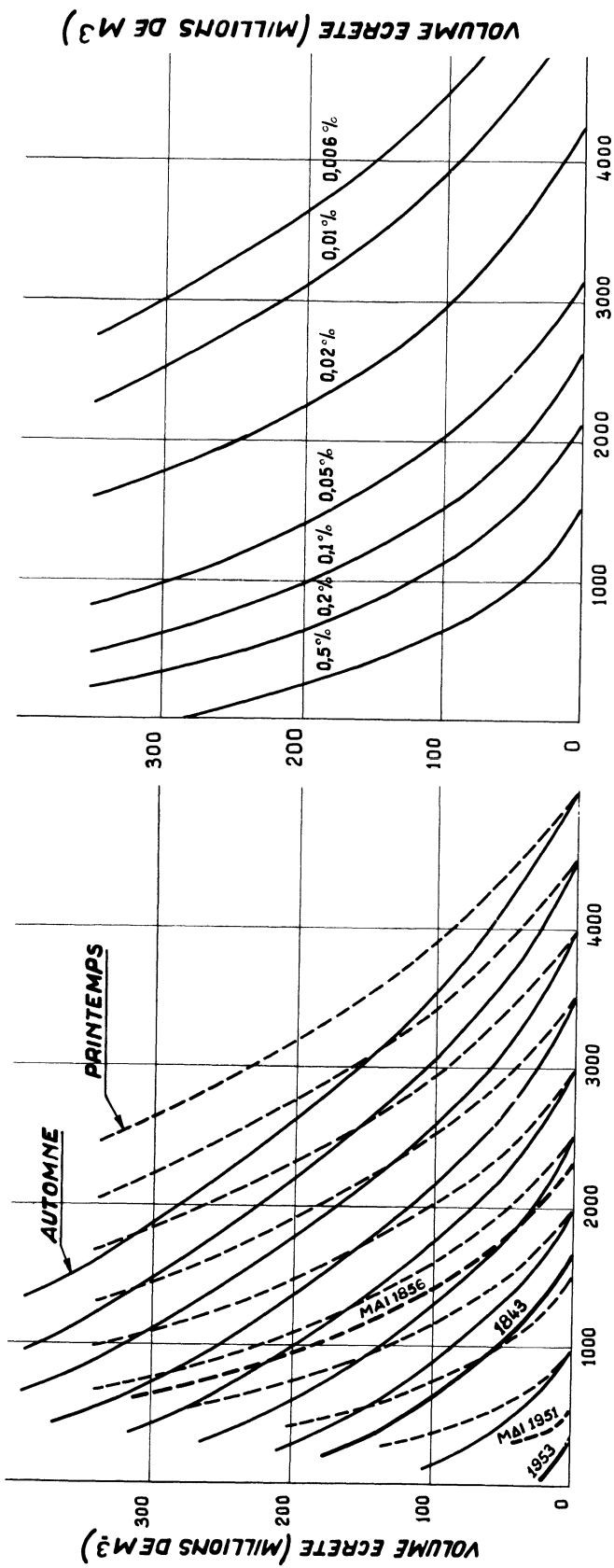


Fig. 8
Crues d'Automne
Crues de Printemps

Fig. 9
Courbes composées

On a alors

$$(2) \quad \frac{d I (q_0, V_0)}{d q_{m_0}} = k p (q_{m_0}) D$$

avec $k = \frac{I}{r}$

c'est-à-dire sans chargement de sécurité.

5.2. Données

5.2.1. - Investissements : Il était relativement facile de chiffrer les investissements relatifs aux évacuateurs pour lesquels un devis a été fait dans différentes hypothèses ; nous avons admis de plus que les vidanges de fond, équipées pour 1.200 m³/sec., étaient réalisées à priori.

La détermination du prix de la revanche était, par contre, plus délicate. Nous avons admis que seules étaient imputables à une protection contre les crues, les dépenses correspondant à une surélévation au-dessus de la cote 786, adoptée lors des premiers avant-projets. De plus, les premiers mètres au-dessus de cette cote peuvent être obtenus par un raidissement des talus au voisinage de la crête, ainsi qu'il ressort du projet actuel, et par suite au prix des dépenses relativement faibles. Par contre, dès que la crête dépasse la cote 789, la surépaisseur doit s'étendre sur l'ensemble des parements.

