

## CHAPITRE 2 : LES BARRAGES RIGIDES

### 2.1 Caractéristiques générales

*Définitions :* Un barrage-poids (ou barrage à gravité) est un ouvrage en béton ou en maçonnerie qui résiste par son poids propre aux efforts qui le sollicitent « **conçu et calculé pour résister, par son poids à la poussée des eaux qu'il retient** ».

Le profil en travers d'un barrage poids est de forme générale triangulaire, avec un parement amont subvertical (Fig. 1).

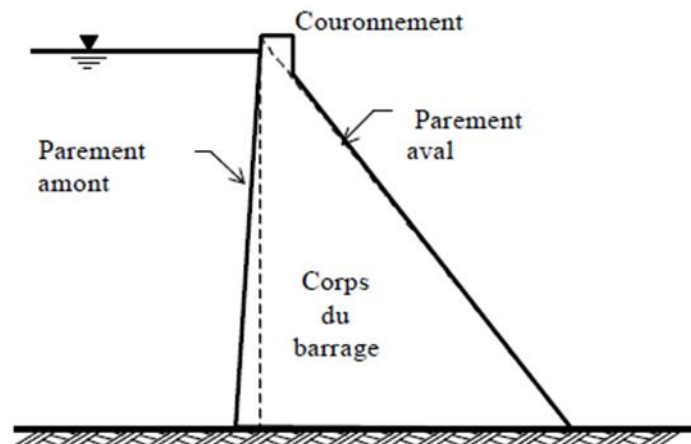


Figure 1 : Profil type d'un barrage poids

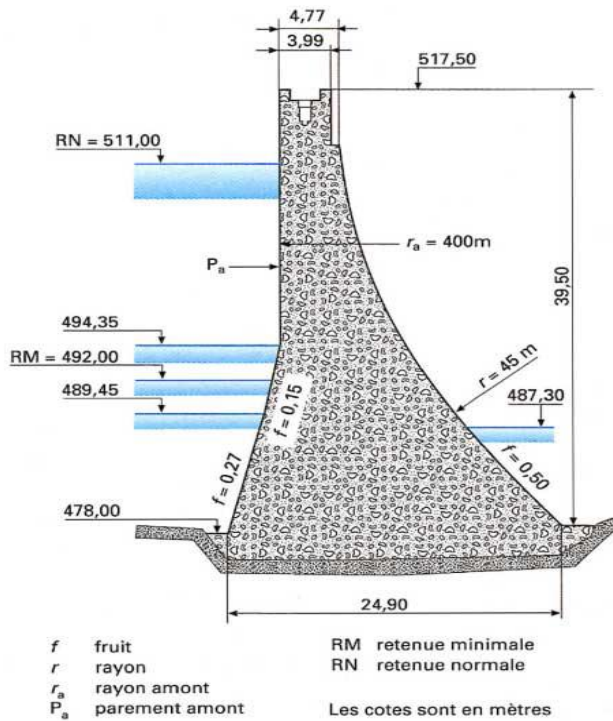
#### 2.1.1. Profils caractéristiques :

D'après la forme géométrique du profil transversal du barrage on distingue :

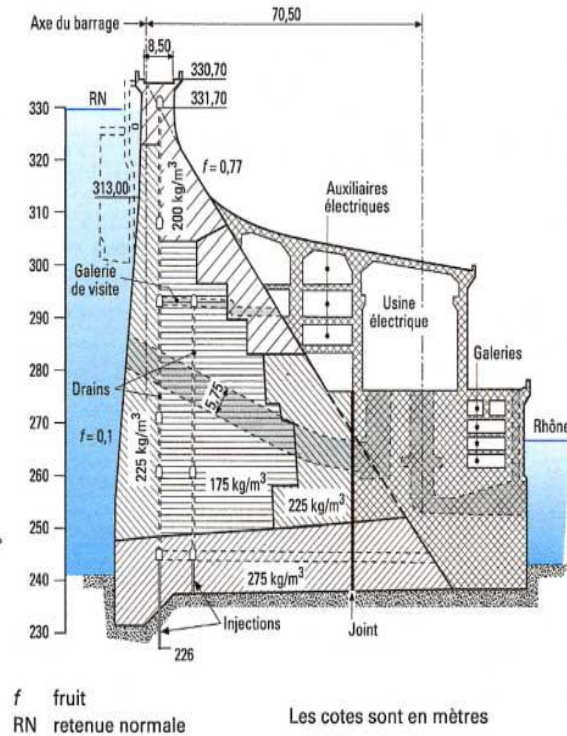
- profil incliné sur les deux parements,
- profil avec parement amont vertical,
- profil avec parement brisé.

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 XIXe siècle (figure 2), puis en béton au début du XXe (figure 3), 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 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

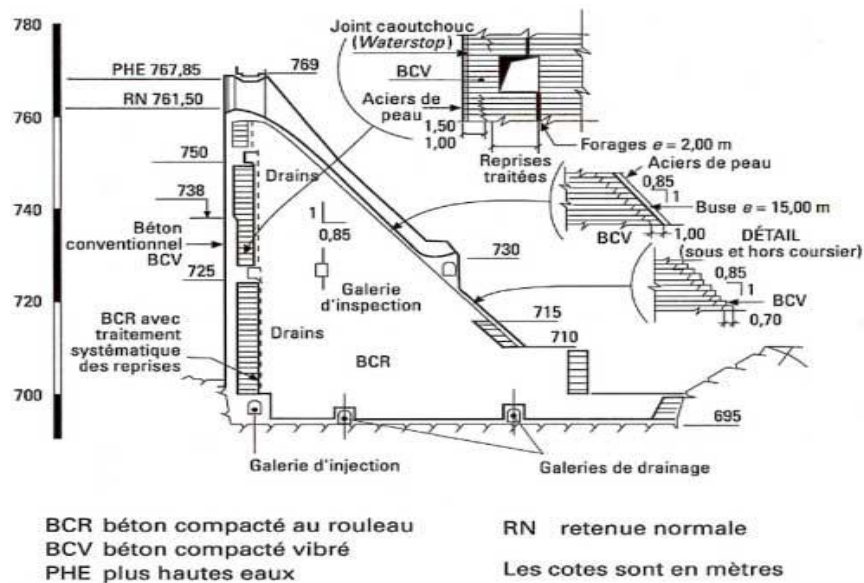
européens sont des barrages de type poids. Par souci de simplification, **ce qui suit concerne les barrages qui créent un réservoir**, pour lesquels le niveau d'eau à l'aval est faible par rapport à leur hauteur.



**Figure 2** – Barrage de Ternay (France)  
avant renforcement



**Figure 3** – Barrage poids de Génissiat (France)



**Figure 4** – Barrage poids BCR d'Aoulouz (Maroc)

Les barrages rigides sont des structures en béton.

Les raisons pour lesquelles on choisit un barrage rigide sont généralement les suivantes :

- Nécessité d'une fondation rocheuse de bonne qualité ;
- Nécessité d'évacuer des crues importantes ;
- Présence de fonctions hydrauliques complexes dans l'ouvrage (ouvrage vanné pour assurer, par exemple, l'évacuation des sédiments et garantir la pérennité de la retenue, vidange de fond de fort débit) ;
- Incertitude sur l'hydrologie : les ouvrages rigides sont généralement moins sensibles au déversement que les ouvrages en remblai. Sur les sites où il y a une grande incertitude sur les crues, les variantes rigides sont souvent avantageuses (limitation des ouvrages de dérivation provisoire et plus grande sécurité vis-à-vis du risque hydraulique). Il faut toutefois noter que la stabilité des petits barrages poids est très sensible au niveau des plus hautes eaux.

De façon générale, un ouvrage en béton est envisagé chaque fois que les ouvrages hydrauliques ont une importance significative dans le projet (souvent le cas pour les barrages de prise d'eau sur les aménagements hydroélectriques).

