

Chapitre 2 : Les barrages poids

2.1 Caractéristiques générales

2.2 Matériaux utilisés en construction

2.3 Stabilité et dimensionnement

Chapitre 3 : Barrages en remblai

Caractéristiques générales

Propriétés des matériaux de construction

Stabilité et dimensionnement

Drainage interne du remblai

Lutte contre l'érosion interne : les filtres

Traitement des fondations

Méthodes de construction

Autres types de barrages en remblai

Les barrages poids

2.1 Caractéristiques générales

Le barrage poids est l'un des types les plus anciens et il en existe un grand nombre dans les pays industrialisés. Construits en maçonnerie jusqu'au XIX^e siècle (figure [5](#)), puis en béton au début du XX^e (figure [6](#)), ils ont connu une certaine désaffection en raison de leur volume et de leur coût relatif, jusqu'au développement récent de la technique du béton compacté au rouleau (BCR) qui leur a donné une nouvelle jeunesse depuis 1980 (figure [7](#) et § [2.4](#)). Par ailleurs, ils présentent, quel que soit leur mode de construction, une solution attrayante lorsqu'il faut intégrer au barrage des structures relativement importantes, comme une usine hydroélectrique, un gros évacuateur de crues, une écluse, etc. À noter que la quasi-totalité des barrages de basse chute qui équipent les grands fleuves européens sont des barrages de type poids.

Par souci de simplification, ce qui suit concerne les barrages qui créent un réservoir, pour lesquels le niveau d'eau à l'aval est faible par rapport à leur hauteur. L'extension aux barrages en rivière, noyés à l'aval et même parfois complètement submergés (seuils en rivière) sera abordée au paragraphe [2.5](#).

2.2 Stabilité et dimensionnement

Les barrages poids modernes ont une forme dont la section droite est proche d'un triangle dont la somme des fruits est comprise entre 0,7 et 0,8 lorsqu'ils se trouvent dans les conditions courantes (figure 6), notamment pour ce qui concerne la qualité de fondation et la sismicité ; le parement amont est vertical ou à très forte pente.

Par principe, ils résistent par leur seul poids aux actions multiples de l'eau, ces forces se combinant pour donner une résultante compatible (en grandeur et en direction) avec les caractéristiques de résistance des matériaux du barrage lui-même et de sa fondation : on se prémunit ainsi contre une défaillance par basculement ou par glissement sur la base.

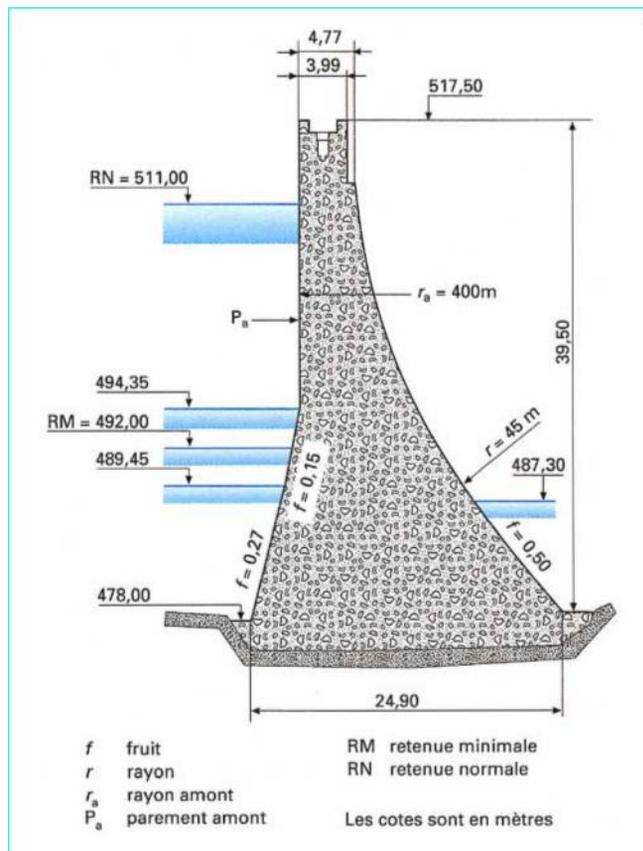


Figure 5 – Barrage poids Construit en maçonnerie

Figure 6 – Barrage poids moderne

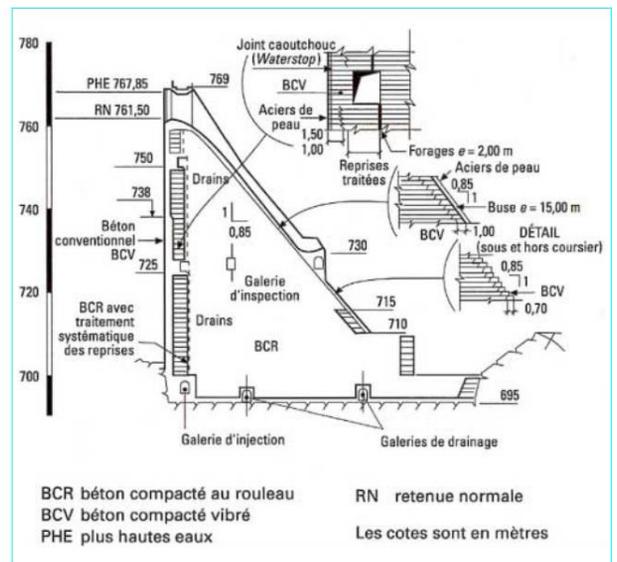
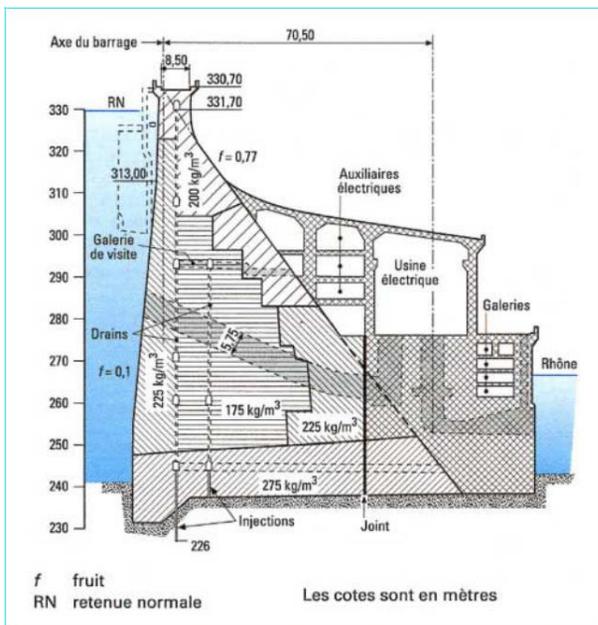


Figure 7 – Barrage poids en BCR

Les méthodes de calcul d'un barrage poids ont évolué mais restent très homogènes avec les analyses effectuées par Maurice Lévy, au début du XXe siècle, pour expliquer la rupture d'un barrage (fig. 8). L'analyse s'effectue en deux dimensions sur la ou les sections droites de plus grande hauteur, sur lesquelles on étudie, de manière assez conventionnelle, l'équilibre des forces qui s'appliquent de haut en bas sur toute section horizontale ABC (figure 9) :

\vec{P} le poids de la partie supérieure ;

\vec{Q} la poussée exercée par l'eau de la retenue sur la partie supérieure;

\vec{Q}_v la poussée exercée par le bief aval éventuellement;

\vec{W} la résultante (ascendante) des pressions d'eau interstitielle sur la section ABC.