C'est à partir de ces hypothèses que nous avons chiffré les investissements correspondant à une augmentation de la revanche.

Dans les deux cas ; évacuateurs et surélévation de la digue, nous avons ajouté aux dépenses proprement dites les charges d'exploitation actualisées.

5.2.2. - Dégâts : C'est certainement là un problème extrêmement délicat. Notons d'abord, en anticipant sur les résultats de l'étude, qu'on peut penser qu'il n'y a pas lieu d'envisager des pertes de vie humaines, moyennant un dispositif d'alerte qui aurait une probabilité annuelle de l'ordre de 10⁻³ d'être mis en oeuvre dès que le plan d'eau dépasse la cote normale de retenue) et une probabilité inférieure à 10⁻⁴ de servir effectivement ; les délais correspondants, de l'ordre de la journée au minimum, étant suffisants pour en assurer l'efficacité entière.

Nous ne nous étendrons pas sur la façon dont a été faite l'estimation des dégâts matériels. Sur le plan théorique, on peut sans doute discuter cette évaluation.

- Il faudrait en toute rigueur prendre seulement en compte la différence entre les dégâts qu'entraînerait la rupture du barrage et ceux qui auraient pu avoir lieu en l'absence de celui-ci.

- Les dégâts dépendent de la loi de destruction du barrage lui-même.

Cependant, l'évaluation même des dégâts est assez imprécise et lorsqu'on avance un chiffre de 200 milliards, il est pratiquement impossible de savoir s'il s'agit d'un supplément de dépenses ou des dépenses totales. Par ailleurs, s'il peut apparaître une différence entre une destruction rapide du barrage (quelques heures) et une destruction lente (mais qui devrait sans doute rester de l'ordre de la journée); cette différence porte essentiellement sur les destructions susceptibles d'avoir lieu entre SERRE-PONÇON et SISTERON. En effet, l'analyse des documents relatifs à la destruction des barrages de la M^ohne ainsi que l'examen approfondi de la topographie de la vallée de LA DURANCE, inclinent à penser que le laminage de l'onde de rupture par la cluse de SISTERON serait très importante.

En définitive, nous avons admis que les dégâts interviendraient en totalité dès qu'il y aurait déversement et que leur montant, y compris pertes de production hydraulique, agricole, etc... était de 200 milliards.

En fait, le barrage peut certainement admettre, sans être détruit, des déversements de l'ordre de 100 à 200 m³/sec. qui s'infiltreraient sous les gros éléments de protection du parement aval, mais l'erreur correspondante ne change pas le sens du résultat final.

A noter que le fait d'admettre que les dégâts interviennent en totalité dès qu'il y a déversement, ce qui n'est pas absurde pour un barrage en terre, n'est plus vrai dans le cas général où un dépassement en volume peut ne pas avoir la même incidence qu'un dépassement en débit. On pourrait alors s'en tirer en traçant de nouvelles courbes V (q) qui ne seraient pas "d'égale probabilité de déversement" mais "d'égale probabilité de dégâts". Il est vraisemblable d'ailleurs que le nombre de sauts ΔD_i serait encore limité et que ceux-ci seraient fonction d'un $q - q_m$ différent du $q - q_0$ initial, mais liés à celui-ci ainsi qu'au volume V_0 correspondant.

Enfin, étant donné l'imperfection de nos moyens d'investigation, nous avons regardé quels seraient les résultats auxquels conduiraient des estimations de dégâts de 150 milliards d'une part et de 300 milliards d'autre part, ce qui représente une variation très importante des destructions et pertes hors E.D.F., les plus difficiles à évaluer.

5.2.3. - Probabilités - Nous avons rappelé plus haut les difficultés qu'on rencontre pour établir une courbe de probabilités de crues et nous avons marqué une préférence, peut-être sentimentale, pour la méthode d'HALPHEN. Mais ce dernier ne nous avait donné, avant sa mort, que quelques chiffres prudents, premiers résultats d'une étude où il n'avait pas encore eu le temps d'introduire toutes les informations disponibles. C'est M. MORLAT, reprenant ensuite la question, qui a établi la courbe de probabilités dont nous nous sommes servis. Pour chaque valeur de la probabilité, il a donné d'ailleurs un qualitatif équivalent et non seulement une estimation du débit, mais aussi une zone d'incertitude.