Il faut aussi savoir que même si ces raisons citées se présentent, **il y a deux conditions requises pour pouvoir projeter un ouvrage rigide.**

- La première condition porte sur la qualité de la fondation. En première approximation, on peut énoncer la règle suivante : un barrage rigide nécessite une fondation rocheuse de bonne qualité.
- La deuxième exigence pour construire un ouvrage rigide est de disposer, dans des conditions économiques acceptables, de granulats de bonne qualité nécessaires à sa construction dans un rayon limité. Ces zones d'emprunt sont en général les ballastières de l'oued (problèmes d'alcali-réaction) et/ou les carrières (souvent calcaires).

### **2.1.2. Les type de barrages rigides**

Selon la forme et le comportement mécanique de ces ouvrages rigides, on peut distinguer plusieurs types.

#### **2.1.2.1. Barrage poids**

Pour un barrage à profil poids, c'est le poids du béton qui assure l'équilibre de la poussée hydrostatique et des sous-pressions. Les sous-pressions ont un effet négatif important sur l'équilibre de l'ouvrage.

Les critères de dimensionnement de l'ouvrage portent sur la répartition des contraintes normales (limitation des tractions au pied amont et limitation des contraintes de compression) et sur l'inclinaison de la résultante. Cette méthode de calcul met en évidence le rôle majeur des sous-pressions dans l'équilibre des barrages poids et donc l'importance du drainage.

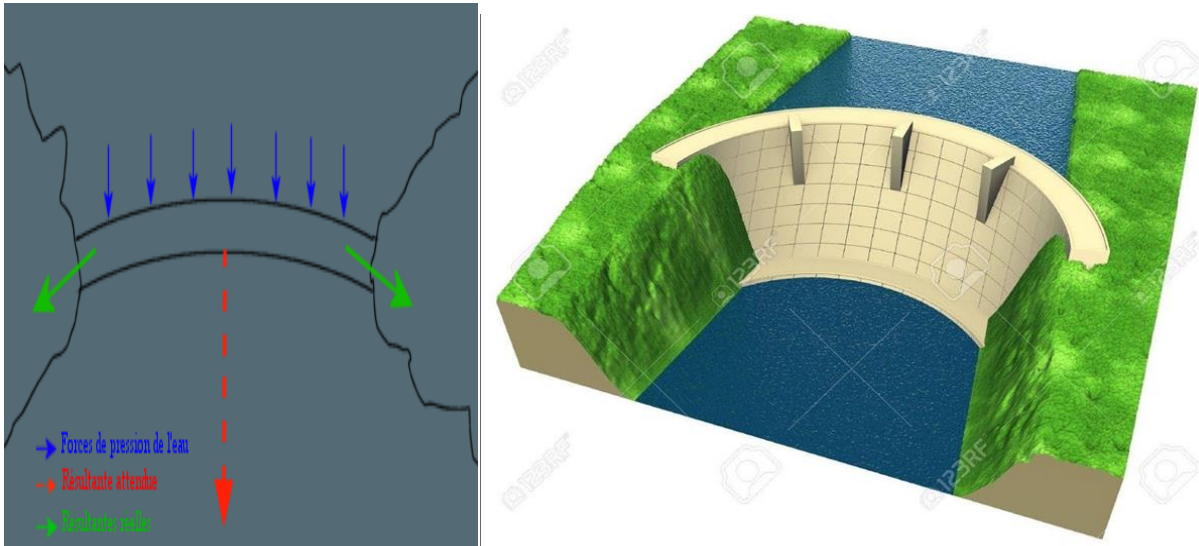
Le fonctionnement mécanique du profil poids nécessite la principale exigence pour un barrage en béton, à savoir la nécessité d'une fondation rocheuse de qualité suffisante. La condition relative à sa faible déformabilité est généralement la plus contraignante, en particulier pour des fondations de roches tendres ou altérées, mais la condition sur la résistance au cisaillement élimine également le profil poids lorsque la résistance au cisaillement de la fondation est faible (fondation marneuse, présence de joints argileux subhorizontaux dans la fondation...).

Mis à part les faibles contraintes dans le béton, les faibles contraintes transmises aux fondations et l'intégration facile des ouvrages annexes, le barrage poids présente aussi l'avantage de la réduction de l'effet de la dilatation thermique. Toutefois, il a les inconvénients suivants :

- Les sous pressions sont importantes dans les fondations ;
- Volume important du béton ;
- Beaucoup d'excavations à réaliser ;
- Grande sensibilité au séisme et aux tassements.

#### **2.1.2.2. Barrage voûte**

Les barrages voûtes transmettent la poussée hydrostatique par effet voûte sur les deux rives par des arcs comprimés travaillant en compression. C'est la géométrie de la voûte et le contraste de rigidité entre le béton et le rocher qui déterminent le fonctionnement de l'ouvrage.



**Figure 5 – Barrage voûte**

La recherche de la forme idéale vise à transmettre la poussée par des arcs entièrement comprimés. Traditionnellement, les barrages voûtes ont été dessinés en limitant la contrainte maximale dans les arcs comprimés à 5 MPa, correspondant à un coefficient de sécurité de 4 ou 5 pour un béton de qualité moyenne.

Cette condition détermine l'épaisseur de la voûte avec la formule du tube suivante :

$$\sigma = p \frac{R}{e}$$

Avec :

$\sigma$  : la contrainte maximale de compression transmise par l'arc (variable avec la hauteur).

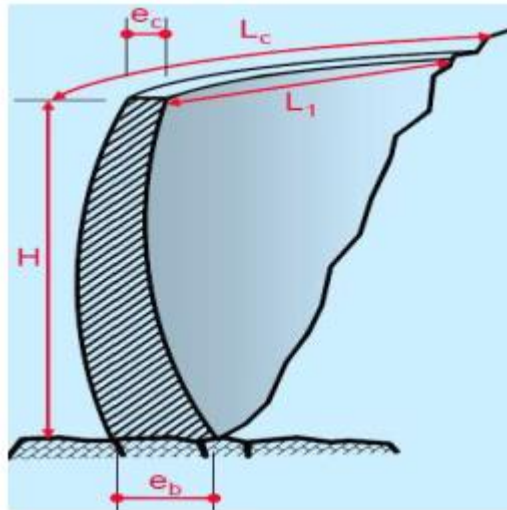
P : pression hydrostatique en MPa

R : rayon de l'arc en m.

e : Epaisseur de la voûte en m.

Au niveau de la crête et de la base (voir figure suivante), les pratiques suivantes sont appliquées :

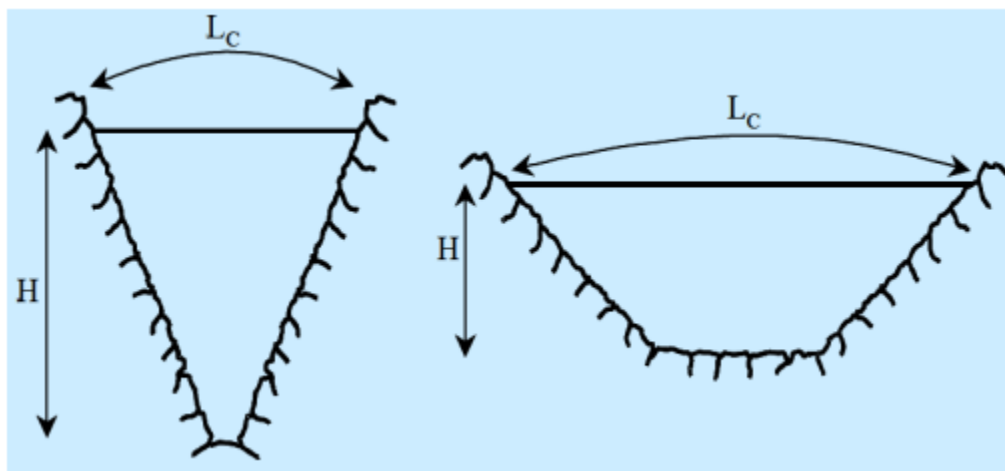
| Epaisseur | Vallée en V    | Vallée en U    |
|-----------|----------------|----------------|
| En crête  | $e_c = H/20$   | $e_c = H/15$   |
| En base   | $e_b = L_c/15$ | $e_b = L_c/20$ |



