

BARRAGES EN BETON

I- DEFINITION

Les barrages en béton sont des ouvrages rigides dont la stabilité est assurée par leur poids ou leur forme. Ces ouvrages font l'objet de nombreuses méthodes de calculs, basées sur la résistance des matériaux et la théorie de l'élasticité.

Les barrages en béton se divisent en plusieurs groupes selon la configuration géométrique.

- les barrages poids.
- Les barrages voûte.
- Les barrages à contreforts.

II- ACTIONS AUXQUELLES SONT SOUMIS LES BARRAGES

II-1- Action de l'eau

Les barrages sont soumis à l'action de l'eau qui se manifeste sous plusieurs aspects :

1- Par sa pression appliquée directement sur le parement amont de l'ouvrage et sa fondation.

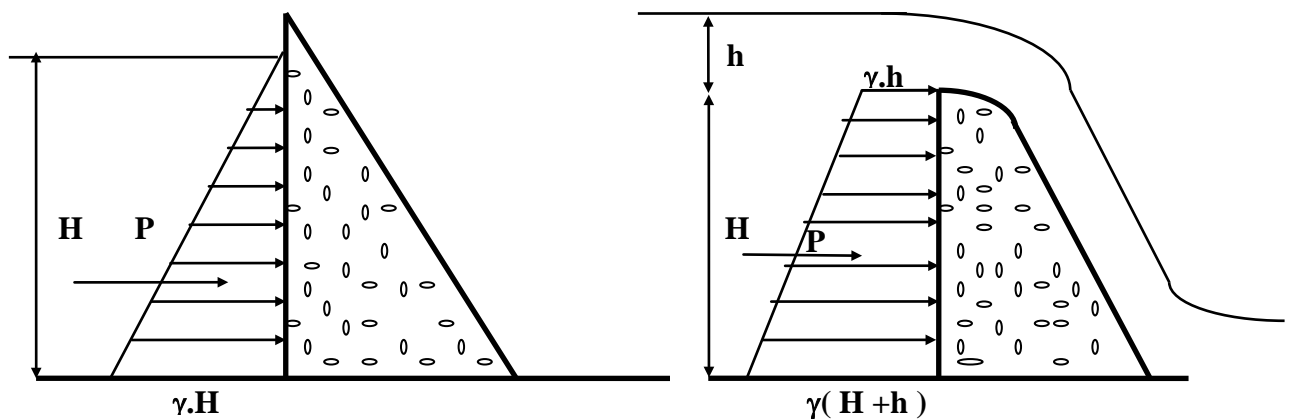


Figure-01- Diagramme de la pression hydrostatique exercée sur le corps du barrage

La force de pression hydrostatique appliquée sur le parement amont d'un barrage en béton sans déversement sur sa crête est donnée par la relation suivante :

$$P = \gamma.H^2/2 \quad (1)$$

Dans le cas d'un barrage déversoir la force de pression hydrostatique est donnée par :

$$P = \gamma.(H + 2h)H/2 \quad (2)$$

2- Par les infiltrations dans la fondation et à travers le corps du barrage. Quelque soit la qualité de la fondation l'eau y pénètre progressivement dans les pores ou les fissures du rocher créant ainsi des forces de sous pression qui s'exercent sur la surface de contact béton-rocher.

Le diagramme de ces sous pressions peut prendre plusieurs formes selon les conditions suivantes :

a- Fondation hétérogène représentant des fissurations en communication avec l'amont et ne débouchant pas à l'aval. La force des sous pressions sous l'ouvrage est constante, et correspond à la charge amont.

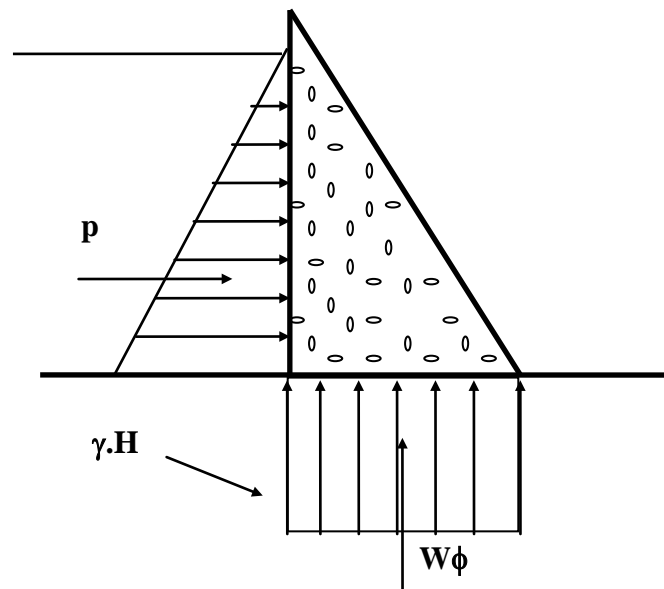


Figure-02- Diagramme des sous-pression (cas a).

b- Fondation homogène avec circulation de l'eau de l'amont vers l'aval et pertes de charge linéaires, la pression décroît linéairement de la valeur (H : charge amont) à la valeur $\gamma.h$ (h : charge aval).

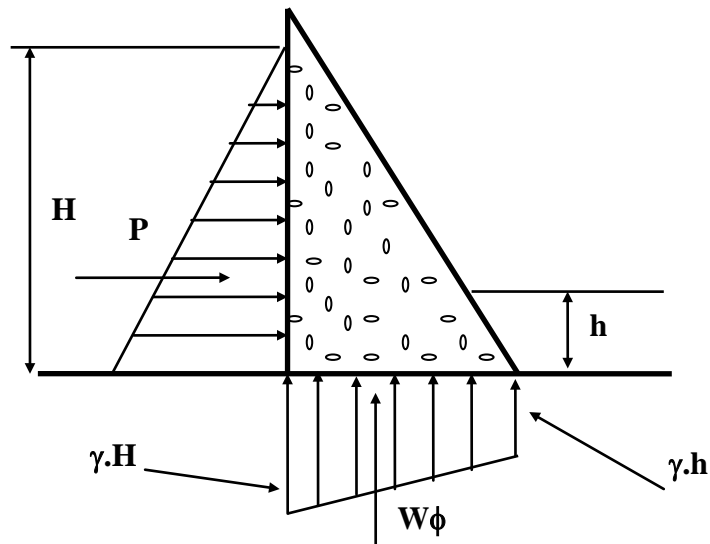


Figure-03- Diagramme des sous-pression (cas b).

c- Fondation homogène avec organe d'étanchéité sous forme de rideau d'injection ou autre coupure étanche en amont qui entraîne un décroissement des sous pressions d'une valeur amont $\gamma.(h + \lambda.(H - h))$, ($\lambda=2/3$) à une valeur aval $\gamma.h$.