Probabilité	Signifiant	Valeur la plus probable	Zône d'incertitude
10^{-1}	de fréquence 10^{-1}	500	450 - 600
10^{-2}	de fréquence 10^{-2}	1.100	900 - 1500
10^{-3}	très peu vraisemblable	2.500	2000 - 3500
10^{-4}	maximum pratique	5.000	4000 - 8000

La courbe correspondante M, ainsi que les fourchettes inférieures F₁ et supérieure F₂ sont représentées sur la Fig. 10 où nous avons reproduit de plus les extrapolations des débits connus, au moyen de diverses formules. On voit que celles-ci sont nettement plus optimistes que ce que nous avons admis.

Est-ce un résultat général ? Est-ce particulier à la DURANCE ? ou même, dans ce cas, avons-nous été pessimistes ? Je n'en sais rien, mais, si nous avons adopté la courbe M, c'est que nous croyions qu'elle était la plus probable. Et c'est en particulier là que l'aspect subjectif que nous reprochons aux méthodes globales de détermination des débits de crue réapparaît, dans le choix de la courbe de probabilité.

Bien entendu, dans les calculs, nous avons successivement introduit la courbe M et chacune des courbes F₁ et F₂.

5.2.4. - Formes de crues : Dans l'exposé de la méthode, nous avons suivi de très près l'étude pratiquement effectuée pour SERRE-PONÇON ; nous n'y reviendrons pas longuement. Rappelons cependant que nous avons attribué le même poids aux crues d'automne et aux crues de printemps, leur probabilité étant définie à partir du débit moyen journalier. Cette façon d'opérer est justifiée dans le cas présent où le bassin versant est assez grand pour que les crues courtes elles-

mêmes maintiennent, pendant plusieurs heures, un débit voisin du maximum ; pour de petits bassins versants, il faudrait sans doute attribuer aux crues "pointues" un poids inférieur à celui des crues soutenues, dans la mesure, toutefois, où les probabilités de chacune de ces classes de crues seraient analogues.

Signalons enfin une particularité commode due à l'hypothèse faite de courbes de probabilités rectilignes en coordonnées logarithmiques : non seulement les courbes $V(q)$ élémentaires sont homothétiques par rapport à l'origine, mais les courbes composées le sont également. Leur cotation seule, en probabilités, varie suivant la loi adoptée et est d'ailleurs en relation simple avec le rapport d'homothétie. Il s'en suit que les probabilités n'interviennent pas dans la répartition entre revanche et débit, même si la loi varie, à condition qu'elle reste rectiligne.