**Figure 6 :** Epaisseur barrage voûte

Il faut réunir quatre conditions nécessaires pour pouvoir concevoir un barrage voûte :

- ✓ Condition topographique : la vallée doit être « étroite » ; des barrages voûtes ont été construits sur des sites dont le rapport largeur en crête sur hauteur ( $L_c/H$ ) voisin de 10, mais généralement les voûtes sont intéressantes lorsque  $L_c/H$  est inférieur à 5 ou 6 pour des vallées en V (à gauche de la figure suivante) et à 4 ou 4.5 pour des vallées en U ;



**Figure 7 :** les deux types de vallées pour barrages voûtes.

- ✓ Rigidité de la fondation : pour que le fonctionnement « en voûte » soit possible, il faut que la rigidité de la fondation soit suffisante, sinon les arcs ne trouvent pas leurs appuis et la structure tend à fonctionner en console. Comme ordre de grandeur, une voûte ne doit pas être envisagée sans études détaillées lorsque le module de déformation du rocher (mesuré par essais au vérin) est inférieur à 4 ou 5 Gpa ;

- ✓ Résistance mécanique de la fondation : on a vu que la voûte transmet des contraintes élevées à la fondation des talus de rives surtout qui doit rester dans le domaine élastique pour ces niveaux de sollicitation ;

Le barrage voûte présente aussi l'avantage d'être peu sensible à la submersion pour autant que celle-ci reste de courte durée et d'amplitude modérée (risque d'érosion du pied aval). En outre, il permet d'avoir une meilleure résistance au séisme et au sous pression vu son volume et sa surface d'assise relativement petits.

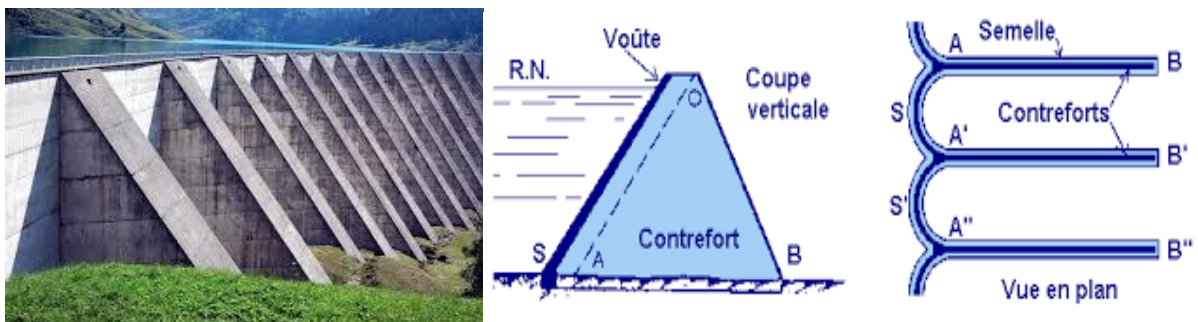
Cependant, le barrage voûte a aussi des inconvénients :

- Les contraintes sont importantes dans le béton et dans le rocher.
- La dilatation thermique est à considérer. Un suivi thermique s'impose durant toute la durée d'exploitation du barrage ;
- L'intégration de l'évacuateur de crue dans le barrage est difficile.
- Les sous pressions dans les fissures du rocher peuvent provoquer des glissements d'appuis.

### 2.1.2.3. Barrages à contreforts

Ils ont des formes très variées et résistent aux efforts à la fois par le poids et par la forme. Les voiles qui constituent le barrage transmettent la poussée hydrostatique sur les contreforts.

L'avantage apporté par rapport au barrage poids est celui de la réduction du volume du béton utilisé. Un exemple de ces barrages est celui du barrage Al Massira présenté dans la figure suivante. Toutefois, la complexité des coffrages et décoffrages a fait que le nombre de ces barrages à contreforts est très limité.



**Figure 8** : exemple de barrage à contreforts

## **2.2 Matériaux utilisés en construction**

### **2.2.1. Maçonnerie**

C'est le procédé le plus ancien. Il nécessite une main d'œuvre très importante pour tailler et la mettre en place les blocs rocheux, raison pour laquelle il n'est plus couramment utilisé. La difficulté d'exécution et la faible résistance à la traction l'écartent souvent.

### **2.2.2. Béton conventionnel vibré (BCV)**

La technique des barrages poids en béton conventionnel vibré (BCV) s'est développée à partir de la deuxième décennie du XXe siècle. Elle a donné lieu à un très grand nombre d'ouvrages de toute taille et pour toutes sortes d'usages.

La technologie des barrages poids en BCV met en œuvre des bétons de granulométrie importante (jusqu'à 80 millimètres) et des dosages en ciment de l'ordre de 200 à 250 kg/m<sup>3</sup>. L'exothermie de la réaction d'hydratation du béton conduit pendant la prise à de fortes augmentations de température du béton et à un risque de fissuration lors du refroidissement. Les barrages en BCV sont pour cette raison construits par plots de dimensions horizontales courantes 15 x 15 mètres nécessitant la mise en œuvre de nombreux joints de contraction, transversaux et longitudinaux (au moins pour les barrages de grande hauteur). Pour les petits barrages, il est généralement possible de se contenter de joints transversaux. La technique des barrages poids en BCV nécessite comme la maçonnerie une importante main d'œuvre, en particulier pour la réalisation des coffrages.

### **2.2.3. Béton compacté à rouleau (BCR)**

Le regain d'intérêt pour les profils poids est venu de l'invention du BCR qui est une innovation technique majeure largement utilisée au Maroc dans la technologie des barrages. L'innovation consiste à mettre en place le béton et à le compacter, non plus par les moyens traditionnels (grue ou blondin pour le transport et compactage par pervibration dans la masse), mais en utilisant les techniques de terrassement, transport par camion, réglage au buteur, compactage au rouleau vibrant lourd. Ce mode de réalisation exige toutefois une surface de plate-forme de travail importante (supérieure à 500 m<sup>2</sup> en général) pour que les engins puissent évoluer efficacement. Pour des surfaces réduites (notamment au niveau des parties supérieures des barrages), les cadences de mise en place deviennent très limitées.

La possibilité de réduire au strict nécessaire la quantité d'eau et le serrage efficace obtenu par le compactage en couches peu épaisses ont permis de limiter les quantités de ciment à des valeurs de 70 à 150 kg/m<sup>3</sup> de façon à diminuer l'exothermie.

En effet, cette nouvelle méthode de mise en œuvre s'accommode mal des nombreux joints destinés à contrôler la fissuration thermique du BCV. Dans la conception actuelle des barrages en BCR, seuls les joints amont-aval sont conservés, mais généralement à des espacements bien supérieurs aux 15 mètres traditionnels des barrages en BCV (de 30 à 45 m).

L'un des avantages importants du BCR est la rapidité d'exécution : le massif d'un petit barrage peut être construit en quelques semaines, permettant de réduire les coûts d'immobilisation, de maîtrise d'œuvre et souvent de dérivation des eaux, le barrage étant construit en étiage avec des ouvrages de dérivation réduits au minimum.

Cependant, le BCR a l'inconvénient de ne pas assurer la fonction d'étanchéité. Par conséquent, on a recours à un masque amont en béton qui sert, mise à part l'étanchéité, comme coffrage pour le compactage du BCR. Dans les anciens barrages Marocains en BCR, l'épaisseur de ce masque est de 1 m tandis qu'actuellement on se limite à des épaisseurs de 20 à 40 cm.

En général, l'intérêt du BCR par rapport au BCV est le fait qu'avec le BCV dosé de 150 à 200 Kg/m<sup>3</sup> de ciment on obtient un béton d'une résistance à la compression à 90 jours de l'ordre de 25 Mpa qui est superflue car le calcul de stabilité donne en général des contraintes maximales de compression de l'ordre de 2 à 3 MPa. Le BCR nous donne la possibilité d'optimiser sur le dosage en ciment jusqu'à 70-100 Kg/m<sup>3</sup> ce qui donne en général des résistances à 90 jours de l'ordre de 10 MPa. Le manque de maniabilité qui empêche la vibration de ce type de béton pauvre est compensé avec le compactage d'où son appellation béton compacté au rouleau. Le BCR permet également de réduire le nombre de joint au sein du béton. Au lieu d'avoir des joints chaque 15 m dans toutes les directions, à cause du problème d'on se contente à des joints amont-aval avec des espacements de 30 à 45 m.