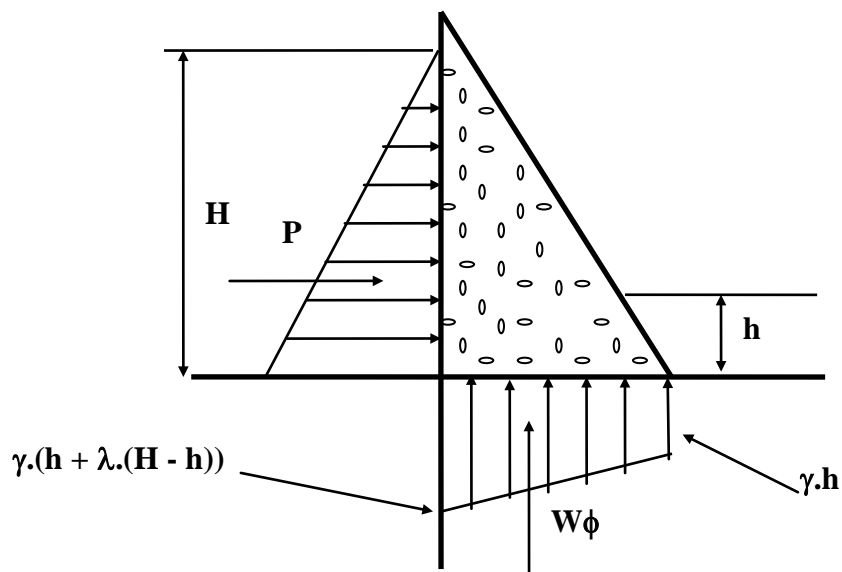


Figure-04- Diagramme des sous-pression (cas c)

d- Fondation homogène avec organe d'étanchéité et système de drainage à l'aval de la coupure d'étanchéité. La valeur des sous pressions décroît à une valeur. $(h + 1/2.(H - h)) = \gamma.(H + h)/2$.

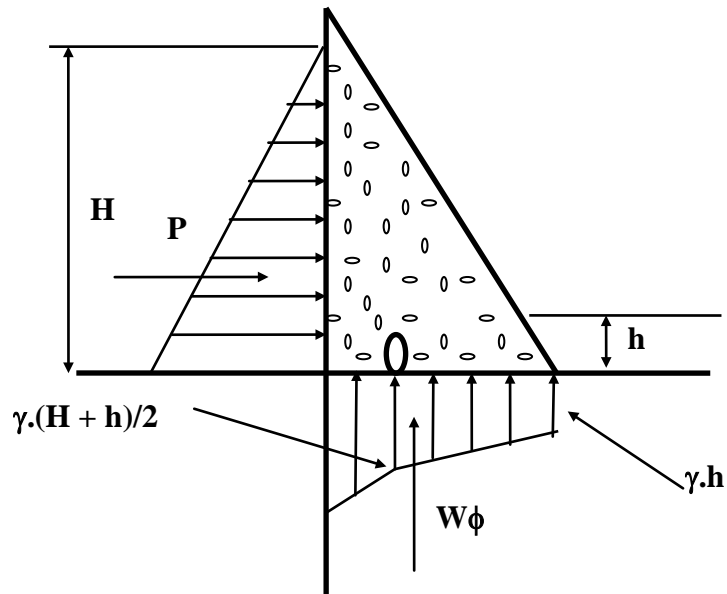


Figure-05- Diagramme des sous-pression (cas d).

* Les deux derniers cas sont les plus souvent rencontrés dans les barrages déjà construits.

L'action de l'eau se manifeste sous d'autres formes telles que l'affouillement du sol au pied aval du barrage et l'érosion de la paroi du déversoir provoqué par les fortes vitesses d'écoulement de la lame déversante.

II-2- Action du poids du barrage

L'action du poids du barrage est favorable pour la stabilité du barrage, du fait que ce type d'ouvrage résiste par sa masse à l'effet des actions motrices.

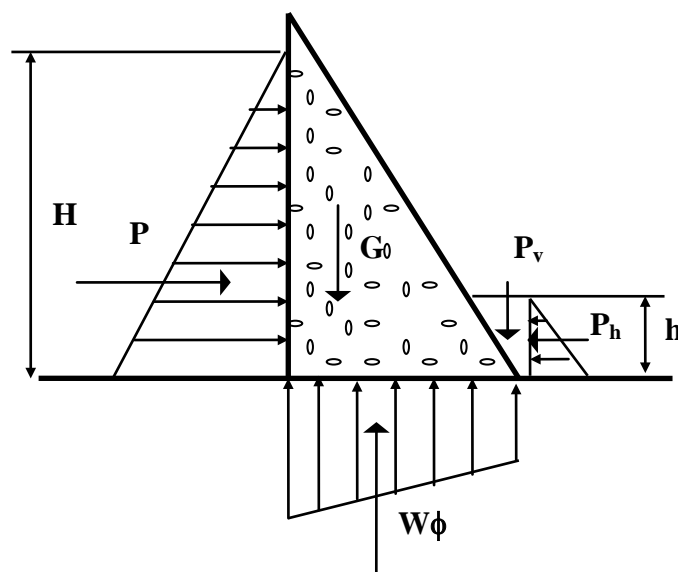


Figure-06- Différentes forces agissant sur le corps du barrage

II-3- Action des secousses sismiques

Au cours d'une secousse, les corps subissent une accélération qui se combine avec l'accélération de la pesanteur, le poids du barrage sera donc modifié ainsi que la pression hydrostatique.

Les séismes ont pour effet de réduire la pesanteur jusqu'à 20% et d'y ajouter une composante horizontale Kg compris entre 0 et 0.2g.

Pour les zones de sismicité moyenne on adopte fréquemment la valeur 0.1g.