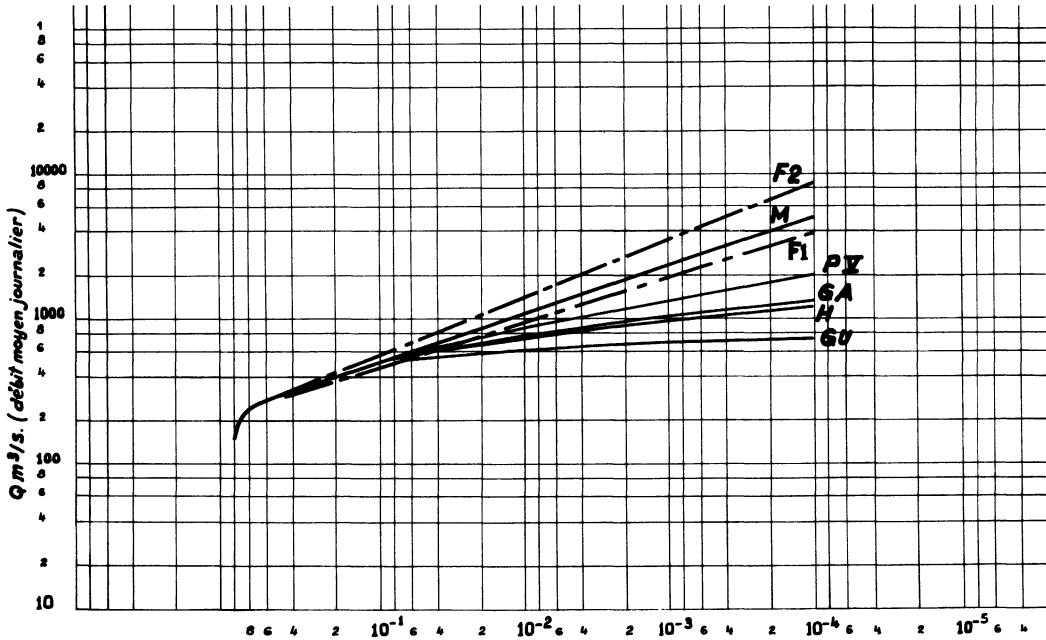


Fig. 10

Lois de probabilités

5.2.5.- **Eléments négligés** : Nous n'avons pas cherché à introduire dans le calcul de probabilité de voir une vanne bloquée en position de fermeture au moment où la crue arrive et nous avons implicitement admis que le réservoir était toujours plein. Il peut y avoir une certaine compensation entre ces deux hypothèses et nous reviendrons sur cette question plus loin.

Enfin, nous n'avons tenu compte d'aucun chargement de sécurité ; cette question nécessiterait sans doute des études approfondies qui dépasseraient le cadre de cette note.

5.3. Résultats

5.3.1.- **Répartition entre revanche du barrage et débit des évacuateurs** : La Fig. 11 représente le calcul graphique correspondant.

L'ensemble des solutions admissibles a été représenté par une bande hachurée dont l'étroitesse est due au genou des courbes d'égal investissement. Ce genou lui-même tient aux variations du prix marginal de surélévation du barrage. Cela veut dire que la surélévation du barrage n'est préférable à l'augmentation du débit des évacuateurs que dans la mesure où elle peut être obtenue par un raidissement des talus au-dessus de la cote 786 que l'on réaliserait en tout état de cause.