Une comparaison des dosages types des bétons de masse, de parement et ordinaire des autres parties (déversoirs, supports de vannes des évacuateurs, galeries, bâtiments des usines hydroélectriques etc...) est donnée dans le tableau suivant :

**Tableau 3 : Dosage type du béton des ouvrages hydrauliques**

| Composants           | Béton de masse<br>(Kg/m <sup>3</sup> ) | Béton de<br>parement (Kg/m <sup>3</sup> ) | Béton ordinaire<br>(Kg/m <sup>3</sup> ) |
|----------------------|----------------------------------------|-------------------------------------------|-----------------------------------------|
| Ciment               | 250                                    | 300                                       | 300                                     |
| Sable (0-2) mm       | 330                                    | 300                                       | -                                       |
| Sable (0-4) mm       | 170                                    | 150                                       | 800                                     |
| Gravillon (12-25) mm | 565                                    | 565                                       | 1800                                    |
| Pierre (70-150) mm   | 1070                                   | 1070                                      | -                                       |
| Eau                  | 150                                    | 155                                       | 160                                     |

La fabrication et la mise en place du béton au barrage comprend les étapes suivantes :

- Extraction des agrégats (carrières, cours d'eau, plages, ...)
- Concassage, criblage et lavage des agrégats sur site
- Fabrication des bétons : usine à béton comprenant essentiellement (silos à agrégats + cuve à ciment + doseurs + trémie de remplissage + bétonnières + trémies à béton)
- Mise en place des bétons (blondins ou transporteurs à câbles, grues, et pompes de bétonnage).

Le contrôle de la qualité des bétons est réalisé dans un laboratoire de chantier ; il comporte, en général, l'essai de rupture par compression d'échantillons en forme de cubes de 20x20 cm de côté, confectionnés spécialement ou de carottes cylindriques prélevées dans la masse de l'ouvrage.

### **2.3 Stabilité et dimensionnement**

L'étude de stabilité consiste à évaluer la sécurité de l'ouvrage en béton vis-à-vis de trois conditions de stabilité :

- Le glissement,
- Le renversement,
- L'état de contraintes.

Une analyse bidimensionnelle pour ces barrages est en principe suffisante à moins que la vallée ne soit trop étroite ou qu'on ait un profil courbe du barrage, dans quel cas on fait une analyse tridimensionnelle.

Les différents niveaux d'eau à évaluer peuvent aller d'un barrage à retenue normale, barrage vide ou barrage au niveau des PHE.

La masse volumique prise pour le massif du barrage en béton peut aller de 2.4 t/m<sup>3</sup> pour le BCR ou le béton cyclopéen à 2.5 t/m<sup>3</sup> pour le BCV.

D'autres paramètres sont aussi à fournir, à savoir :

- La résistance à la compression et le module de déformation des fondations,
- Cohésion de la surface de contact entre les fondations et le béton : il est souvent difficile à estimer et de valeur décroissante avec le temps,
- Angle de frottement interne : on doit effectuer un essai de cisaillement pour l'avoir.
- Le niveau retenu pour les sédiments ainsi que leur masse volumique déjaugée et leur angle de frottement interne.

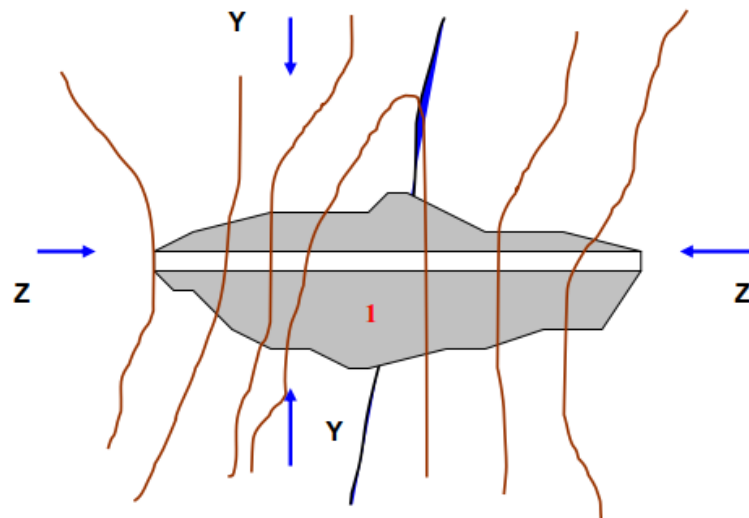
Les conditions de chargement considérées varient selon le fonctionnement et la nature du barrage.

Les différents cas de charges proposés par l'« US Army Corps of Engineers » sont :

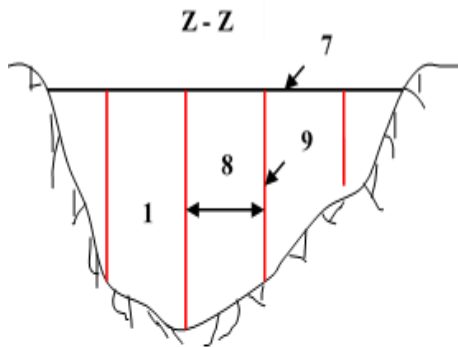
- conditions fondamentales (niveau d'eau à la retenue normale),
- conditions accidentelles (PHE, vase ...),
- conditions extrêmes (séisme, barrage vide ...).

Notons que tous les calculs sont effectués par mètre de largeur.

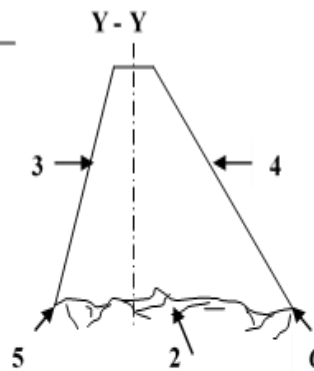
Eléments composant un barrage poids :



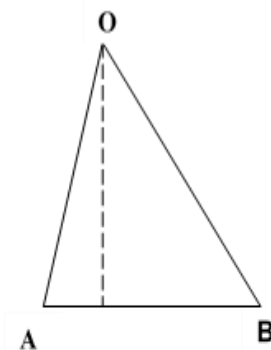
Vue en plan



Profil Longitudinal



Profil Transversal



Profil Théorique

1 : Corps du barrage

2 : Surface d'appui

7 : Couronnement

3 : Parement amont

4 : Parement aval

8 : Plot

5 : Pied amont

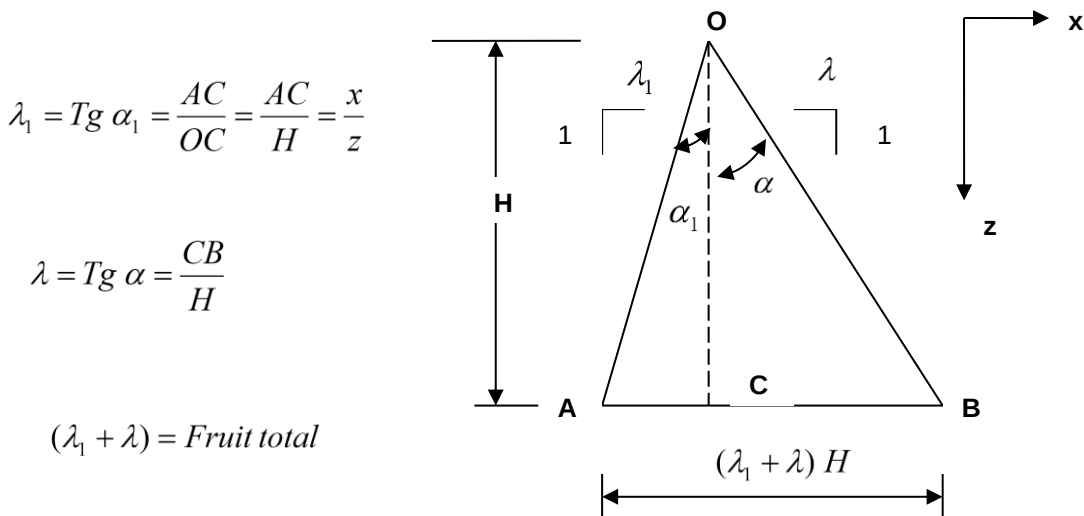
6 : Pied aval

9 : Joint de construction permanent

Le couronnement est la partie supérieure du barrage qui supporte une plateforme horizontale servant de chemin de service. L'épaisseur du couronnement est en fonction de la largeur donnée au chemin qui peut servir en même temps de route ouverte au public. Le couronnement dispose de trottoirs et de parapets.