A une profondeur Z la surpression hydrostatique provoquée par le séisme est calculée par la relation de WESTERGARD :

$$\Delta P = 0.875K(H.Z)^{1/2} \quad (3)$$

Pour un parement amont incliné la surpression est égale à :

$$\Delta P = 0.875K(H.Z)^{1/2} \cos\alpha \quad (4)$$

où α est l'angle entre la verticale et le parement amont.

Les séismes sont classés en douze degrés selon l'échelle macrosismique internationale d'intensité (M.I.I).

<u>Degré</u>	<u>Accélération horizontale</u>		
06	0.005g	÷	0.01g
08	0.025g	÷	0.05g
10	0.100g	÷	0.25g

II-4- Action de la température

La variation de la température se traduit par des variations dimensionnelles (élongation, contraction) qui provoquent l'apparition de contraintes supplémentaires dans le béton qui provoquent des fissurations dans le massif du barrage, se qui met en cause l'étanchéité de l'ouvrage et la durabilité du béton.

III- DIFFERENTS TYPES DE BARRAGE EN BETON

III-1- Barrages poids

Les barrages poids sont des ouvrages massifs en béton de section triangulaire dont la stabilité, sous l'effet de la poussée de l'eau, est assurée par leur poids propre, de même qu'un bloc de plusieurs tonnes posé sur un sol horizontal.

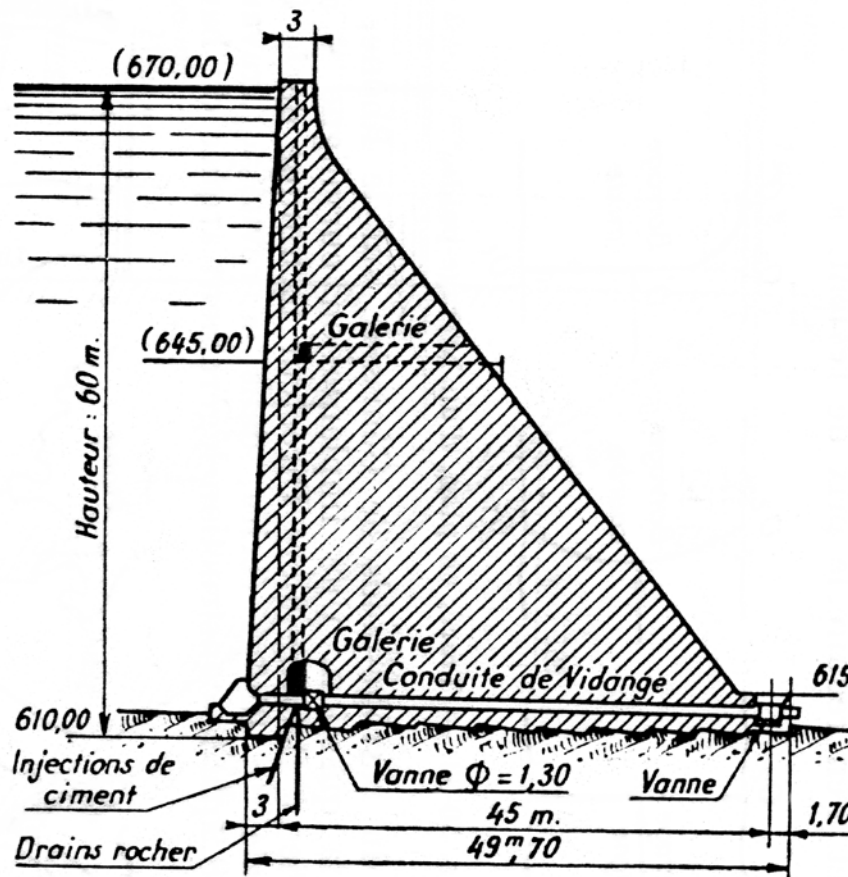


Figure-07- Coupe transversale d'un barrage poids en béton

A ce type de barrage se rattache :

- Les barrages poids précontraints, dont la masse est traversée par des tirants en acier préalablement tendus.
- Les barrages poids évidés, qui sont constitués d'une paroi en béton évidée à l'intérieure et préalablement rempli de sable, qui contribue à la stabilité de l'ouvrage.
- Les barrages mobiles, qui sont constitués essentiellement par des vannes qui transmettent les efforts dus à la pression de l'eau sur les piles et le radier.

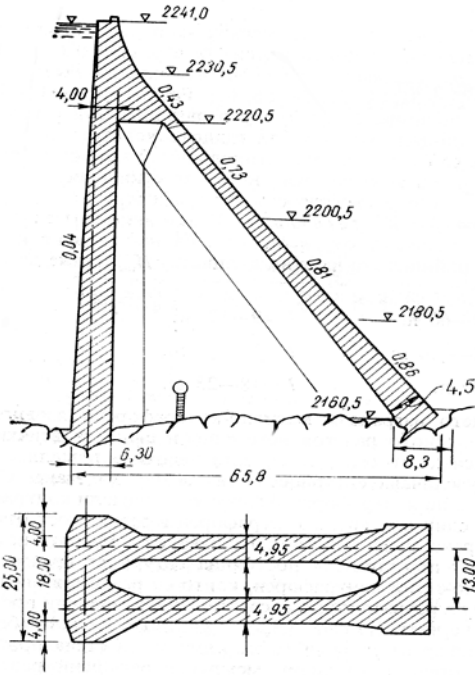


Figure-08- Barrage poids évidé

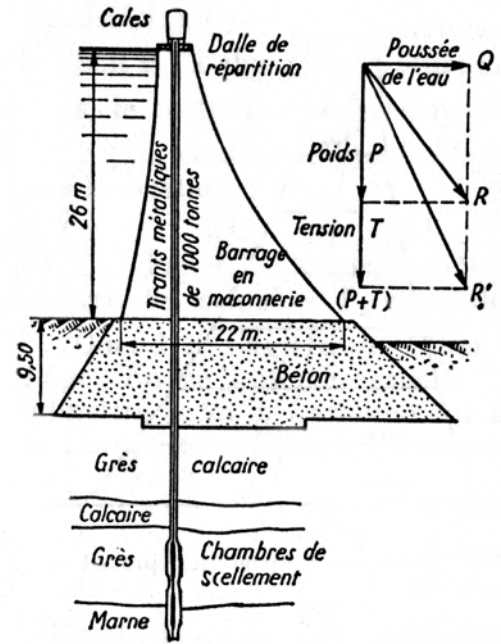


Figure-09-Barrage poids précontraint

III-1-1- Stabilité des barrages poids

La stabilité des barrages poids concerne l'équilibre de l'ouvrage qui doit résister au glissement sur la fondation et au renversement après le remplissage du réservoir.