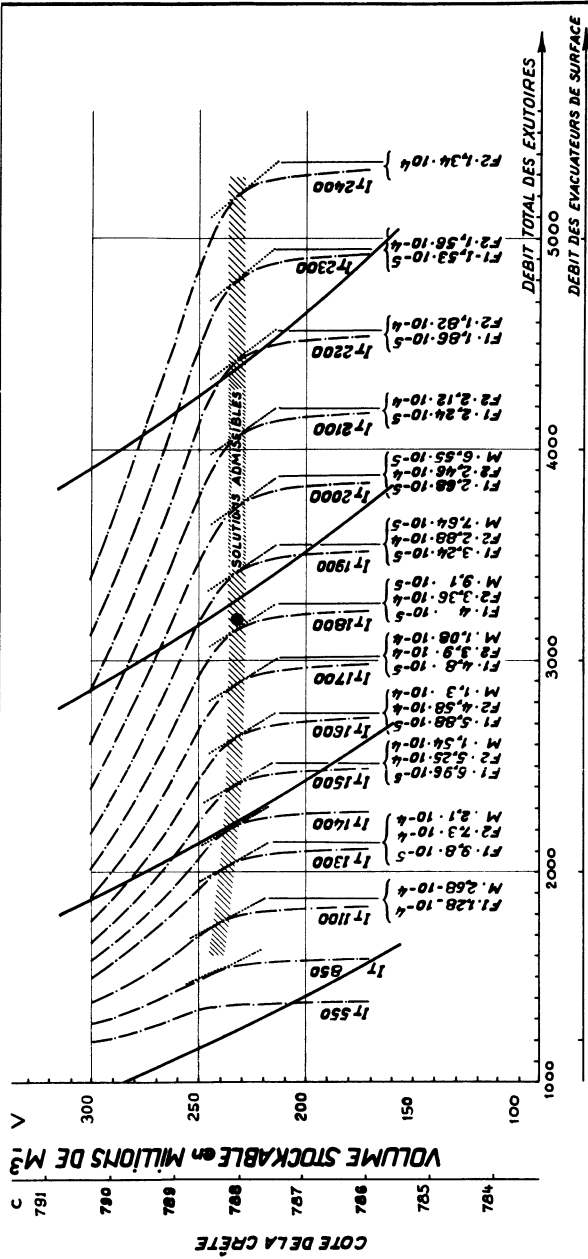


Fig. 11
Répartition entre revanche
et évacuation

— COURSES DE DEVERSEMENT EQUIPROBABLE
- - - COURSES D'EGAL INVESTISSEMENT

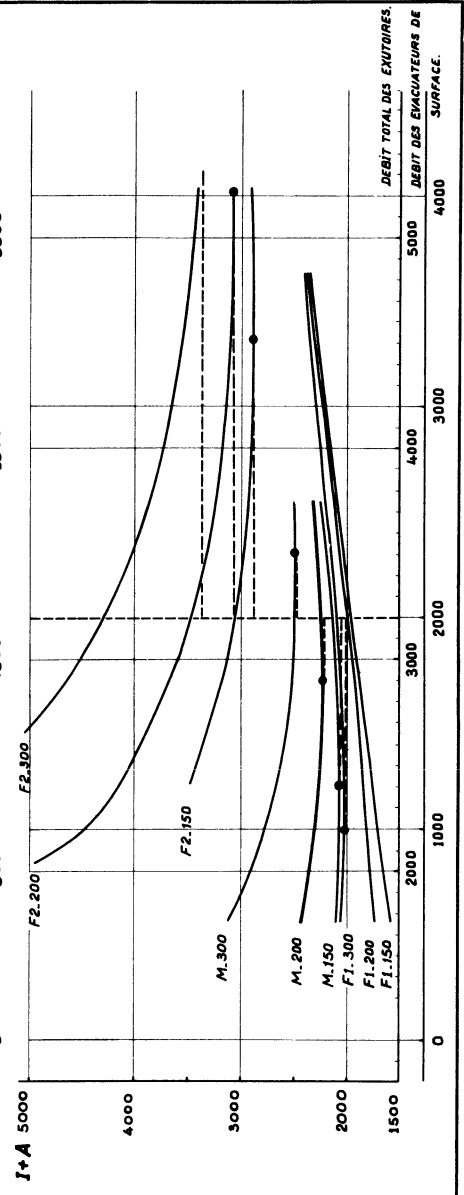


Fig. 12
Optimum d'ensemble

S.H.F. Mars 1956 Optimum Exécuteur

Et nous voyons que cette cote 786 qui paraît, sur le graphique, s'imposer, repose en fait sur les hypothèses que le projeteur a dû faire, en particulier coefficient de sécurité de la zone de crête, pour fixer la limite à partir de laquelle on ne pouvait plus se contenter d'un raidissement des talus, mais où il fallait au contraire admettre un engraissement des parements.

5.3.2. - Optimum de l'ensemble des ouvrages : Plutôt que d'utiliser l'équation (2), nous avons préféré chercher le minimum de I + A, ce qui permet de mieux se rendre compte de la précision.

Les courbes de la Fig. 12 représentent I + A en fonction du débit des évacuateurs dans différentes hypothèses. La courbe M 200 correspond à la loi de probabilité M et une évaluation des dégâts de 200 milliards. Elle présente un minimum pour un débit des évacuateurs de surface de 1.700 m³/s. auquel correspond une cote de barrage très voisine de 788 (788,20). Mais il est extrêmement plat : une erreur de ± 10 % sur l'estimation du coût marginal des ouvrages de protection entraîne une différence de quelque 100 m³/sec. en moins ou en plus sur la détermination du débit des évacuateurs. De plus si l'on s'écarte de 600 m³/sec. du débit optimum, il s'ensuit un supplément de dépense totale : investissement plus charges actualisées (y compris prime d'assurance fictive) de 50 millions seulement.

La précision du calcul apparaît donc assez faible a priori. On s'en rend mieux compte encore :

1° - lorsqu'on fait varier les estimations de dégâts en adoptant successivement 150 milliards et 300 milliards, ce qui revient au même que d'admettre des taux d'intérêt différents (# 5,3 % et # 2,6 %) pour la même évaluation de 200 milliards.

2° - Lorsqu'on adopte pour loi de probabilité la limite inférieure de la fourchette indiquée par M. MORLAT (F₁) ou la fourchette supérieure (F₂).

Les résultats donnés (Fig. 12), pour les autres courbes, dont la numérotation est évidente, sont rassemblés dans le tableau ci-après donnant, dans les différents cas, le débit des évacuateurs de surface ; la cote optimum du barrage étant toujours très voisine de 788 et les vidanges de fond débitant 1.200 m³/sec.

Nous avons, de plus, dans chaque cas, indiqué le probabilité correspondante

Loi de probabilité	Dégâts en Milliards	150	200	300
Limite inférieure de la fourchette F ₁	(q	0	< 500 m ³ /s.	1.000 m ³ /s.
	(p	?	# 1,1 10 ⁻⁴	7 10 ⁻⁵
Loi probable M	(q	1.200	1.700	2.300
	(p	1,6 10 ⁻⁴	1,2 10 ⁻⁴	7,5 10 ⁻⁵
Limite supérieure de la fourchette F ₂	(q	3.200	4.000	> 4.000
	(p	1,8 10 ⁻⁴	1,3 10 ⁻⁴	# 8 10 ⁻⁵

L'influence de l'imprécision dans l'estimation des dégâts est bien de l'ordre de grandeur des erreurs que l'on peut attendre d'un tel calcul, compte tenu du fait

qu'un écart notable depuis le débit optimum n'entraîne pas un supplément important de dépenses totales actualisées.