Par convention, on note \vec{R} la résultante sur la section ABC des forces solides, et \vec{R}' la résultante effective qui tient compte de la sous-pression :

$$\vec{R} = \vec{P} + \vec{Q}$$

$$\vec{R}' = \vec{P} + \vec{Q} + \vec{W} = \vec{R} + \vec{W}$$

Les composantes normales (verticales) de ces forces sont respectivement N et N'; les composantes tangentielles sont T et T'; elles sont liées par les relations :

$$N' = N - W$$

et $T' = T$

Les ouvrages du XIXe siècle ont été dimensionnés en négligeant la sous-pression W ; sous la combinaison du poids et de la poussée directe seuls, on vérifiait les conditions suivantes :

— l'équilibre au glissement : le rapport T/N devant être inférieur à une limite, en général prise égale à 0,75 ;

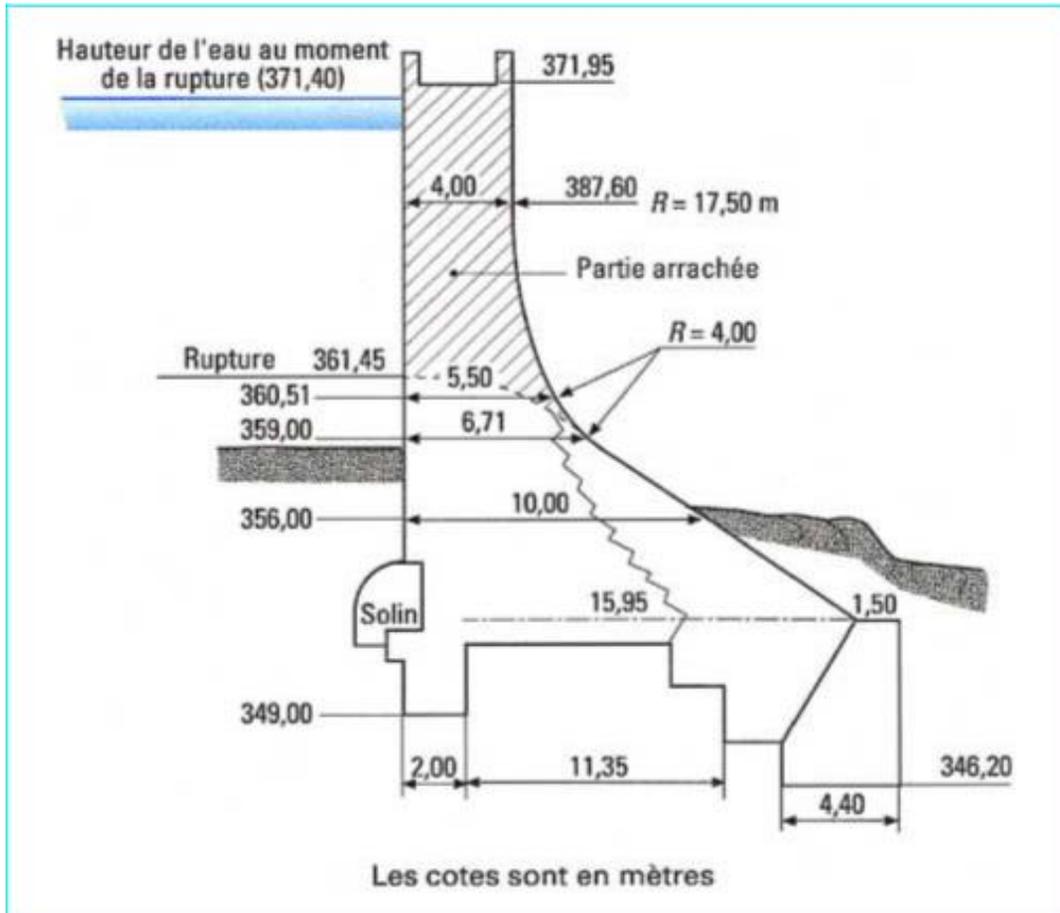


Fig. 8– Rupture du barrage

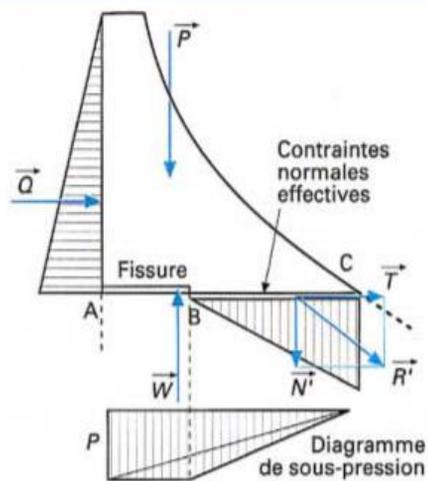


Fig.9 Équilibre avec fissuration (profil non drainé)

— les compressions maximales au pied aval, calculées selon l'hypothèse simplificatrice d'une distribution linéaire à travers le profil, devaient rester partout très fortement inférieures à la résistance des maçonneries et de la fondation (facteur de 5 ou plus) ;

— on s'efforçait, sans que ceci ait été une règle générale, de ne pas avoir au pied amont de contraintes de traction (calculées là encore selon l'hypothèse d'une distribution linéaire) ;

— on vérifiait enfin l'équilibre au basculement : la résultante R devant passer à l'intérieur de la section ABC; ce dernier point étant bien entendu vérifié si le précédent l'est.

On sait aujourd'hui que cette conception n'était pas sûre : le barrage (figure 8) s'est rompu, celui de la (figure 5) a dû être renforcé. En négligeant la poussée exercée sur l'ouvrage vers le haut par l'eau percolant dans le barrage ou dans sa fondation, on sous-estimait l'inclinaison de la résultante effective sur la surface devant résister au cisaillement ; et surtout, on ignorait un effet, proche de la fracturation hydraulique, selon lequel tout défaut même local près du parement amont permet à la sous-pression d'y amorcer une traction et d'y initialiser une fissure, dans laquelle l'eau de la retenue peut pénétrer librement sous la pleine pression ; et, dans le cas de profils trop minces, on atteint une évolution instable quasi instantanée.

Les méthodes actuelles comprennent les étapes suivantes :

— on vérifie que la contrainte totale sur une facette horizontale au pied amont induite seulement par le poids P et la poussée de l'eau Q est au moins égale à la pression du réservoir au même niveau : c'est, strictement, la condition de M. Lévy ;

— on peut également vérifier que la contrainte (effective cette fois) résultant du poids P, de la poussée directe Q, et de la sous-pression W, est une compression ; les deux conditions sont presque équivalentes et interdisent en principe l'apparition de fissures ;

— s'il n'en est pas ainsi, il faut vérifier si l'équilibre peut cependant être atteint pour une fissure de profondeur finie. Pour ce faire, on suppose que le matériau ne peut résister à aucune contrainte de traction produite par le premier chargement, donc que la fissure se développe sur toute la surface tendue AB à l'amont ; en même temps, la force de sous-pression W est augmentée en supposant une pleine pression dans toute la fissure et une distribution linéaire à l'aval. Avec ce nouveau chargement, plus défavorable, on recommence le calcul, et ainsi de suite par itérations jusqu'à obtenir la coïncidence entre le fond de fissure B et le point de traction nulle ;

— si un équilibre est atteint, on vérifie alors les autres conditions (non-glissement, contrainte maximale) avec la force W qui correspond à la fissure.

À titre d'exemple, pour un profil simplifié purement triangulaire dont le parement amont est vertical, les fruits aval f limites sont les suivants :

— condition de M. Lévy (non- fissuration) : $f(\gamma - 1)^{-1/2}$

— limite pour une fissuration stable : $f(2\gamma - 3)^{-1/2}$

avec γ densité du corps du barrage par rapport à l'eau.