On considère le barrage comme un bloc indéformable soumis à des actions extérieures et à la réaction de la fondation. La sécurité est alors prise par rapport à des mécanismes de rupture éventuelle (glissement, renversement). Les forces considérées sont la poussée hydrostatique, le poids propre du barrage, la force des sous pression et les forces provoquées par les secousses sismiques.

III-1-1-1- Stabilité au renversement

Le renversement des barrages est dû à l'existence de forces horizontales suffisamment grandes comparées aux forces verticales dont la résultante de toutes les forces agissant sur le corps du barrage est à l'extérieure des limites de la surface de base du barrage.

Généralement la stabilité au renversement est exprimée par (Kr)qui désigne le rapport des moments stabilisants avec les moments moteurs rapportés au point (C) de l'extrémité du pied aval du barrage.

$$K_r = \frac{\sum G.n}{\sum (P.m + W\phi.e)} \quad (5)$$

La valeur du coefficient de stabilité au renversement (K_r) pour laquelle le barrage est considéré stable est non surdimensionné est souvent prise égale à $1.3 \div 1.5$.

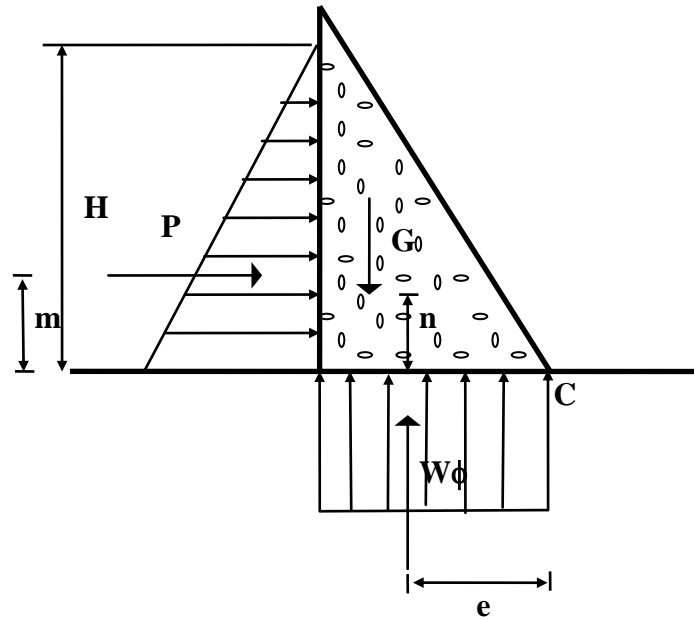


Figure-10- Schéma de calcul de la stabilité au renversement

III-1-1-2- Stabilité au glissement

Les forces horizontales, telles que la poussée de l'eau et des terres qui s'exercent sur le parement amont du barrage tendent à le faire glisser vers l'aval. La résistance à ces forces est assurée par la cohésion et le frottement du barrage avec la fondation, ces deux caractéristiques sont exprimées par le coefficient de cohésion (C) et le coefficient de frottement $\text{tg}\varphi$.

Souvent on néglige la cohésion à cause de sa variabilité aléatoire. Le coefficient de frottement est généralement pris égale à 0.75 pour les surfaces de contact béton-béton, béton-roche dure (granite, gneiss). Pour les fondations constituées de roche tendre tel que le calcaire et les marnes, on adopte généralement la valeur de $\text{tg}\varphi = 0.6$.

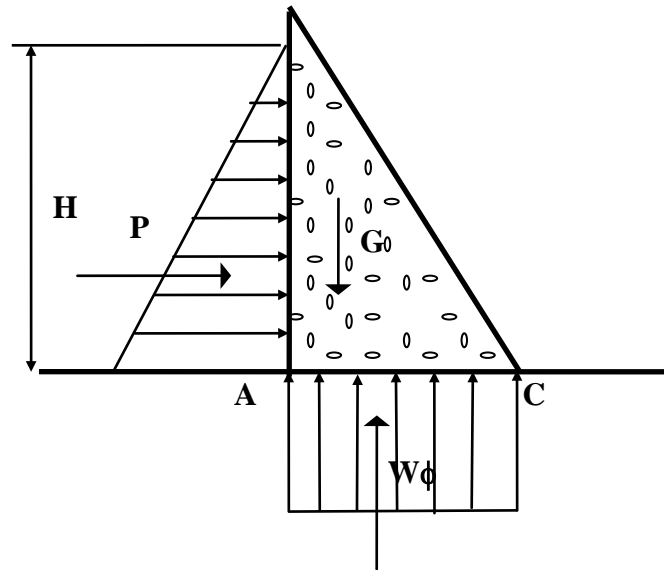


Figure-11- Schéma de calcul de la stabilité au glissement

$$(\Sigma P / \Sigma(G - W\phi)) \leq \text{tg}\varphi \quad (6)$$

$$K_g = \Sigma(G - W\phi) \text{tg}\varphi / \Sigma P \quad (7)$$

En tenant compte de la cohésion :

$$K_g = (\Sigma(G - W\phi) \text{tg}\varphi + C.S) / \Sigma P \quad (8)$$

S: Surface de contact Barrage-Fondation.

C: Coefficient de cohésion ($C = 0.5 \div 2$ Mpa, pour les roches dures de bonne qualité).

La valeur du coefficient de stabilité au glissement (K_g) pour laquelle le barrage est considéré stable est non surdimensionné est souvent prise égale à $2.5 \div 4$.

En cas de terrain comportant des plans de faiblesse horizontaux (fissuration, stratification), la stabilité peut être améliorée par des moyens techniques pendant la phase de construction de l'ouvrage.

III-2- Barrages voûtes

Se sont des barrages qui ont la forme d'un arc en plan, dont les efforts sont transmis directement aux rives d'appui de formation rocheuse. Ces barrages sont caractérisés par une voûte à mince paroi à simple ou à double courbure.