Les plots sont des blocs verticaux indépendants les uns des autres, séparés par des joints de construction verticaux et étanches. Ces joints permettent les déformations dues aux variations de température et aux déformations du terrain.

- Fruit : on appelle fruit du parement amont et aval les tangentes des angles  $\alpha_1$  et  $\alpha$



### 2.3.1. Forces agissant sur un barrage poids - Sollicitations

*b1- Sollicitations facilement calculables :*

- Poids propre.
- Poussée de l'eau externe au barrage et à sa fondation.
- Résultante de la réaction de la fondation. La répartition de cette réaction n'est pas facile à calculer.

*b2- Sollicitations estimées sur la base d'hypothèses :*

- Sous-pressions (ou pressions interstitielles).
- Poussée des glaces.
- Poussée des sédiments.
- Efforts engendrés par les séismes.
- Effets des vagues et des basculements du plan d'eau.

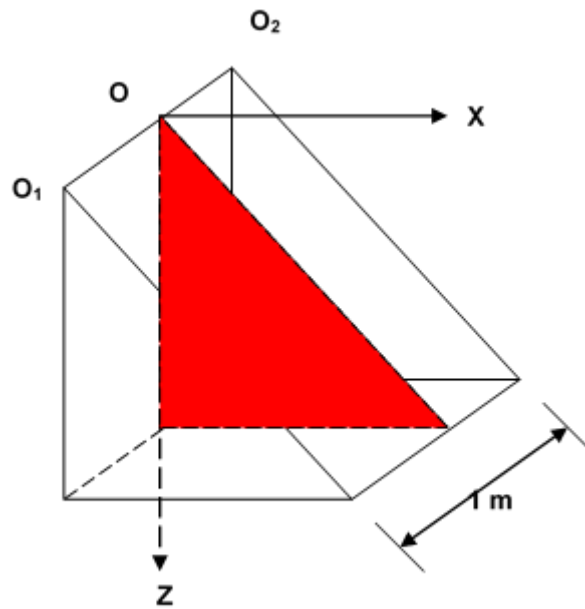
- Variations de la température et retraits.

Les sollicitations de la catégorie b2 sont les plus difficilement calculables car elles dépendent de paramètres physiques difficiles à évaluer et sont souvent variables dans le temps.

- la pression du vent.

### 2.3.2. Calcul de stabilité

Pour le calcul de stabilité de barrage on considère toujours une tranche verticale d'épaisseur égale à l'unité (**1 m**). Cette tranche se présentera comme une poutre prismatique verticale dont l'extrémité supérieure est libre, l'autre étant encastrée dans le sol ; c'est donc une poutre verticale, on la reportera aux axes **Ox** et **Oz** situés dans le plan médian.



#### 2.3.2.1. Stabilité au renversement

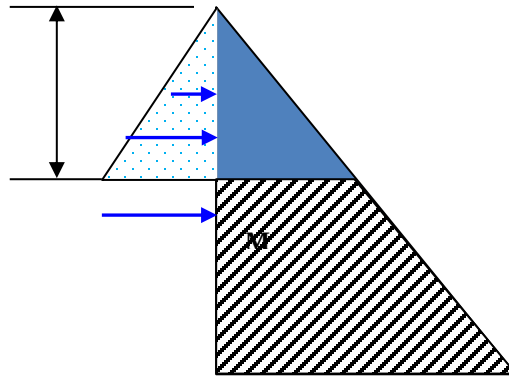
Le calcul de stabilité au renversement se fait pour le pied aval du barrage, il est évalué par le facteur de sécurité suivant :

$$F_R = \frac{\sum \text{des moments stabilisants}}{\sum \text{des moments destabilisants}}$$

De même, on dira que la stabilité au renversement du barrage est assurée si :

- $F_R \geq 1.5$  pour les combinaisons de charge fondamentales.
- $F_R \geq 1$  pour les combinaisons de charge accidentelles et extrêmes.

Pour le calcul de la stabilité au renversement on portera l'attention à une portion de barrage **OMN** de hauteur **z** et nous supposons qu'une fissure horizontale sectionne le barrage de **M** en **N**. On se ramènera ainsi à l'étude de l'équilibre d'un solide **OMN** reposant sur un autre **MNAB**



- **Poussée hydrostatique :**

C'est la résultante des pressions élémentaires s'exerçant le long de OM, suivant une loi linéaire :

$$P = \frac{\varpi \cdot z^2}{2} \quad \varpi : \text{Poids volumique de l'eau}$$

- **Poids G de la portion OMN :**

Sachant que  $MN = \lambda \cdot z$  et si  $\gamma = \text{Poids volumique du béton}$

$$G = \frac{\gamma \cdot \lambda \cdot z^2}{2}$$

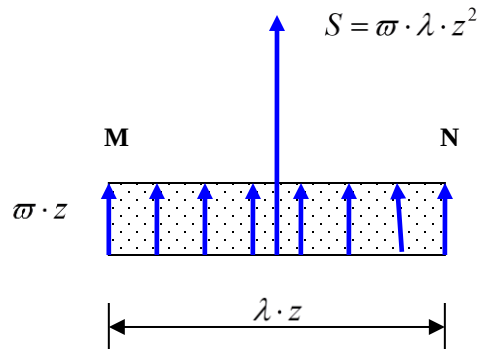
- **Sous pressions :**

On suppose que l'eau s'introduit dans la fissure **MN**. Soit **S** est la résultante des sous pressions élémentaires s'exerçant vers le haut entre **M** et **N**. Ces sous pressions suivent une loi de répartition plus ou moins complexe.

**Ecran d'étanchéité :** Les sous-pressions jouent un rôle important dans la stabilité des barrages. Pour réduire ces sous pressions, un écran d'étanchéité est réalisé à la base du parement amont.

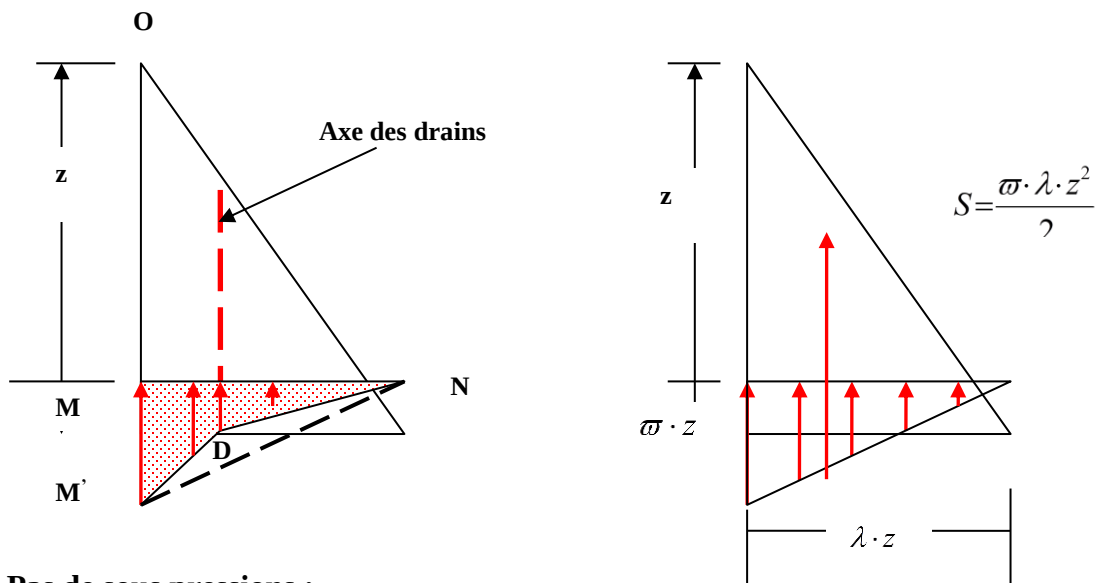
**a) Répartition uniforme :**

C'est le cas le plus défavorable d'une fissure nette le long de **MN**.