Pour une densité moyenne de 2,35 les valeurs correspondantes sont 0,86 et 0,77.

Nombre de barrages, même récents, ne respectent pas ces limites ; la raison en est qu'en pratique tous les projets de quelque ampleur sont équipés de moyens de drainage fiables, susceptibles de réduire les pressions d'eau dans la fondation et dans le corps des barrages : galeries, drains coffrés (dans l'ouvrage) ou forés (en fondation). En pratique, on adopte un profil de sous-pression assez réaliste suivant la figure 10 qui améliore sensiblement l'équilibre et justifie d'une marge de sécurité correcte avec des fruits de l'ordre de 0,75 à 0,8 lorsque la fondation présente une résistance suffisante au cisaillement.

Une première approximation du volume du barrage poids en béton est donnée par la formule suivante :

$$V_p = 0,14 H^2(L_c + 2L_b)$$

Avec : $V_p(m^3)$ - volume du barrage poids,

$H(m)$ - hauteur du barrage,

$L_c(m)$ - largeur du site simplifié au niveau de la crête (fig.4)

$L_b(m)$ - largeur du site au niveau de la base.

Pour les ouvrages importants ou dont la géométrie est complexe, les mêmes principes sont mis en œuvre en ayant recours aux méthodes numériques aux éléments finis, en élasticité (avec un processus itératif pour la simulation de la fissuration), ou plus récemment avec des lois de comportement plus représentatives des phénomènes : poroplasticité, avec couplage des effets de la phase solide (béton, roche) et liquide (l'eau interstitielle). Ces approches exigent de déterminer par des essais adéquats les propriétés des matériaux du barrage et de la fondation.

Les sollicitations sismiques sont dangereuses pour les barrages poids, dont le corps amplifie fortement les accélérations de la base vers la crête (d'un facteur pouvant atteindre 5); c'est en général la partie sommitale épaissie qui se trouve endommagée. Les calculs de stabilité peuvent être faits par généralisation des méthodes décrites précédemment, en ajoutant des forces horizontales d'inertie calculées ou issues d'abaques.

2.3 Qualités requises et traitement de la fondation

A. Coyne, dans son cours à l'École Nationale des Ponts et Chaussées, reprochait aux barrages poids de masquer le sol sur de grandes étendues et ajoutait : « sur un sol douteux, c'est-à-dire suspect de manquer de résistance mécanique ou d'étanchéité, ils sont à proscrire absolument ».

Les problèmes potentiels sont de trois ordres : déformabilité, résistance, étanchéité.

Si le sol est trop déformable, les tassements sous le poids de l'ouvrage et ensuite les mouvements sous la poussée horizontale seront difficilement supportés par la structure monolithique d'un barrage poids, même équipé de joints, d'où un risque de fissures anarchiques ; cela exclut pratiquement les fondations non rocheuses, voire même les roches faibles (craies, marnes), sauf cas d'ouvrages modestes. De même, une forte inclinaison des poussées n'est pas acceptable par des fondations non rocheuses ; lorsqu'on ne peut pas faire autrement (barrages en rivière sur dépôts sableux, par exemple), il est nécessaire de dimensionner très largement le barrage en vue de réduire les inclinaisons des forces et, par ailleurs, de renforcer le massif d'appui par des caissonnements de parois moulées ou palplanches.

En matière d'étanchéité, il s'agit d'une part de réduire les fuites en fondations susceptibles de diminuer la rentabilité de l'aménagement, mais surtout de réduire autant que possible le risque de sous-pressions déstabilisatrices. On y parvient en plaçant sous le barrage :

— au pied amont, un organe artificiel d'étanchement, qui peut être soit une paroi moulée en béton (béton normal ou béton plastique plus déformable), soit un écran d'injection : en général, une seule ligne de forages dans les roches, mais 3 à 5 lignes dans les sols);

— quelques mètres (de l'ordre de 10 à 15 % de la charge d'eau)

à l'aval de l'écran étanche, une première ligne de drains forés, éventuellement tubés et munis de crépines, destinés à recueillir le débit résiduel et à neutraliser les sous-pressions ; pour que ce résultat soit effectif, les drains doivent avoir un diamètre assez gros (100 mm minimum) et un intervalle modéré (1,50 à 5 m) ;

— en complément, on draine généralement aussi la masse de fondation située sous la surface d'appui jusqu'au pied aval du barrage.

Dans les fondations rocheuses, la résistance mécanique est la plupart du temps limitée par la présence de discontinuités, comme des failles ou des joints, qui découpent le massif en blocs ; les discontinuités les plus dangereuses sont celles qui sont remplies par des produits argileux

de décomposition de la roche, car la résistance au cisaillement de ces joints est faible, de leur remplissage ; c'est la raison pour laquelle les reconnaissances géotechniques (§ 1) doivent pouvoir identifier à coup sûr la présence de surfaces de faiblesse en fondation, surtout celles orientées horizontalement ou peu inclinées, et pouvant donc déboucher sur l'aval.

Il n'existe pas de moyen économique d'améliorer sensiblement les propriétés mécaniques des fondations rocheuses; c'est la raison pour laquelle on dérocte (*briser de gros blocs de pierre*) la partie superficielle, souvent de moindre qualité, jusqu'à une profondeur permettant de trouver un appui satisfaisant ; la profondeur varie de 1 à 10 m (ou plus) selon le gradient de qualité et la taille du barrage. De telles excavations sont effectuées à l'explosif de manière contrôlée, c'est-à-dire avec une maille serrée, des charges limitées, et un prédécoupage périphérique afin de ne pas endommager la roche laissée en place (cf. Procédés de démolition des ouvrages [C 2 190] dans ce traité).

2.4 Méthodes de construction

Les barrages poids étaient autrefois construits en maçonnerie, avec des moellons de pierre et un mortier de chaux la plupart du temps. Seuls les parements étaient appareillés, tandis que le cœur des ouvrages était constitué d'un remplissage souvent peu soigné et pas très dense. Cette technique est encore employée dans certains pays. Ces ouvrages sont sensibles à la dissolution de la chaux de leur mortier aussi bien en parements qu'à l'intérieur, ce qui affecte leur poids, leur résistance, et éventuellement la distribution des pressions internes d'eau. Il faut veiller à ce que leur partie aval reste bien drainée (barbacanes, forages subhorizontaux).

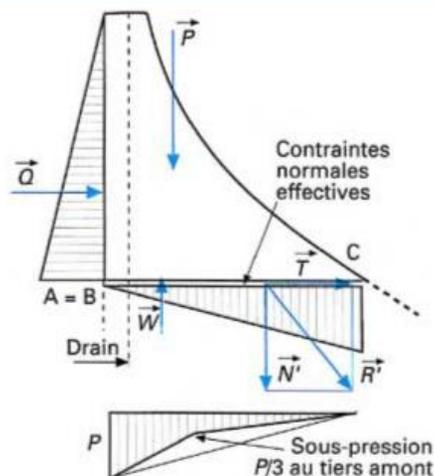


Figure 10 – Effet du drainage sur l'équilibre du barrage

La génération suivante de barrage (première moitié du XXe siècle) a été construite en béton; le dosage en ciment y est adapté, maximal près des parements (pour une bonne étanchéité et une bonne résistance aux agressions extérieures) et près de la base, plus sollicitée mécaniquement; l'intérieur est dosé moins richement par souci d'économie et aussi pour réduire les échauffements liés à l'exothermie d'hydratation du ciment. Malgré ces précautions, il était nécessaire de construire l'ouvrage par plots indépendants, séparés par des joints verticaux dans la direction amont-aval, tous les 15 m environ. Ces joints, qui s'ouvrent en général lorsque le barrage a trouvé son équilibre thermique (au bout de quelques mois à quelques années, selon la taille de l'ouvrage), doivent être équipés de systèmes d'étanchéité près du parement amont.