Ce type de barrage est recommandé pour les vallées étroites avec des épaulements de bonne résistance mécanique et d'une épaisseur importante afin d'éviter le risque de cisaillement des appuis du à la poussée.

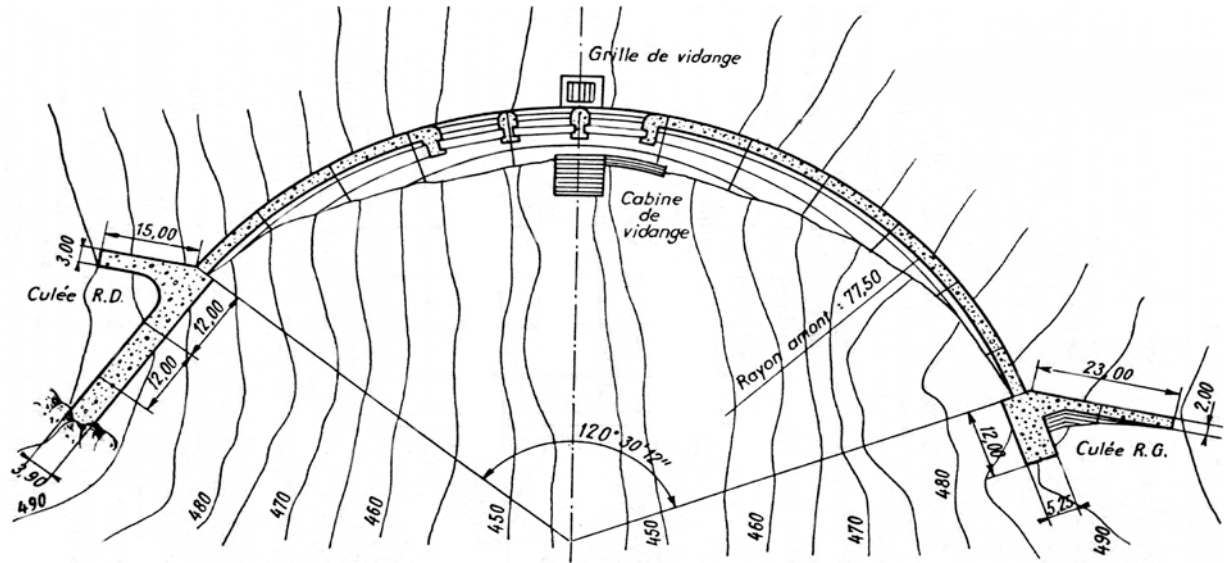


Figure-12- Vue en plan d'un barrage voûte

Le barrage voûte a la forme d'un arc qui reporte la poussée de l'eau sur les flancs de la vallée. Il résiste à la poussée de l'eau qu'il retient, à la manière d'une plaque cintrée encastrée sur trois cotés, les deux rives et la fondation. Les rives seront soumises à des contraintes de même ordre de grandeur que celles du béton de l'ouvrage. Ces contraintes sont supérieures à celles supportées par le terrain d'assise d'un barrage poids.

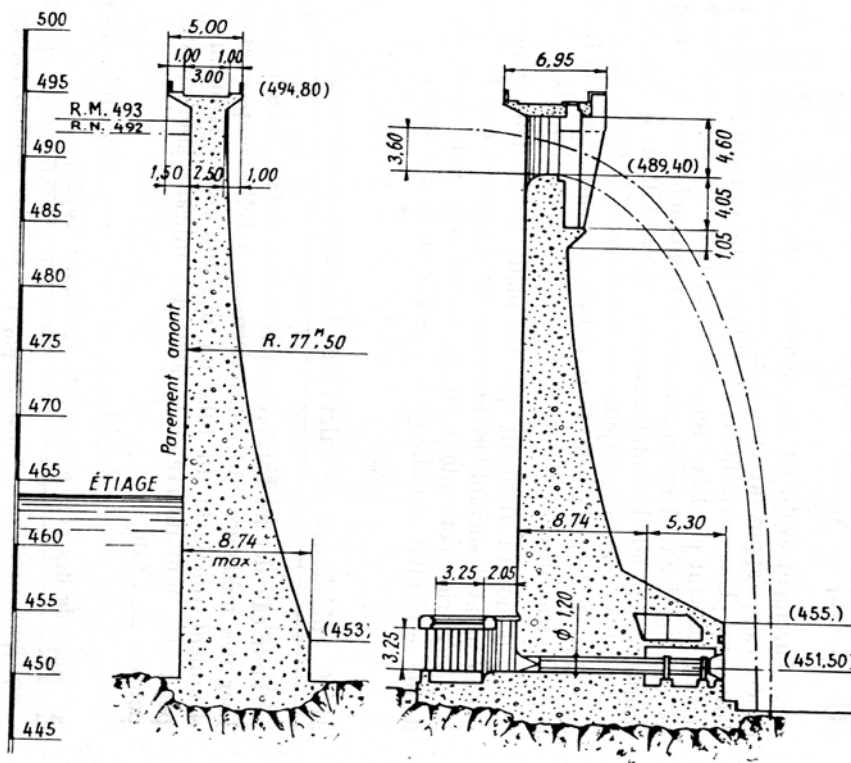


Figure-13- Coupes transversales d'un barrage voûte

III-2-1- Différents types de barrage voûte

Les barrages voûte sont classés en trois groupes :

- les barrages constitués d'une voûte unique mince à simple ou double courbure qui fonctionne comme une coupole. Le calcul de ce type de barrage est analogue à celui des coques minces.
- Les barrages à voûte épaisse, dénommés aussi barrage poids voûte, l'épaisseur de ces barrages est importante à ce que serait nécessaire pour la stabilité de la voûte, il ont presque les mêmes conditions que les barrages poids.
- Les barrages à voûtes multiples constitués d'un nombre de voûtes juxtaposées qui s'appuient sur des contreforts.

III-2-2- Calcul des barrages voûte

la méthode la plus simple consiste à découper la voûte en tranches horizontales appelées anneaux, que l'on considère comme autant d'arcs encastrés aux naissances, indépendamment l'un de l'autre, réserve faite que leur poids se transmet de l'un à l'autre jusqu'au sol de la fondation. On néglige ainsi l'encastrement vertical. On ne compte pas aussi sur le poids des anneaux pour résister à la poussée de l'eau.