**b) Répartition linéaire :**

En réalité des précautions sont prises pour éviter l'apparition de fissures franches et collecter les eaux d'infiltration sournaises par des drains. Il en résulte une répartition des sous pressions se rapprochant d'une ligne brisée **M'DN**. On admet alors pour les calculs une répartition linéaire suivant **M'N** qui couvrirait en quelque sort les courbes de répartition rencontrées en pratique.



**c) Pas de sous pressions :**

C'est le cas idéal

$$S = 0$$

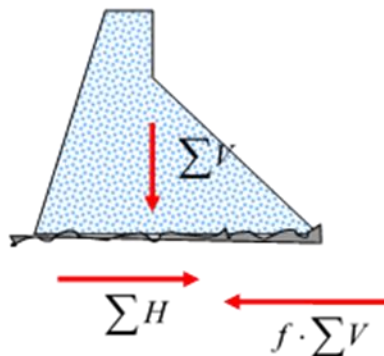
Pour ces différents cas examinons l'équilibre du solide **OMN** en calculant les moments des forces par rapport à l'arrête de renversement probable **N**.

| Forces         |           | intensité                                  | Bras de levier                      | Moments de renversement                       |                                                                                                        |
|----------------|-----------|--------------------------------------------|-------------------------------------|-----------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Poussée P      |           | $\frac{\varpi \cdot z^2}{2}$               | $\frac{z}{3}$                       | $-\frac{\varpi \cdot z^3}{6}$                 | $\frac{z^3}{3}(\gamma \cdot \lambda^2 - \frac{\varpi}{2})$                                             |
| Poids G        |           | $\frac{\gamma \cdot \lambda \cdot z^2}{2}$ | $\frac{2}{3}\lambda \cdot z$        | $\frac{\gamma \cdot \lambda^2 \cdot z^3}{3}$  |                                                                                                        |
| Sous pressions | nulles    | 0                                          | 0                                   | 0                                             | $\frac{z^3}{3}(\gamma \cdot \lambda^2 - \frac{\varpi}{2})$                                             |
|                | linéaires | $\frac{\varpi \cdot \lambda \cdot z^2}{2}$ | $\frac{2 \cdot \lambda \cdot z}{3}$ | $-\frac{\varpi \cdot \lambda^2 \cdot z^3}{3}$ | $\frac{z^3}{3} \left[ \lambda^2(\lambda - \varpi) - \frac{\varpi}{2} \right]$                          |
|                | maximales | $\varpi \cdot \lambda \cdot z^2$           | $\frac{\lambda \cdot z}{2}$         | $-\frac{\varpi \cdot \lambda^2 \cdot z^3}{2}$ | $\frac{z^3}{3} \left[ \lambda^2 \left( \lambda - \frac{3\varpi}{2} \right) - \frac{\varpi}{2} \right]$ |

Pour qu'il ait équilibre il faut que les moments de la dernière colonne soit positifs.

### 2.3.2.2. Stabilité au glissement :

On étudie la stabilité du barrage par rapport au glissement pour la surface de contact entre le béton et la fondation. Le glissement du barrage se fait sur cette surface à cause des efforts appliqués.



La loi Coulomb des corps indéformables s'écrit :

$$S_g \leq \frac{f \cdot \sum V}{\sum H} \quad \text{où } S_g : \text{Coefficient de sécurité au glissement}$$

$$f = \operatorname{tg} \varphi : \text{Coefficient de frottement}$$

$\sum V$  et  $\sum H$  : Somme des forces verticales et horizontales

La résistance au glissement  $\tau$  est donnée par la relation suivante :

$$\tau = C.S + N.\operatorname{tg} \varphi$$

Avec :

C : la cohésion du contact béton-fondation en KPa.

$\varphi$ : Angle de frottement interne.

S : Section de contact entre le béton et la fondation en  $\text{m}^2$

N : résultante des efforts normaux en KN

Le facteur de sécurité au glissement a par conséquent la formule suivante :

$$S_g = \frac{C.S + N.\operatorname{tg} \varphi}{T}$$

Où T est la résultante des efforts tangentiels en KN.

En général, on dira que la stabilité au glissement du barrage est assurée si :

- $S_g \geq 1.5$  pour les combinaisons de charge fondamentales.
- $S_g \geq 1.1$  pour les combinaisons de charge accidentelles et extrêmes.

#### **2.3.2.2.Calcul des contraintes transmises aux fondations**

Outre que la sécurité générale vis-à-vis du glissement et du renversement, on doit aussi vérifier la stabilité pour les contraintes transmises aux fondations.

Le calcul de ces contraintes se fait à l'aide de la formule de la résistance des matériaux suivante :

$$\sigma_y = \frac{N}{S} \pm \frac{M.Y}{I}$$

Où :

N : effort normal.

S : surface de contact considérée

M : moment par rapport au centre de gravité de la section considérée.

y : distance du point où on calcule la contrainte du centre de gravité de la section.

I : moment d'inertie principal de la surface S.

Si on se limite à un mètre de largeur, on a donc :

- Pour le pied amont :

$$\sigma_{am} = \frac{N}{b} \left( 1 - \frac{6e}{b} \right)$$

Avec :

b : la longueur de contact de la section S

**e** : est l'excentricité de la résultante des efforts par rapport au centre de gravité de la surface S.

- Pour le pied aval :

$$\sigma_{av} = \frac{N}{b} \left( 1 + \frac{6e}{b} \right)$$

L'ouvrage est stable lorsque le contact entre le béton et les fondations reste en compression. Ceci est vérifié tant que l'excentricité reste au niveau du tiers central pour les conditions normales de charge (RN), au niveau de la moitié centrale pour les deux cas de conditions accidentelles et au niveau de la base pour les conditions extrêmes de charges.

### Calcul de la stabilité élastique « Condition de Maurice Lévy »

Le calcul de la stabilité élastique consiste à l'évaluation de l'état de contrainte existant aux parements amont et aval du barrage lorsque le réservoir est vide et lorsqu'il est plein. Les conditions de la stabilité élastique sont de nombre de quatre et elles portent le nom des conditions de Maurice Lévy (1895). Pour la majorité des barrages poids en béton construits à travers le monde, notamment au Maroc, ces conditions ne sont pas vérifiées et l'expérience montre que le surcout engendré par l'augmentation du volume du barrage pour vérifier ces conditions n'est pas justifié par le faible gain en sécurité obtenu.

Ces conditions sont :

- Condition 1 : Il faut que la plus forte contrainte de compression au parement aval  $\sigma_{av}$ , à réservoir plein soit inférieure à la contrainte admissible en compression.
- Condition 2 : Il ne peut y avoir de traction au parement aval lorsque le réservoir est vide.  $\sigma_{av}$  doit être positive.
- Condition 3 : La plus grande contrainte de compression sur le parement amont  $\sigma_{am}$  à vide doit être inférieure à la contrainte admissible de compression.
- Condition 4 : La compression dans le parement amont  $\sigma_{am}$  calculée comme si l'ouvrage est imperméable doit être supérieure à la pression hydrostatique  $P_{am}$  appliquée au parement amont au même niveau.