La technique actuelle qui prédomine dans la construction des barrages poids est celle du béton compacté au rouleau, ou BCR (figure 11): le béton n'est plus coulé entre des coffrages, puis vibré avec des aiguilles, comme du béton conventionnel, mais répandu horizontalement au bulldozer et compacté avec des compacteurs vibrants, suivant les techniques de terrassement;

l'épaisseur des couches varie de 30 à 60 cm. Grâce à un tel compactage beaucoup plus énergétique, le béton peut être mis en place plus sec, avec juste la quantité d'eau nécessaire à l'hydratation du ciment; cela autorise, à résistance égale, une moindre quantité de ciment (jusqu'à moins de 100 kg/m³). Par voie de conséquence, l'échauffement thermique est réduit de 50 % au moins (à cœur d'un barrage épais, un béton conventionnel dosé à 200 kg/m³ peut s'échauffer de 20 °C) ainsi que le nombre de joints nécessaires; ce nouveau procédé permet des économies importantes sur les matériaux (quantité réduite de ciment) ainsi que par le recours à une mécanisation poussée qui permet des cadences très élevées. Les points délicats de construction sont :

— la résistance mécanique, notamment au cisaillement, des surfaces horizontales de contact entre couches superposées, qui sont assez lisses puisque formées par un rouleau de compacteur ; cette résistance est sensible à de nombreux facteurs, tels que la propreté du chantier, la quantité de fines, la lutte contre la ségrégation, l'intervalle de temps entre la réalisation des couches successives, la température, etc. Pour cette raison, il est nécessaire d'adopter au stade du projet des hypothèses de résistance conservatives (par exemple, un angle de frottement de 37° et une cohésion nulle) et de procéder, en début de chantier, à des essais de résistance. On peut si nécessaire améliorer la résistance des couches en les garnissant d'un mortier spécial de collage;

— l'étanchéité du barrage, qui est la plupart du temps constituée par un organe spécial: masque en béton conventionnel placé à l'amont du BCR, ou bien encore, pour les ouvrages modestes, membrane en matériaux plastiques: PVC, polyéthylène, etc.



Fig. 11- barrage poids en BCR en France (Hauteur = 35m)

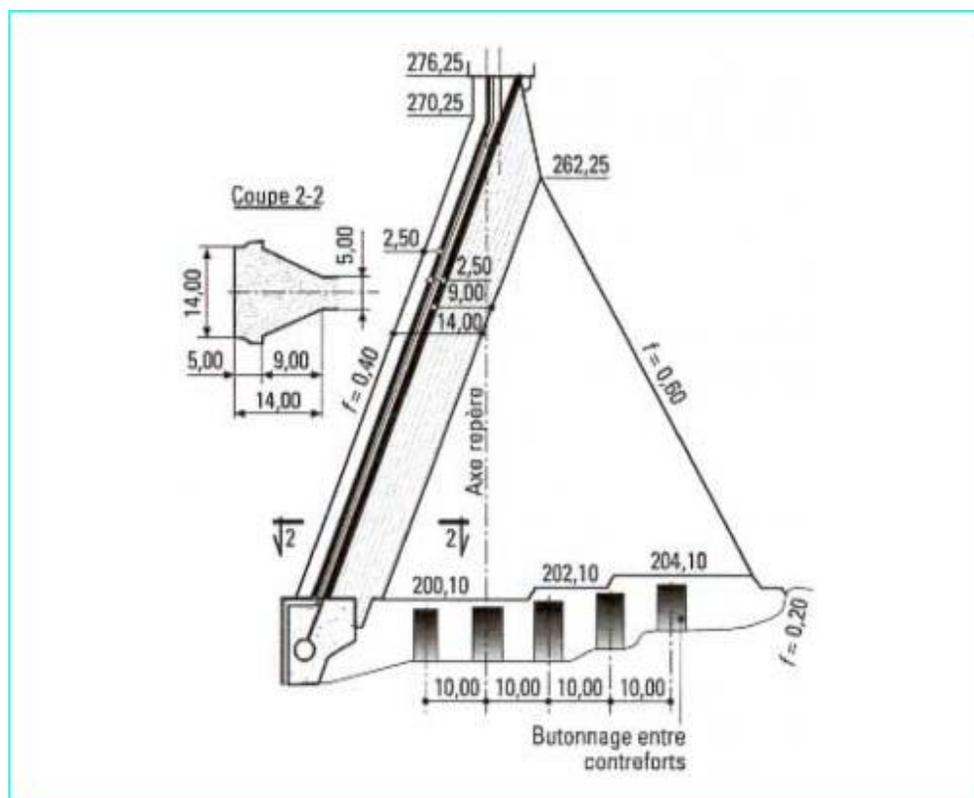


Fig. 112 barrage poids à contreforts en Iran

Dans tous les cas, les barrages poids en BCR doivent être équipés d'un drainage très efficace et redondant, composé de drains resserrés, reliés à des galeries de drainage et de visite.

2.5 Types dérivés : poids évidés, contreforts, barrages de basse chute

Les barrages poids évidés comportent, comme leur nom l'indique, des vides ménagés par coffrage dans leur partie interne. Il peut sembler paradoxal de chercher à alléger un barrage poids; c'est néanmoins parfois bénéfique, car l'effet de la perte de poids peut être plus que compensée par les réductions de sous-pression garanties grâce au drainage intense réalisé au niveau des vides. Dans de telles structures, le parement amont doit être incliné sensiblement plus $[0,3 h/1v$ (h : horizontale, v : verticale)] que pour un barrage plein : la composante verticale de la poussée de l'eau améliore l'incidence de la résultante sur la fondation. Il existe peu de telles structures en Europe, si ce n'est les ouvrages modérément évidés pour recevoir une usine dans la masse même du barrage.

Les barrages à contreforts (figure 12), qui ne sont qu'une extension du même concept, sont plus fréquents : le barrage se réduit alors à une juxtaposition de plots comprenant chacun un bloc de tête, en contact avec la retenue, et un contrefort triangulaire conduisant au sol la force exercée par l'eau sur la tête. Ce concept autorise une économie sur le volume de béton de l'ordre de 20 à 25 % par rapport au barrage plein équivalent et à critères de sécurité égaux ; les coffrages en sont plus complexes, ils sont plus sensibles aux agressions extérieures, notamment les variations thermiques, et ils sollicitent fortement leur fondation. Sauf exception, ce type de barrage devrait donc s'effacer devant la concurrence des barrages pleins en BCR.

Les barrages en rivière ou de basse chute, et à la limite les seuils submergés, présentent plusieurs particularités :

- leur hauteur, et en tout cas la hauteur de chute amont-aval, est souvent modeste ;

- le niveau du bief aval est souvent important par rapport à celui de la fondation, ce qui influe favorablement sur la composante amont-aval de la résultante mais augmente notablement la sous-pression ; le drainage est souvent malaisé ;

- la nappe fluide déversante (qui à la limite noie complètement l'ouvrage) exerce des efforts notamment dynamiques qui s'ajoutent ceux déjà cités ;
- ils sont souvent construits sur des fondations meubles, ce qui impose de surdimensionner le barrage, par rapport aux critères énoncés plus haut, cela en vue de réduire l'inclinaison des résultantes appliquées à leur base ; en outre, la fondation est souvent l'objet d'un traitement spécial afin de limiter les fuites, permettre de résister aux poussées et aux érosions internes : coupure étanche, caissons de parois de confinement.