Toutes ces simplifications conduisent à la déterminer des arcs isolés travaillant dans des conditions plus sévères que la réalité.

Un barrage voûte est une coque à simple ou à double courbure plus au moins encastrée le long de ses appuis. Généralement, la concavité de la voûte est dirigée vers l'aval ce qui fait que la poussée de l'eau introduit dans le béton des forces de compression.

Comme la pression est constante à niveau donné, on a logiquement été amené à adopter une forme circulaire pour chaque section horizontale de l'ouvrage.

L'hypothèse de base pour le calcul des barrages voûtes consiste à découper la voûte en une série d'arcs horizontaux et d'étudier indépendamment leur stabilité comme s'il n'existait aucune liaison d'un arc à l'autre.

On ne tient pas compte du poids simplement transmis à la fondation par empilement des séries d'arcs. La sous-pression est généralement négligée.

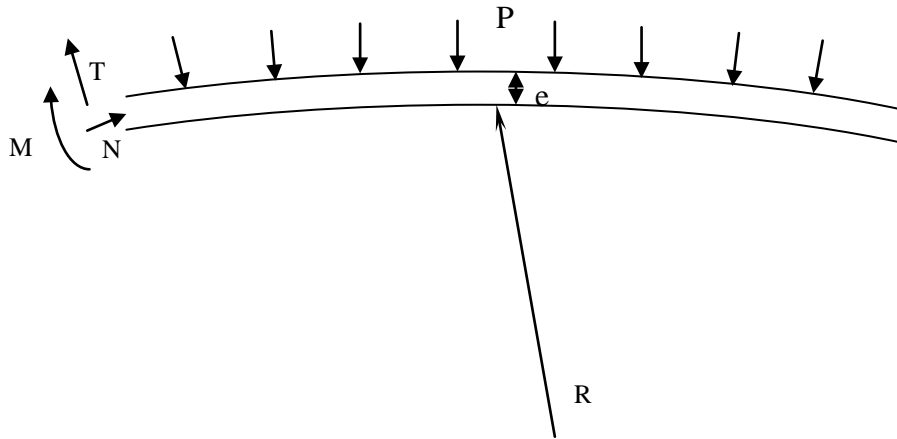


Figure-14- Schéma de calcul des barrages voûte par la méthode des anneaux

Soit R le rayon de courbure du parement soumis à la pression de l'eau P. dans le cas d'une pression hydrostatique (normale à la paroi) les sollicitations dans une section peuvent se ramener à un effort normal constant N, l'effort tranchant et le moment de flexion étant nuls.

On a alors $N=PR$ et dans chaque section verticale de l'arc considéré, il n'existe que des contraintes normales de compression.

$$n = \frac{PR}{e} \quad (09)$$

e : épaisseur de la voûte

Cette équation appelée formule de tube permet lorsque l'on fixe la contrainte maximale n_{\max} dans le béton, de déterminer l'épaisseur e de la voûte. Cette formule est à la base de la conception des barrages voûtes, elle donne une précision suffisante pour une première approche de dimensionnement de l'ouvrage. On admet pour n_{\max} une valeur de l'ordre de 50 bars, ce qui correspond à un béton de qualité.

III-2-3- Angle d'ouverture économique d'un anneau de voûte

A une profondeur Z, sous le niveau maximum de la retenue qu'il s'agit de barrer, la vallée présente une certaine largeur l, c'est-à-dire la corde du futur anneau G_0G_1 qu'il s'agit de tendre d'une rive à l'autre. Soit 2φ l'angle d'ouverture de cet anneau et V son volume. On a sensiblement :

$$V=2.R.\varphi.e \quad (10)$$

V correspond à la surface du rectangle curviligne multipliée par la hauteur de l'anneau de 1m.

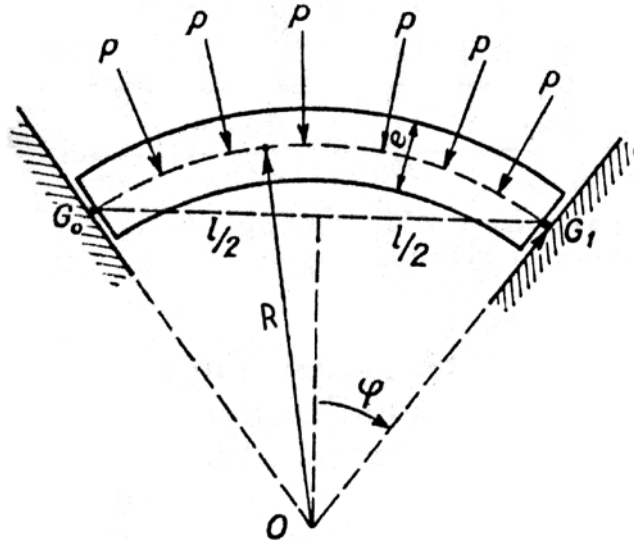


Figure-15- Schéma de calcul de l'angle d'ouverture économique de la voûte

Exprimons R et e en fonction de φ de manière à examiner comment V varie en fonction de cet angle.

$$e = \frac{PR}{n}$$

d'où :
$$V = 2 \frac{PR^2}{n} \varphi \quad (11)$$

R peut être exprimé par la largeur l qui correspond à la corde de l'anneau.

$$l = 2R \sin \varphi \quad (12)$$

ou :
$$R = \frac{l}{2 \sin \varphi} \quad (13)$$

Finalement :

$$V = \frac{2Pl^2}{4n \cdot \sin^2 \varphi} \varphi = \frac{Pl^2}{2n} \cdot \frac{\varphi}{\sin^2 \varphi} \quad (14)$$

Le minimum de V coïncidera avec celui de l'expression $= \frac{\varphi}{\sin^2 \varphi}$, c'est-à-dire, pour la valeur de φ annulant sa dérivée. Ce qui donne :

$$\sin^2 \varphi - 2\varphi \cdot \sin \varphi \cdot \cos \varphi = 0 \quad (15)$$

Se qui correspond à $2\varphi = 133^\circ 30'$, soit 130° en chiffre rond.