Par contre, celle de la loi de probabilité est très importante. En effet, la fourchette F_1 , F_2 est relativement étroite si l'on songe que les lois F_1 , M et F_2 , sont toutes situées au-dessus des lois de GUMBEL, harmonique, de GALTON, de PEARSON. Ces dernières d'ailleurs conduiraient toutes à un débit d'évacuateur nul ou très faible. Et ceci bien que nous ayons adopté, par référence principalement aux crues de 1843 et 1856, des durées de crues beaucoup plus longues que celles admises dans les études antérieures.

Notre choix donc n'est pas simple. Car si la loi M traduit, pensons-nous, ce qu'on peut avancer de plus raisonnable à l'heure actuelle pour la DURANCE quia fait, rappelons-le, l'objet d'études longues et approfondies, nous ne devons pas oublier que M. MORLAT, lui-même, l'a présentée sous le titre : "Essai de synthèse et courbes de probabilités provisoirement admises". Néanmoins, rappelons que la fourchette F_1 , F_2 représentait à son avis le domaine extrême des variations possibles.

Il faut cependant prendre parti et le mieux est sans doute de voir, d'après ces quelques courbes, que nous ne pouvons ignorer, puisqu'elles étaient le but même de l'étude entreprise, qu'elles peuvent être les conséquences de ce choix.

5.4. Examen de la solution retenue

Nous avons admis que la cote de la crête du barrage serait 788 et que le débit des évacuateurs de surface serait 2.000 m³/sec. sous la cote de retenue normale, ce qui, compte tenu de l'augmentation de débit avec la charge, apporte une sécurité non négligeable.

Les vidanges de fond débitant toujours 1.200 m³/sec., on peut ainsi éviter la submersion du barrage pour toute crue dont le débit maximum est inférieur à 5.200 m³/sec. s'il s'agit d'une crue de printemps, à 5.900 m³/sec. s'il s'agit d'une crue d'automne.

Rappelons que :

- 1° - L'usine peut éventuellement débiter 300 m³/sec. de plus.
- 2° - Un déversement de quelque 100 ou 200 m³/sec. peut sans doute avoir lieu pendant un certain temps sans risque majeur, s'il est bien réparti sur toute la longueur du barrage.
- 3° - Le réservoir a peu de chance d'être plein au moment où la crue survient : si une crue tardive de printemps est toujours possible, elle sera surtout dangereuse par le reliquat des réserves nivales dont l'existence peut intervenir dans les consignes de remplissage. Une crue d'automne trouvera, en général, un creux dû au destockage des réserves agricoles.

Ces éléments contrebalancent largement, pensons-nous, la non-prise en compte de probabilités de blocage inopiné d'une vidange de fond.

Par ailleurs, même en adoptant la loi pessimiste F_2 , la probabilité de telles crues est inférieur à $4 \cdot 10^{-4}$.

Enfin, on peut regarder, pour les diverses combinaisons possibles entre lois de probabilités et estimation de dégâts, de combien on s'écarte du minimum correspondant de $I + A$, en adoptant la solution choisie (Fig. 12).

Ces erreurs de 20 à 70 millions pour la loi M , suivant l'estimation des dégâts sont inférieurs à 4 % du total $I + A$, ce qui chiffre bien l'influence d'une erreur sur l'estimation des dégâts. Elles ne peuvent pratiquement pas être calculées

dans les cas F_1 150 et F_1 200 où le minimum de $I + A$ n'est pas défini. Dans le cas F_1 300, elles seraient encore de l'ordre de 4 %.

Ce n'est que si la loi F_2 était valable que ces erreurs dépasseraient 5 % pour atteindre quelque 20 % dans le cas extrême F_2 300. A noter qu'il s'agit alors de dépenses fictives de prime d'assurances actualisées.