3. Barrages voûtes

3.1 Caractéristiques générales

Un barrage voûte est une structure dont la forme est dessinée de façon à transmettre les efforts de poussée de la retenue vers les rives. Dans un schéma simplifié, c'est une superposition d'arcs horizontaux chargés chacun à leur extrados par la pression p correspondant à leur profondeur (figure 13). De ce fait, c'est un barrage extrêmement sûr et la seule rupture connue (Malpasset, 1959) a été due non à la voûte elle-même, mais à la défaillance en profondeur d'une rive, dans des conditions de structure géologique, de pétrographie et de pressions interstitielles très particulières (qui n'étaient d'ailleurs pas envisageables dans l'état des connaissances de l'époque).

Excepté quelques références historiques incertaines, les ouvrages précurseurs de ce type ont été réalisés aux États-Unis par l'industrie minière du début du XXe siècle, ouvrages relativement audacieux conçus tout à fait empiriquement. Mais le véritable essor des voûtes s'est réalisé dans le cadre de l'équipement hydroélectrique des Alpes (figure 14), avec quelques grands ingénieurs comme Coyne (France), Semenza (Italie) ou Stucky (Suisse).

Les barrages voûtes trouvent leur place idéale dans les sites relativement étroits (ratio largeur en crête/hauteur inférieur à 4), lorsque la qualité des fondations est excellente, surtout sur les rives. Aujourd'hui, ils sont souvent préférés à tous les autres types pour les sites de grande hauteur (plus de 150 m).

En allant du plus simple au plus sophistiqué, on trouvera des voûtes de formes très différentes :

— les cylindres: tous les arcs sont identiques et superposés, avec un rayon et une épaisseur constants et égaux (réservé aux petits ouvrages, moins de 20 m de hauteur) ;

— les cylindres-cônes : rayon amont uniforme, le parement amont est un cylindre, l'épaisseur des arcs croît linéairement de haut en bas ; les sections verticales sont donc toutes égales à un trapèze;

— les simples courbures, ainsi nommées car leur parement amont est encore un cylindre, mais l'épaisseur des arcs n'est plus constante et croît de la clé vers les appuis ; le parement aval n'est en général pas une surface réglée;

— enfin, les voûtes à double courbure (figures 15 et 16), pour lesquelles les deux parements sont des surfaces à double concavité dirigée vers l'aval ; en général, l'épaisseur croît de haut en bas et du centre vers les appuis.

La définition de la géométrie de ces ouvrages est toujours analytique ; le recours à des définitions paraboliques ou spirales améliore quelque peu l'homogénéité des champs de contraintes. La complexité croissante des formes permet un meilleur usage du béton de masse, obtenu à l'issue d'un processus d'optimisation de forme (§ 3.2). Cela explique qu'on s'accommode de formes simples pour les petits barrages, là où la simplicité d'exécution prévaut, et qu'au contraire on réserve les définitions complexes aux grands ouvrages où les gains en volume de béton peuvent être significatifs.

Fig. 13- mode de travail des arcs d'une voûte

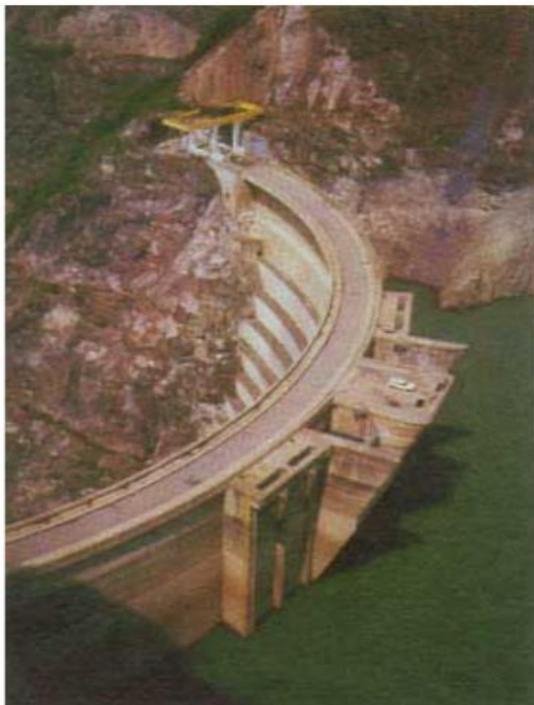
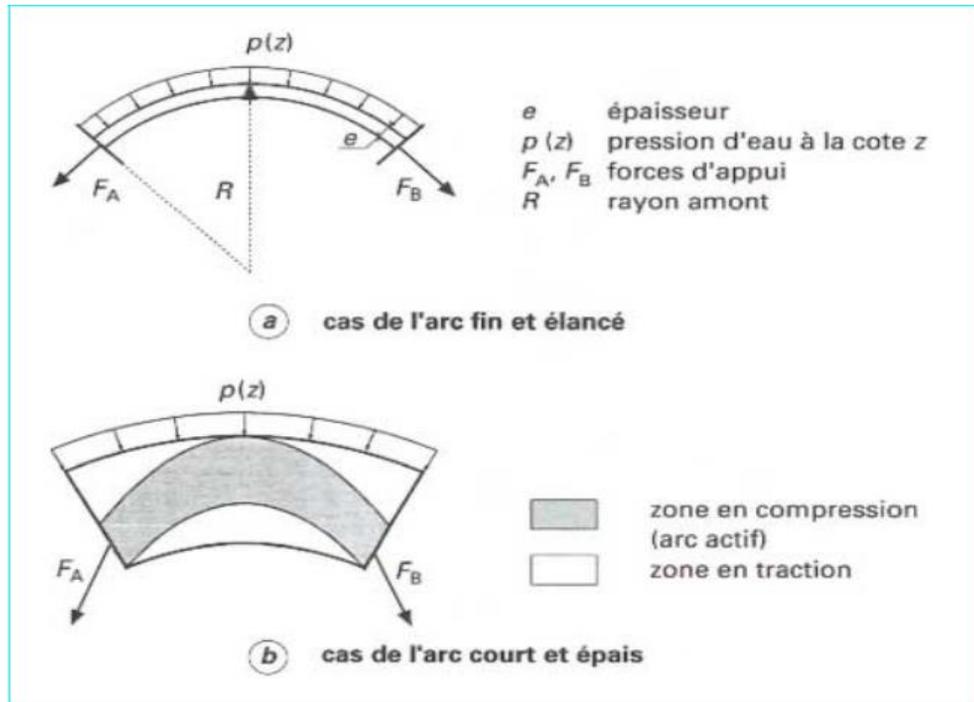


Fig. 14- barrage voûte en France (hauteur = 155m)

3.2 Méthodes de dimensionnement

Le premier dimensionnement, très grossier, résulte de la formule dite du tube et ne représente donc que le fonctionnement des arcs supposés indépendants :

$$\sigma = pR_m/e$$

avec σ (MPa) - – contrainte moyenne dans un arc,
 P (MPa) - pression d'eau à son niveau,
 $R(m)$ - rayon amont de l'arc,
 $e(m)$ – épaisseur.

On retient pour σ une valeur moyenne comprise entre 3 et 6 MPa, les valeurs les plus fortes étant réservées aux barrages de hauteur conséquente ; mais cela ne suffit pas car, dans la réalité, une voûte est une structure hyperstatique dans laquelle les arcs ne sont pas indépendants. Une image un peu plus proche de la réalité consiste découper la voûte en un double réseau de poutres courbes horizontales (les arcs) et verticales (les consoles) qui se répartissent la poussée de la retenue, ainsi que les autres charges (figure 17).