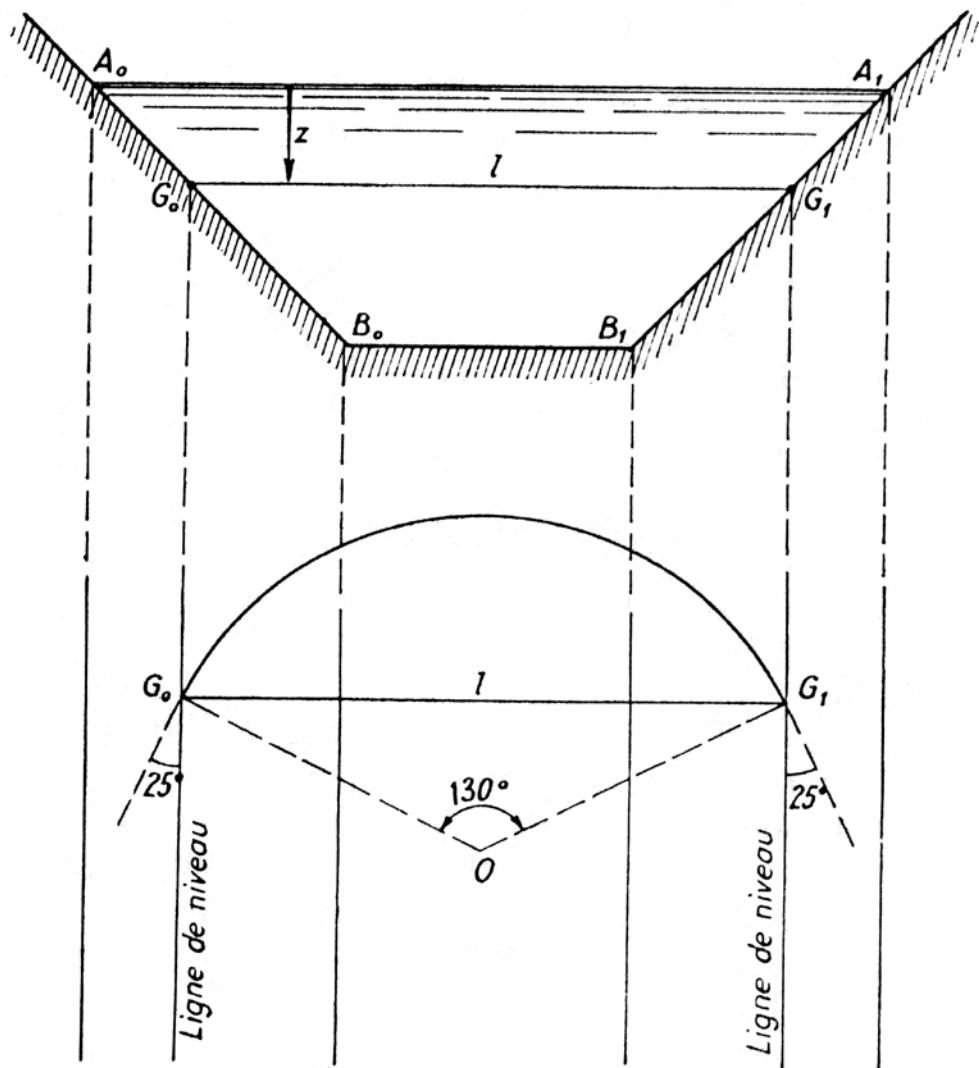


Figure-16- Disposition et angles d'attaque d'un anneau de voûte

Dans le cas des rives à lignes de niveau sensiblement parallèles à l'axe de la vallée cette règle ($2\varphi = 130^\circ$) revient à dire que la tangente à la fibre moyenne fait aux naissances un angle de 25° avec les lignes de niveau, c'est ce qu'on appelle l'angle d'attaque de la voûte sur les rives. Dans le cas où l'angle d'attaque est inférieur à 25° la butée du terrain deviendrait insuffisante et le terrain risquerait de lâcher sous la poussée transmise par l'anneau. En particulier, à la limite avec un anneau en plein centre ($2\varphi=180^\circ$), il n'y aurait plus d'appui de tout et l'anneau glisserait latéralement. Au contraire si l'angle d'attaque de la voûte est supérieur à 25° , l'appui est plus sûr.

III-2-4- Joints de contraction.

Comme les barrages-poids, les barrages-voûtes sont édifiés par plots : ils forment autant de consoles séparées constituant la voûte, Les joints entre plots {plans verticaux radiaux) constituent des joints de contraction qui sont obturés par des *lames d'étanchéité* en cuivre.

Les plots ne sont pas laissés à joints vifs : on procède à un *clavage tardif* en injectant de ciment dans les joints, pour souder les voussoirs les uns aux autres afin de constituer une voûte continue.

A titre d'exemple, nous décrivons deux dispositifs d'injection employés dans les barrages :

1° des cannelures verticales dans le plan des joints (figure-17-) ;

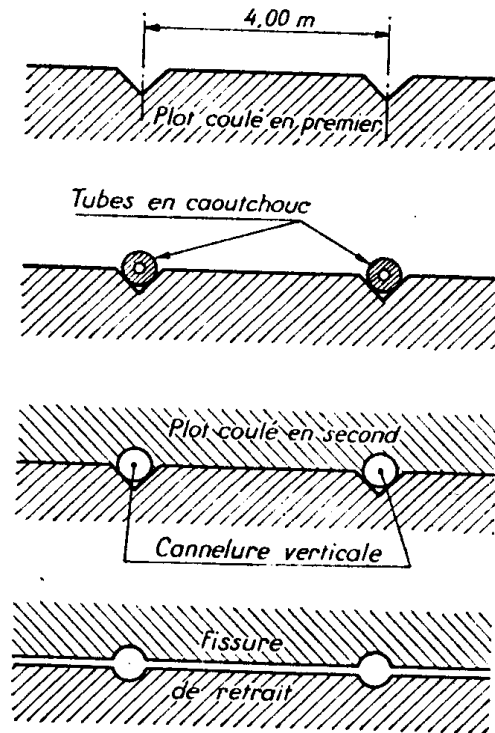


Figure-17- Cannelures réservées dans le plan des joints entre plots

2° des rampes horizontales à clapets (figure-18-).