Ces quelques considérations nous rassurent donc, quant au choix que nous avons effectué, à deux points de vue :

1° - étant donné les caractéristiques des crues que peuvent supporter les ouvrages, il semble bien que notre sécurité morale soit satisfaisante.

2° - la solution adoptée est économiquement viable puisque les différences que l'on peut chiffrer sont inférieures aux erreurs sur les données économiques ou, au plus, du même ordre de grandeur.

CONCLUSION

Pour donner une conclusion, non au problème, mais du moins à cet exposé, il nous faut revenir en arrière.

Nous avons entrepris cette étude d'optimum économique pour essayer de nous libérer de l'intuition et de trouver une justification objective à la décision concernant l'ensemble des moyens de protection.

Mais, tout au long du calcul, nous avons été obligés de faire des hypothèses pour en établir les éléments de base et cela peut donner une fâcheuse impression de diffusion des responsabilités. Bien sûr, toutes ces hypothèses ont été longuement réfléchies avant d'être formulées, mais il était indispensable d'introduire partout où nous le pouvions une fourchette encadrant la valeur ou la courbe que nous estimions la plus probable. Les résultats apparaissent alors très dispersés et pour justifier nos propositions, nous avons dû revenir au cas concret et voir :

- d'une part, quelle erreur économique nous risquons de faire **dans les limites des fourchettes admises.**

- d'autre part, contre quelles crues nous protégeraient de tels ouvrages ; sans peut-être nous avouer clairement à nous-mêmes que c'était pour les comparer implicitement à l'idée que nous nous faisons des possibilités de la DURANCE.

Il ne faudrait pas croire cependant que ce travail a été inutile, ni que la méthode est à rejeter. Nous avons, eu cours de cette étude, appris beaucoup de choses relatives à la DURANCE elle-même, mais aussi au problème général des crues. Certes, la méthode employée pour tenir compte de la forme des crues est encore imparfaite et nous aurions été beaucoup moins affirmatifs à cet égard si nous n'avions pas pu reconstituer les hydrogrammes de 1843 et 1856 par des recherches d'archives dont il faut au passage souligner l'intérêt ; mais on doit espérer que les perfectionnements viendront à l'usage.

Par ailleurs, encore que cela n'apparaisse peut être pas assez dans cette communication notre opinion s'est trouvée confirmée qu'il ne fallait négliger aucune source d'information, aucune méthode d'investigation. L'analyse critique des relevés de débits, d'étude des précipitations, des déficits d'écoulement, la construction d'hydrogrammes, etc... apportent chacune, à l'hydrologue et au statisticien, un élément nouveau, un recoupement utile. Mais le projecteur lui aussi doit se souvenir que chaque hypothèse qu'il fait peut réagir sur la valeur de l'optimum.

Enfin, lors du calcul lui-même, nous avons pu nous rendre compte de l'influence d'une erreur d'estimation des dégâts ou d'une imprécision sur la loi de probabilité. L'importance de cette dernière est considérable et le crédit qu'on peut attacher à un optimum calculé repose en très grande partie sur la confiance que l'on accorde au "spécialiste" qui "extrapole" les relevés de débits. Si, en effet, il semble bien qu'à SERRE-PONÇON on doive se protéger contre le "maximum pratique" de crue (probabilité de l'ordre de 10^{-4}), il est difficile de savoir quel est le débit correspondant.

C'est pourquoi nous terminerons en formulant un vœu : celui que les statisticiens et les hydrologues, poursuivent leurs travaux, aboutissent à une méthode efficace et sûre d'estimation des faibles probabilités ou "vraisemblances". Et personnellement, je crois que c'est dans la voie ouverte par HALPHEN qu'on trouvera une solution, sans doute d'ailleurs en étudiant simultanément d'autres moyens d'investigations, par les hydrogrammes par exemple.

COMMENTAIRES

Président M. BATICLE

M. le Président remarque que la dernière conférence de cet après-midi rejoint la première, en ce sens que M. LABAYE fait de la recherche opérationnelle, sans se l'avouer ceci est une démonstration de l'intérêt de cette discipline, depuis longtemps utilisée, plus ou moins sciemment, par tous les Ingénieurs chargés de travaux qui non seulement engagent la sécurité de la vie humaine, mais, également, peuvent avoir des conséquences économiques considérables en cas de désastres.