La plupart des voûtes européennes conçues entre 1940 et 1970 ont été dimensionnées grâce à des méthodes qui font appel à ce double découpage : l'ajustement radial en clé (une seule console verticale), ou la trial load dans laquelle le maillage est plus complet. Dans les deux cas, on écrit que la charge appliquée en chaque nœud par la retenue est répartie entre les deux familles de poutres, et que les déplacements des arcs et des consoles sont égaux à leurs intersections. Les modèles réduits mécaniques en plâtre ont été totalement abandonnés. Depuis une vingtaine d'années, on a recours aux méthodes numériques de calcul par éléments finis (figure 18), avec des hypothèses de comportement élastique de la fondation et du béton, ou encore des lois de comportement plus réalistes.

Les charges qui doivent être considérées pour vérifier une forme de barrage voûte sont les suivantes:

Les charges qui doivent être considérées pour vérifier une forme de barrage voûte sont les suivantes :

- le poids propre de la voûte, établi par plots construits indépendamment des voisins ;
- la charge hydrostatique, souvent réduite par pure convention à la pression appliquée sur le parement amont du barrage ; c'est seulement dans les projets récents qu'on tient compte, d'une façon ou d'une autre, des pressions d'eau qui s'exercent dans la masse de la fondation ou dans le barrage lui-même ;
- les autres charges extérieures sont la poussée des sédiments, la poussée de la glace en surface du plan d'eau, ou encore les forces d'inertie et variations de poussée dues aux séismes ;
- les charges internes doivent aussi être considérées, comme pour l'étude de toutes les structures hyperstatiques : il s'agit des effets thermiques (équilibre initial, variations saisonnières), ainsi que des variations dimensionnelles potentielles plus aléatoires (retrait, gonflement) du béton.

Dans la pratique du dimensionnement d'une voûte, on commence par esquisser une première forme, sur la base de considérations de contraintes moyennes ou d'abaques. On donne aux arcs supérieurs un angle d'ouverture voisin de 110° ; l'épaisseur minimale en crête est :

$$e_{mc} = 0,012(L_c+H)$$

avec $e_{mc}(m)$ – épaisseur minimale en crête,
 $L_c(m)$ – largeur du site au niveau de la crête,
 $H(m)$ - hauteur du barrage.

On cherche de plus à ce que chaque console verticale soit stable sous son poids, cela à toutes les étapes de sa construction. Cela impose des variations assez progressives des rayons de haut en bas ; il faut par ailleurs veiller à ce que tous les arcs prennent appui sur chaque rive avec une incidence correcte (§ 3.3).

La forme définitive d'un barrage voûte (figure 15) résulte d'une succession d'essais de formes progressivement affinées en fonction des résultats des calculs effectués sur les formes précédentes : une voûte bien proportionnée devra présenter, pour les charges principales, des contraintes de compression inférieures à une valeur maximale, entre 8 et 10 MPa selon la fréquence des cas de charge. On s'efforcera par ailleurs de réduire la valeur et la zone d'application des contraintes de traction ; la difficulté principale consiste d'ailleurs à limiter les contraintes de traction qui apparaissent de manière quasi inévitable au pied amont dans la partie centrale. Or l'on sait que les grandes masses de béton ont rarement une résistance à la traction à long terme, ne serait-ce qu'en raison des inévitables défauts de construction, des joints, des fissures de retrait, etc., si bien qu'en réalité il se produit dans cette zone une ouverture qui peut revêtir plusieurs formes :

- décollement au contact du barrage sur sa fondation ;
- ou bien, apparition d'une fissure horizontale un peu au-dessus de ce contact, en général à la faveur d'une reprise de bétonnage faible ;
- ou bien, desserrage d'un des multiples joints préexistants dans la masse de la fondation sous l'appui.

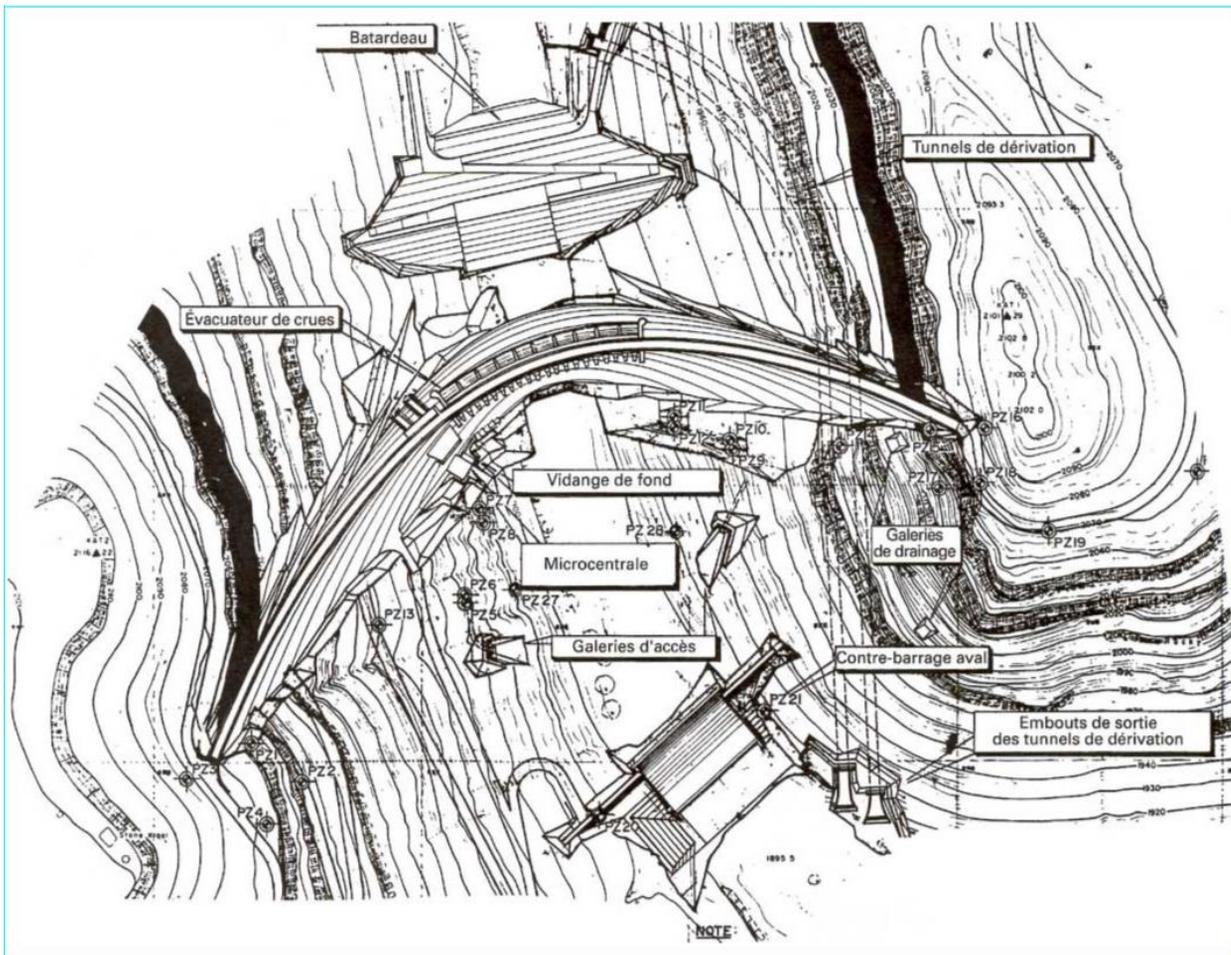


Figure 15 – barrage Voûte de Katse (Lesotho)

Dans tous les cas, le résultat est une détérioration de l'étanchéité et un développement des pressions d'eau et/ou des fuites dans cette zone sensible. Ces phénomènes ont été souvent observés sur les voûtes existantes; il est possible d'y remédier par des dispositions spéciales de traitement de l'interface barrage-fondation. Au demeurant, un tel défaut serait plus gênant pour l'exploitant (fuites) que dangereux pour la stabilité de l'ouvrage, car comme on va le voir les points sensibles en matière de sécurité des voûtes ne se situent pas au fond de vallée, mais sur les rives (§ 3.3).