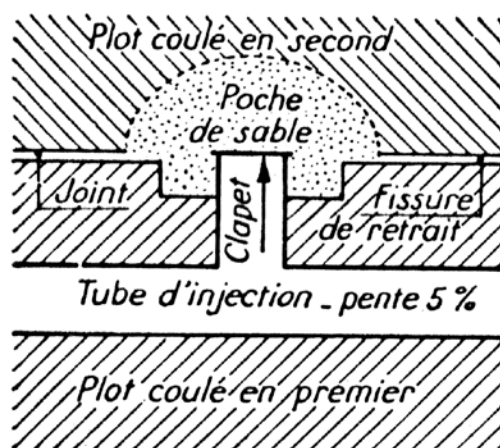


Figure-18- Détail d'un clapet d'injection

Les cannelures verticales sont destinées à réserver des vides verticaux entre les plots, distants d'environ 4 mètres; on les réalise de la manière suivante : sur le coffrage du premier plot

coulé, on fixe des chevrons triangulaires qui laissent après décoffrage l'empreinte d'une cannelure à section demi-carré dans la face du plot. Au moment de coulage de béton du second plot on introduit dans les cannelures des tubes en caoutchouc très extensibles. Après bétonnage de chaque couche du second plot, on relève le tube de manière à ne le laisser engagé que de 20 à 30 cm dans la couche venant d'être coulée. Et ainsi de suite, de proche en proche, on constitue des cannelures verticales entre les deux plots. Le retrait de béton amène une fissure qui relie les cannelures entre elles (figure-17- en bas).

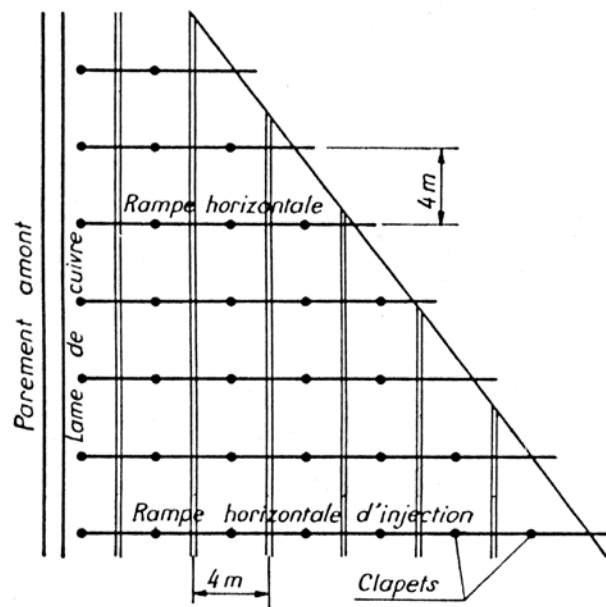


Figure-19- réseau d'injection des joints entre les plots

Les rampes horizontales d'injection sont constituées par des tubes noyés dans la masse de béton du premier plot coulé (figure-19-), à proximité du joint à injecter. On leur donne une pente vers l'aval de 5%. Tous les quatre mètres se trouve un clapet, situé entre deux cannelures verticales consécutives, installé sur une tubulure en T montée sur la rampe d'injection. Le clapet débouche dans une poche de sable fin, réservée dans le plan du joint, au moment de la coulée du béton du second plot (figure-18). Il est recommandé que les tubes des rampes dépassent en aval le béton des plots afin d'éviter l'obturation de leur orifice aval pendant le bétonnage.

II-3- Barrages à contreforts

Les barrages à contreforts se composent : par un ensemble de dalles en béton armé appuyées sur des contreforts régulièrement espacés, par des voûtes multiples à génératrices inclinées ou verticales ou par l'épaississement des têtes des contreforts. Ce type d'ouvrage est recommandé pour les vallées larges et pour les barrages de hauteur moyenne.

Le barrage à contrefort permet une économie importante du volume de béton à cause de la réduction de la sous-pression sous l'ouvrage qui est caractérisé par une faible section de contact avec le sol de fondation.

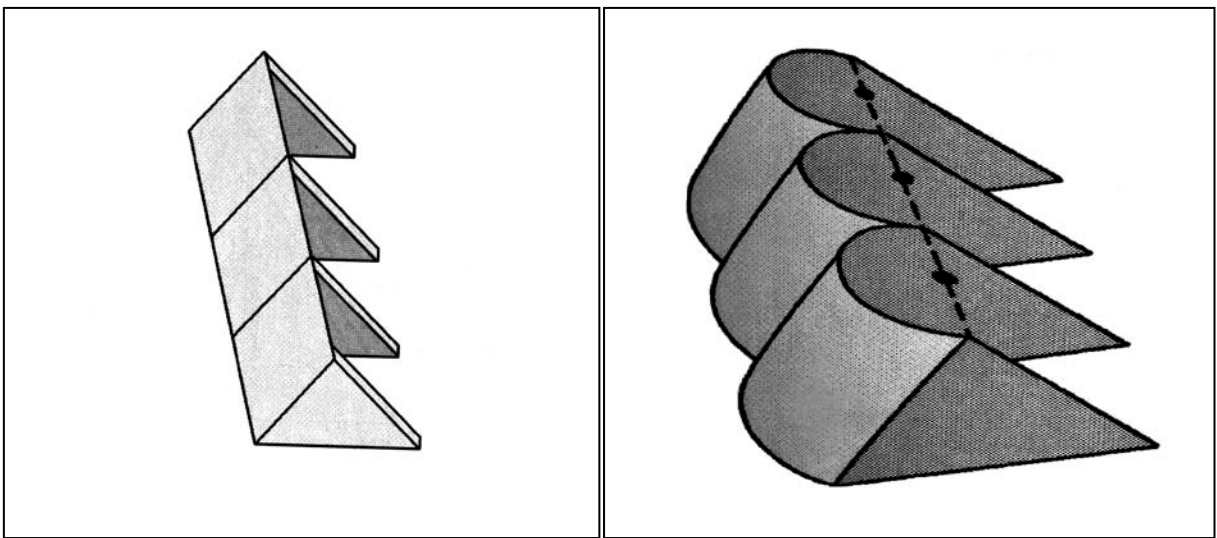


Figure-17- barrages à contrefort

Le barrage à contrefort est formé par deux parties fondamentales, le voile étanche et les contreforts.