Selon Maurice Lévy le rapport ( $\sigma_{am} / P_{am}$ ) doit être supérieur 1 mais en pratique pour assurer la stabilité interne au niveau du parement amont, il suffit que ( $\sigma_{am} / P_{am}$ ) soit supérieur à  $\theta_b$  qui est une caractéristique du béton de l'ordre de 0.75.

On aura enfin :

$$\sigma_{av} = \frac{\varpi \cdot z}{\lambda_2} \quad \text{et} \quad \sigma_{am} = z \left( \gamma - \frac{\varpi}{\lambda^2} \right)$$

**Remarque 1\_:** ces contraintes sont pour le lac plein. Pour avoir les contraintes dans le cas où le réservoir est vide il suffit de faire dans les formules précédentes  $\varpi = 0$ .

| Contraintes | Réservoir                                                  |                  |
|-------------|------------------------------------------------------------|------------------|
|             | plein                                                      | vide             |
| aval        | $z \cdot \frac{\varpi}{\lambda^2}$                         | 0                |
| amont       | $z \cdot \left( \gamma - \frac{\varpi}{\lambda^2} \right)$ | $z \cdot \gamma$ |

**Conclusion :** les contraintes sont proportionnelles à la profondeur **z**, c'est donc à la base du barrage qu'elles seront maximales.

**Remarque :** les contraintes ont été calculées sans prendre en compte les sous pressions. En les considérant celles-ci deviennent :

$$\sigma'_{av} = \frac{\varpi \cdot z}{\lambda^2} \quad \text{et} \quad \sigma'_{am} = z \left[ \gamma - \varpi \left( \frac{1}{\lambda^2} + m \right) \right]$$

m : coefficient de réduction des sous pressions

### Règle du tiers central

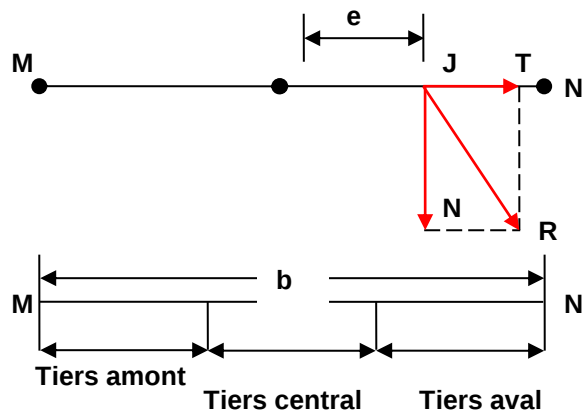
Dans ce qui a précédé nous avons trouvé des compressions, mais à réservoir plein la contrainte amont peut devenir une traction. Comme les maçonneries ont une charge de rupture très faible à la traction on s'efforcera par mesure de sécurité de ne jamais les faire travailler à la traction afin d'éviter toute fissuration.

### Définition du tiers central

Soit **J** le centre de pression (point où la résultante **R** perce la section) et **u** l'excentricité de ce point (distance rapportée au centre de gravité **G**).

Glissons **R** le long de sa ligne d'action jusqu'à ce que son origine avec **J**. le lieu du point **J** quand **MN** varie de position s'appelle centre de pression.

On a :



or la contrainte est positive partout si  $\sigma_{av}$  et  $\sigma_{am}$  le sont, c'est-à-dire :

$$-b/6 \leq e \leq +b/6$$

ce qui signifie que le point **J** doit rester dans le tiers central de la section.

### 2.3.2.3. Généralisation :

Pour prédimensionner un barrage poids on doit assurer les deux conditions suivantes :

- Les contraintes verticales au pied amont pour l'hypothèse lac plein doivent être supérieures ou égales à zéro (condition du tiers central).
- La stabilité au glissement doit être assurée pour l'hypothèse lac plein.

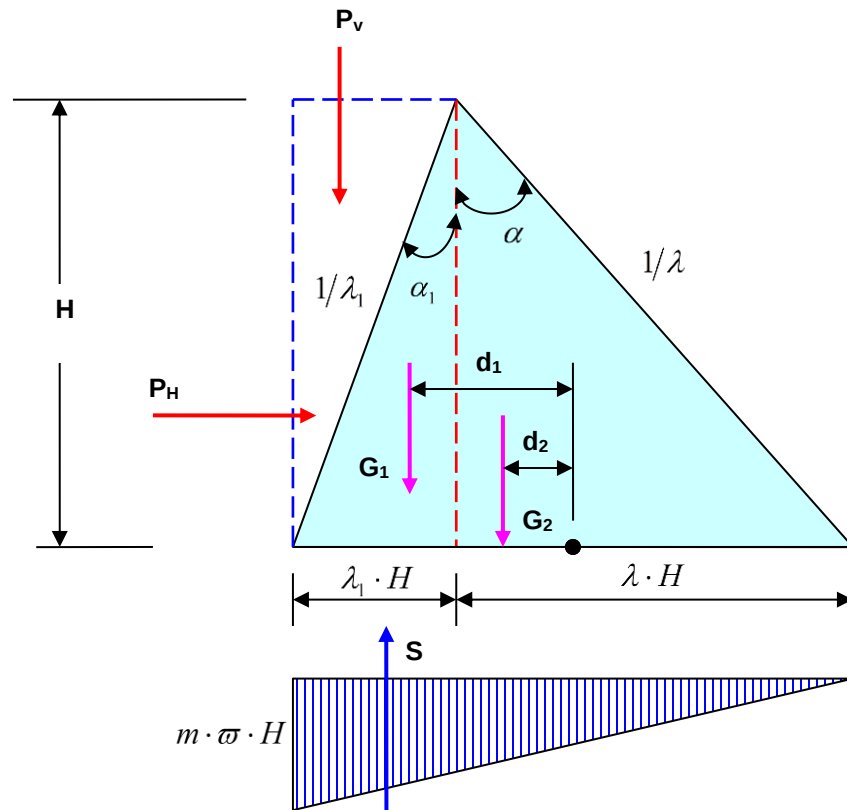
Ces deux conditions s'écrivent :

$$(\sigma_{am})_{lac\ plein} = \frac{\sum V}{A} - \frac{\sum M}{w} \geq 0 \quad \text{avec} \quad w = \frac{I}{h} \quad \text{et} \quad A = \text{section}$$

Avec :

Fg = 1.5 à 2.0 sollicitations normales.

Fg = 1.1 à 1.2 sollicitations extraordinaires.

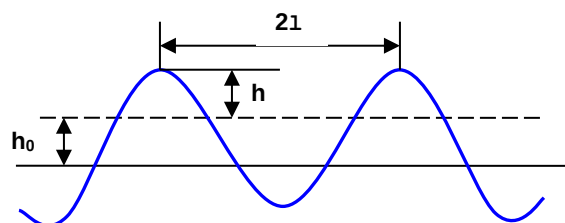
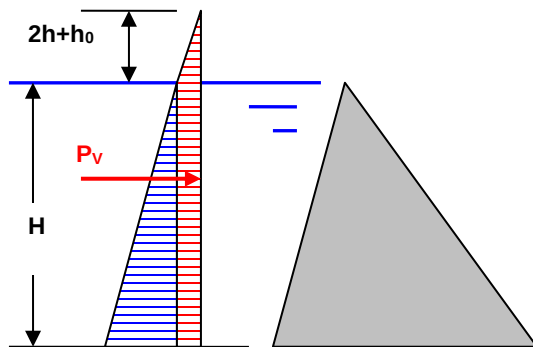


## 2.4. Autres sollicitations

### 2.4.1. La pression des glaces :

Il doit être tenu compte de la poussée des glaces sur le parement amont des barrages situés dans les régions de très grand froid, notamment en très haute montagne. La glace surtout à la surface du lac exerce une très forte poussée en raison de l'augmentation relative de son volume (**9%**). On la considère comme une force horizontale, agissant au niveau de la surface d'eau. On l'apprécie en tonne par mètre linéaire de barrage (**70 t/ml au USA**), (**10t/ml en France**).