Il faut d'ailleurs souligner le caractère encore conventionnel, et de ce fait peu réaliste, des calculs actuellement disponibles, même les plus sophistiqués. On aura donc soin d'analyser les prédictions des calculs d'un nouveau projet à la lumière de l'expérience acquise sur des ouvrages existants comparables.

Il existe de nombreuses formules d'estimation du volume d'une voûte, au stade très initial des études; toutes manquent de précision, et aucune ne vaut mieux que la simple intégration, de bas en haut, de la formule du tube pour des arcs de 100° d'ouverture et une contrainte moyenne de 4,5 MPa; ce qui donne:

$$v_u = \frac{H^2}{16\sigma} \left(1 + \frac{H}{\sigma} \right) (L_c^2 + 3L_b^2 + 2L_b L_c)$$

Avec v_u (m³) – volume utile de la voûte,

H (m) – hauteur du barrage,

L_c (m) – largeur en crête du site simplifié (fig. 4),

L_b (m) – largeur au niveau de la base.

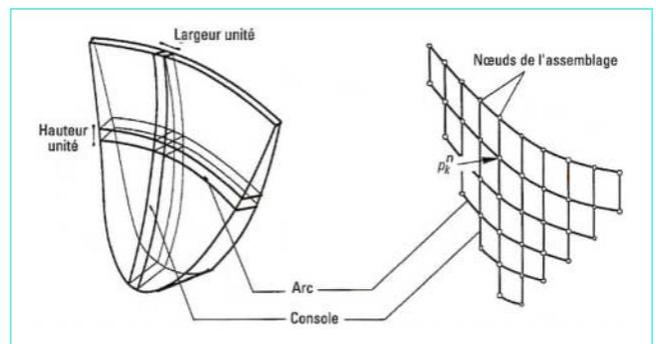
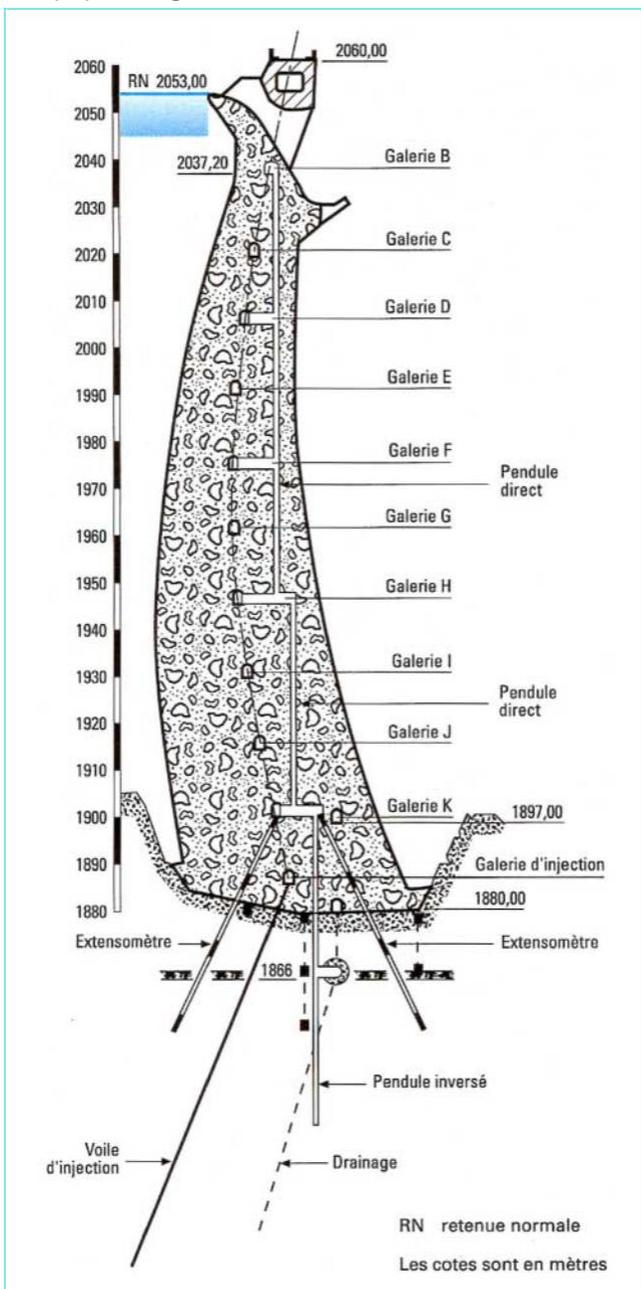


Fig.16 coupe verticale sur un barrage voûte

Fig. 17 découpage de la voûte en un système d'arcs et de consoles

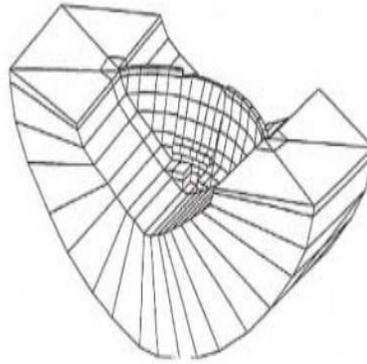


Fig. 18 maillage aux éléments finis de la voûte

3.3 Qualités requises et traitement de la fondation

Les fondations de voûtes doivent être d'excellente qualité mécanique, c'est-à-dire être peu déformables sous les poussées exercées par le barrage et la retenue, et être a fortiori capables de résister à ces poussées avec une certaine réserve. Pour s'assurer qu'il en est bien ainsi, les reconnaissances géotechniques qui accompagnent chaque projet sont très complètes et comprennent toujours une analyse géologique qui permettra d'identifier, a priori, les pièges éventuels.

Sauf exception, tout site dans lequel la matrice de la roche n'est pas sensiblement plus rigide et plus résistante que le béton n'est pas apte à recevoir un barrage voûte. Dès lors, déformabilité et résistance à grande échelle résultent des propriétés des discontinuités : failles, joints, diaclases qui affectent la roche; ce sont elles qui sont d'abord identifiées, puis soumises à des essais mécaniques (cf. article Mécanique des sols [C 255] dans ce traité) : sondages de reconnaissances, galeries creusées dans les rives, essais de laboratoire, essais in situ (mesure de la déformabilité par chargement direct, résistance à la compression, au cisaillement) ; des mesures indirectes (géophysique, petite sismique) fournissent des indications utiles sous forme de comparaison de sites de voûtes entre eux.

Un des résultats de la campagne de reconnaissance est de prédire la profondeur (5 à 50 m selon la taille de l'ouvrage et la qualité du site) sous la surface du rocher à laquelle la voûte pourra être fondée, évitant ainsi de mobiliser la partie superficielle des appuis qui est toujours de moindre qualité; tout le travail de définition de la forme de la voûte (§ 3.2) est d'ailleurs réalisé non pas sur un plan topographique brut, mais sur un plan fictif dont la partie superficielle des rives a été effacée. Celle-ci ne sera dessinée qu'à la fin, pour le dessin définitif des excavations.