En tout cas, ceci est extrêmement intéressant, M. le Président est personnellement très satisfait de voir que M. LABAYE a tout de suite éliminé dans son calcul d'optimum économique la question de la vie humaine. Il est certain que c'est là un domaine qu'on ne peut pas chiffrer, et dans ces calculs d'optima, quand la vie humaine est en jeu, la considération de la sécurité doit rester prédominante.

Ici, les précautions sont prises, puisqu'il y a des dispositifs d'alerte.

M. BATICLE est tout à fait d'accord avec M. LABAYE pour calculer l'optimum économique.

M. HUPNER remercie M. LABAYE et M. MORLAT pour l'étude extrêmement intéressante qu'ils ont faite et qui répondait aux préoccupations de toutes les personnes qui se sont occupés de l'affaire de Serre-Ponçon.

D'autre part, M. HUPNER félicite M. LABAYE de son exposé qui est extrêmement loyal puisqu'il n'a pas du tout cherché à escamoter les difficultés ni à faire l'arbitraire. A cet égard, les fourchettes qu'il présente sont tout-à-fait rassurantes.

M. LABAYE fait état d'une lettre envoyée par M. PARDE à M. GIBRAT à propos de la communication qui vient d'être présentée. L'essentiel de cette lettre est résumé ci-après :

1° - Pour calculer la probabilité de crue d'un cours d'eau, suivant les méthodes statistiques et notamment celle de M. GIBRAT, on peut se baser :

- soit sur une période aussi étendue que possible dans le passé lointain, quelque soit la valeur des observations souvent plus historiques que scientifiques.

- soit sur une période plus courte, mais plus rapprochée, donc plus sûre et plus dense en observations, que M. PARDE appelle la "courbe des débits classés".

2° - Après avoir opté pour la première base, M. PARDE s'est rendu compte, par des considérations géographiques que la 2ème était préférable, pour les raisons suivantes :

a) difficulté d'établir, avec une exactitude seulement passable, les débits maxima des crues anciennes : seules les hauteurs sont connues et la relation hauteur-débits a varié plusieurs fois, et sans que l'on sache dans quel sens, du fait des modifications du lit depuis les époques considérées.

b) les répartitions des crues diffèrent beaucoup de 50 en 50 ans ou même d'un siècle ou d'un millénaire à l'autre (exemple : l'Isère à Grenoble).

3° - Il reste, écrit M. PARDE, que la "courbe des débits classés" peut différer aussi d'un groupe d'années à un autre, ce qui entraîne des extrapolations différentes. Puis elle peut, pour certains régimes, contenir, comme un germe efficace et non menteur dans son tracé moyen ou inférieur, des tendances dont les possibilités, les fréquences des grandes crues seraient les marques. J'envisage toujours que les tendances redoutables, d'où résultent les crues exceptionnelles, puissent être noyées, dissimulées dans les courbes de durées cumulées.

4° - Il reste encore à ne pas oublier que les méthodes de la statistique mathématique donnent en général les débits maxima moyens pendant 24 heures, dont il faut déduire ensuite les pointes. Et la différence entre ces deux valeurs peut être très grande et très variable pour les rivières à crues rapides.

M. le Président clot la séance par les mots ci-après :

Messieurs, avant de lever la séance, je dois remercier mes collègues de la Société de Statistique de Paris qui ont bien voulu assister et contribuer même à cette réunion et aux conférences qui ont eu lieu.

C'est un début et je forme le voeu que cette coordination entre les travaux d'hydraulique, tout au moins en ce qui concerne la partie statistique de l'hydraulique, et les travaux qui sont exposés à la Société de Statistique de Paris continue dans l'avenir.

Je terminerai en exprimant un petit voeu personnel.

Dans ces questions de débit, ces questions de pluviométrie, il s'agit toujours de statistiques. Or, il y a actuellement un vocabulaire de statistique qui est normalisé et je souhaiterais qu'on s'y conforme en hydraulique et qu'un vocabulaire commun soit utilisé. C'est une chose que j'avais déjà dite autrefois, je crois, à la Société Hydrotechnique de France.

J'aimerais notamment qu'on ne parle plus de courbe des débits classés ; je sais bien que c'est très parlant à l'esprit ; mais, en réalité, cela s'appelle une courbe de répartition, et tous les paramètres ont des noms bien déterminés.

Il semble qu'il serait désirable que les hydrauliciens, qui poursuivent des travaux parallèles avec les statisticiens, adoptent la terminologie de la statistique.

(Applaudissements).