### 2.4.2. La poussée des vagues



**h** : hauteur de l'onde

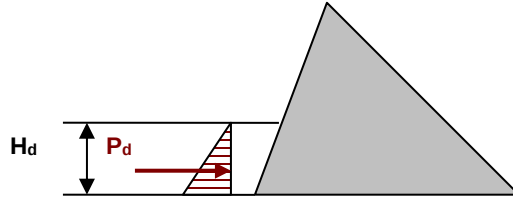
**h<sub>0</sub>** : distance entre la ligne de référence

$h, \lambda = f(V, D)$  :  $V$ , vitesse de l'onde et  $D$  le fetch

$$a = \frac{2h}{Ch \frac{2\pi H}{2\lambda}} \quad h_0 = \frac{\pi(2h)^2}{2\lambda} Cth \frac{2\pi H}{2\lambda}$$

$$P_v = \frac{1}{2} \varpi (H + 2h + h_0)(H + a) - \frac{1}{2} \varpi H^2$$

### 2.4.3. La poussée des alluvions :



$$P_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma_d \cdot H_d^2 \cdot \xi_M \cdot L$$

$$\gamma_d = (\gamma_s - \varpi)(1 - p)$$

$$\xi_M = tg^2 \left( 45^\circ - \frac{\Phi_d}{2} \right)$$

Avec :  $\gamma_d$  : poids spécifique des dépôts solides dans l'eau

$H_d$  : hauteur des dépôts solides

$\xi_M$  : coefficient de poussée de masse

$p$  : volume des pores  $p = 0,32 \div 0,38$

$\Phi_d$  : angle de frottement du matériau

### 2.4.4. Le séisme

Pour les régions réputées être sismiques, il faudra tenir compte de l'effet du tremblement de terre sur les barrages poids lors du calcul ; on remarquera que les calculs RDM supposent que les forces appliquées sont statiques, alors que celles dues au séisme sont dynamiques, de durée très courte et d'intensité très élevée. Pour en tenir compte dans les calculs, on leur substitue des forces

équivalentes produisant des efforts dans le barrage de même ordre. Cette substitution aura pour inconvénient de faire calculer l'ouvrage pour des efforts supplémentaires d'apparence permanente alors qu'elles sont passagères et de courte durée.

Les séismes agissent de deux façons différentes :

- sur la masse du barrage,
- sur la masse d'eau.

• **Action sur la masse du barrage :**

La masse du barrage se comporte comme une console verticale élastique encastrée dans le sol qui sous l'effet d'une impulsion peut osciller. Elle possède une période de vibration propre.

$$T = \frac{H^2}{610 \cdot B} \quad T : \text{période propre}$$

$$B = (\lambda_1 + \lambda)H : \text{largeur à la base du barrage}$$

Soit :  $\gamma = a \cdot g$  l'accélération horizontale du séisme

$\alpha = a' \cdot g$  l'accélération verticale du séisme

Avec :  $a$  : coefficient de sismicité

$a = 0,10$  pour un sol dur

$a = 0,25 \div 0,30$  pour un sol alluvial

$\alpha$  est souvent prise égale à  $\frac{\gamma}{2}$

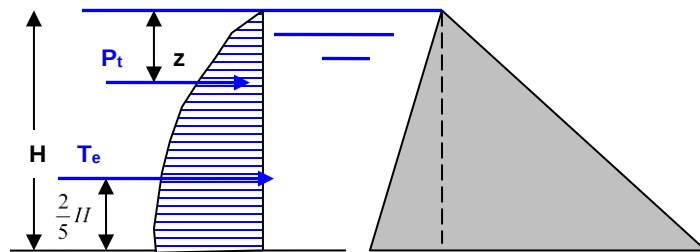
La masse du barrage étant  $m = \frac{G}{g}$ , donc la force d'inertie s'ajoutant à la poussée P de l'eau est

$$F_h = a \cdot G$$

Lors du calcul de stabilité et des contraintes à réservoir plein, tout se passe comme si la poussée  $P$  est augmentée de la quantité  $F_h = a \cdot G$

- **Action sur la masse d'eau :**

Par inertie, sous l'effet des secousses horizontales l'eau s'éloigne et se rapproche alternativement du barrage. Il en résulte une poussée supplémentaire sur la face amont de l'ouvrage. Sa loi de répartition n'est plus linéaire. Westergaard a proposé la loi suivante :



$$P_t = \frac{2}{3} \cdot K \cdot a \cdot C_p \cdot \sqrt{H} \cdot z^{1,5} \quad C_p = 7,99 \cdot C_c \quad C_c = \frac{1}{\sqrt{1 - 7,75 \left( \frac{H}{1000 \cdot T} \right)^2}} \quad (KN \cdot s \cdot m)$$

$$T_e = \frac{2}{3} \cdot K \cdot a \cdot C_p \cdot H^2$$

Avec :  $K$  : facteur de correction des pentes

$a$  : coefficient de sismicité

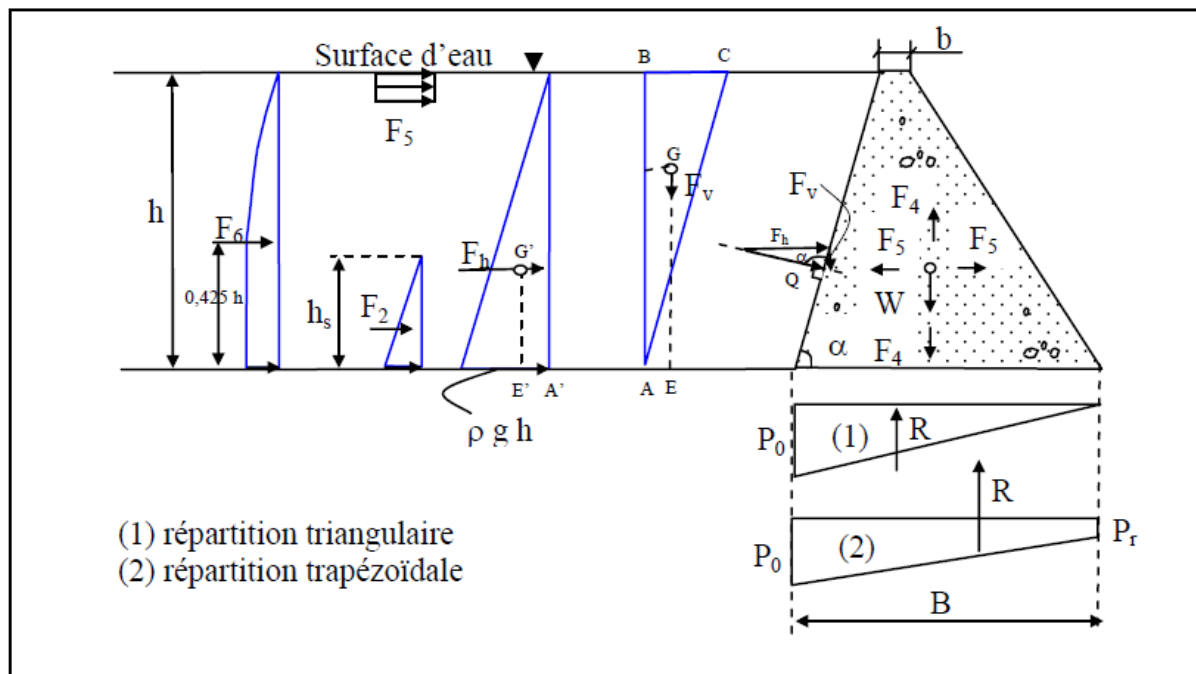
$T$  : période propre du barrage

$C_p$  : facteur dépendant principalement de la hauteur d'eau et de la période du séisme

$C_c$  : facteur de correction prenant en compte la compressibilité de l'eau

### Sécurité en cas de séisme :

- **contraintes** : une augmentation des compressions est acceptable ainsi que des tractions locales sur une petite partie de la section.  $\sigma_{traction} < 1 \div 2 \text{ N/mm}^2$
- **stabilité** : on tolère que la résultante de toutes les forces se déplace vers l'aval jusqu'à 1/6 de la semelle.  $S_g = 1,1 \div 1,2$  au lieu de 1,5



**Figure 9 :** Force agissant sur un barrage rigide (HB Civil Eng.).