Sur cette surface d'appui actif, il faut vérifier que les forces exercées par le barrage et les forces exercées par les pressions d'eau dans les appuis ne peuvent pas déstabiliser les rives ou une partie de celles-ci. La poussée de la voûte est peu déstabilisatrice en elle-même, à condition que les arcs ne fassent pas un angle trop aigu avec la courbe de niveau correspondante (30° est une valeur minimale); bien plus dangereuses sont les forces qui résultent des pressions d'eau que la retenue peut induire dans la fondation elle-même; c'est la raison pour laquelle tous les appuis de barrages voûtes sont maintenant équipés de drainages intenses, visités, entretenus et auscultés. La stabilité des rives est vérifiée par la méthode dite de Londe (figure 19), qui est une méthode d'équilibre dans laquelle les hypothèses liées aux sous-pressions et au drainage sont introduites de manière paramétrique : on définit la résistance minimale au cisaillement des discontinuités qui est nécessaire pour que la stabilité soit assurée. Des

méthodes plus sophistiquées, faisant appel aux lois de comportement des matériaux et des joints, sont employées en complément pour répondre à des problèmes spécifiques.

3.4 Méthodes particulières de construction

Le problème principal posé par le bétonnage des fortes masses (jusqu'à 50 m d'épaisseur) des barrages voûtes est celui de l'exothermie qui se produit lors de la prise du ciment, et qui ne peut se dissiper naturellement que très lentement dans des blocs de telles dimensions et engendre, si elle n'est pas contrôlée, des fissurations dommageables pour l'intégrité de la structure.

Pour s'en affranchir, on a recours à des ciments à faible exothermie (CLK ou CHF en France, type II aux États-Unis) ; on remplace une partie du ciment par des liants moins rapides comme des cendres volantes ; on limite enfin le dosage en ciment, grâce notamment à l'emploi de gros granulats (jusqu'à 150 mm de diamètre). Un béton type de grand barrage voûte aura une granulométrie continue de 0 à 15 mm, sera dosé à 225 kg de ciment de classe 45 (cf. article Variétés de bétons et constituants [C 2 210] dans ce traité). On aura remarqué que de tels dosages modérés sont autorisés par les propriétés mécaniques relativement modestes requises : on peut se contenter d'une résistance caractéristique à la compression de 28 à 30 MPa à 1 an, ce qui est peu en regard des exigences dans d'autres domaines du génie civil.

Les particularités des méthodes de construction des barrages voûtes découlent des caractéristiques décrites : les équipements de concassage et de malaxage sont conçus pour accepter les gros granulats ; le transport est réalisé par des grues ou, dans le cas de grands chantiers, par des blondins ayant une capacité allant jusqu'à 30 t ; pour le bétonnage, le barrage est découpé en plots, larges de 10 à 20 m, construits indépendamment de leurs voisins ; les coffrages utilisés sont souvent autogrimpants, autorisant des levées de bétonnage entre 1,50 et 3 m de hauteur ; le béton est dosé très sec (eau-ciment < 0,5 en poids), sa mise en place est facilitée par des bulldozers, qui parfois portent des batteries de vibreurs hydrauliques. Les joints horizontaux entre deux levées successives sont soigneusement débarrassés de la laitance en excès, grâce à un lavage énergétique effectué peu après la prise (12 à 24 h).

Pour les ouvrages épais, ces précautions systématiques doivent être complétées par des dispositions spéciales:

— pré-réfrigération du béton frais, obtenue par refroidissement artificiel des granulats et/ou de l'eau, ou même par substitution partielle de l'eau de gâchage par de la glace en paillettes;

- post-réfrigération du béton au moyen de réseaux de serpentins noyés dans la masse, dans lesquels on fait circuler de l'eau réfrigérée.

En fin de construction des plots d'un barrage voûte, il est nécessaire de rendre la structure monolithique en remplissant les joints entre les plots au moyen d'un coulis de ciment; cette opération très délicate appelée « clavage » est réalisée sous un contrôle très précis des pressions appliquées et des déformations qui l'accompagnent.

3.5 Types dérivés : barrages à voûtes multiples

La structure de type voûte a été incorporée dans des ouvrages plus complexes conçus pour répondre à des conditions topographiques particulières. Lorsque la partie haute des rives se révèle, d'un point de vue topographique ou géotechnique, un peu juste, on réalise une ou deux culées : il s'agit de massifs pesants, sortes de barrages poids aptes à supporter une partie de la poussée de la voûte, en plus de la poussée directe de l'eau de la retenue ; on peut aussi associer une voûte avec une aile à contreforts, comme au barrage de Roselend (France). Le cas extrême est constitué par le barrage à voûtes multiples (figure 20) : il s'agit d'une juxtaposition de contreforts, sur la face amont desquels s'appuient des voûtes indépendantes les unes des autres ; de tels ouvrages, qui ont quelque similitude avec les barrages à

contreforts, s'accommodent bien de vallées larges ; il faut souligner toutefois que leur comportement complexe est fortement affecté par les conditions extérieures – climatiques et sismiques notamment ; cela explique en partie la désaffection dont ils sont l'objet.

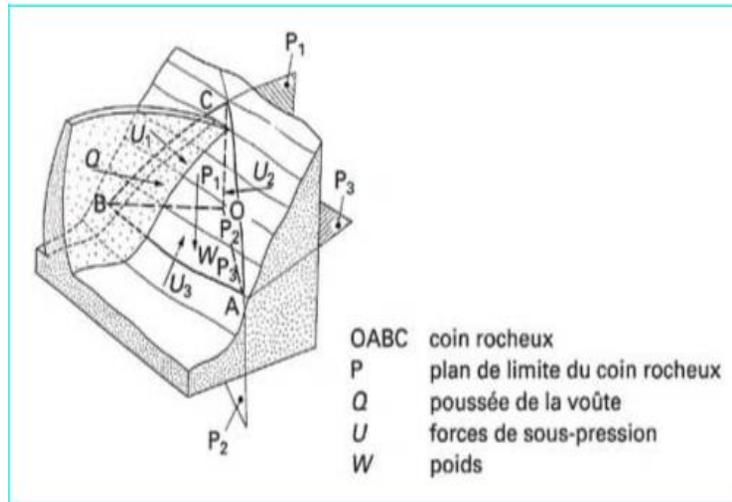


Fig. 19 étude de la stabilité d'une rive (méthode de Londe)

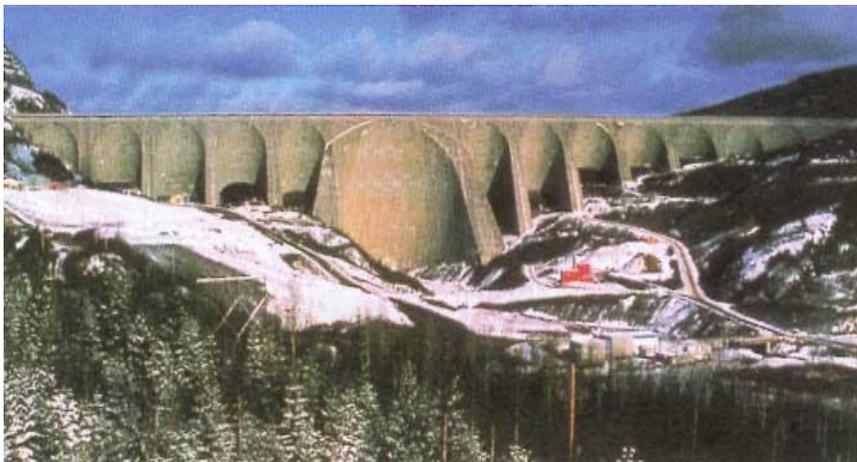


Fig. 20 barrage à voutes multiples

