

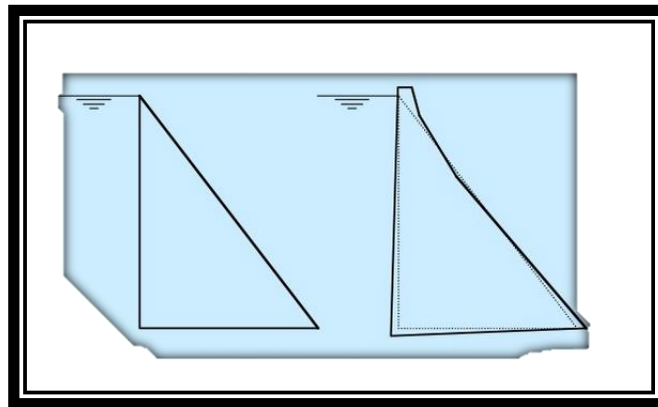
Chapitre 2

Barrage-poids.

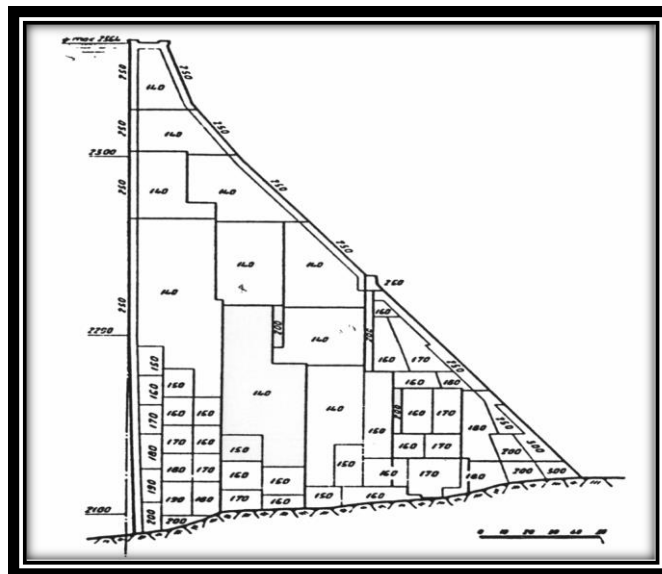
2.1 Forme générale :

La section verticale transversale des barrages poids a une forme très proche d'un triangle rectangulaire. Le parement amont est vertical ou très légèrement incliné vers l'amont.

Quant au parement aval, il est souvent rectiligne et incliné avec un fruit de 75% à 80%, mais peut aussi prendre la forme d'une ligne brisée (fig.2.1). Le sommet du triangle doit dans tous les cas atteindre le niveau des plus hautes eaux. Le couronnement est formé par un épaississement de la forme triangulaire simplifiée,



a)



b)

Fig.2.1 barrage-poids :(a) profils transversaux types ;(b) profil-type du barrage de la grande Dixence.

ce qui permet de disposer d'une voie d'accès, d'augmenter la revanche (vagues) et de résister à la poussée des glaces et des corps flottants. Cette partie supérieure apporte aussi une contribution à la stabilité de l'ouvrage. Enfin, pour améliorer la résistance au glissement, la fondation est parfois inclinée vers l'amont.

2.2 Sollicitations et contrôles essentiels :

Trois principes fondamentaux gouvernent la statique des barrages poids :

- Le poids propre s'oppose à la poussée de l'eau par le frottement résultant sur la fondation ;
- Chaque bloc est stable par lui-même (si le barrage est totalement rectiligne et joints transversaux non injectés, aucun effet de voûte tridimensionnel ne participe à la stabilité) ;
- Le béton de barrage, non armé, ne supporte en principe aucune contrainte de traction, sous aucun cas de charge.
- D'autre part, ce système statique très simple implique des conditions précises à la fondation : la fondation doit être rocheuse, son module de déformation élevé (peu déformable) et sa perméabilité faible (étanchéité).

Les forces principales entrant en jeu pour la stabilité que pour la détermination de l'état de contraintes internes sont le poids propre, les poussées de l'eau et des sédiments, la sous-pression, les sollicitations dynamiques résultant d'un séisme.

Il faut relever que la sous-pression s'oppose au rôle stabilisant du poids propre il est donc primordial de porter une attention particulière au choix de sa répartition. Les effets thermiques ont leur part un effet sur l'état de contraintes internes et la déformation du barrage.

En ce qui concerne la combinaison des charges, le cas de charge normal (type 1) prend en compte les effets du poids propre P , de la poussée de l'eau E amont et éventuellement aval, de la sous-pression S , des poussées éventuelles des sédiments $F_{séd}$ (à l'amont) et des terres F_T (à l'aval), auxquels peuvent encore s'ajouter les charges thermiques T (dûes aux variations saisonnières et aux gradients thermiques dans l'ouvrage) ainsi que la poussée des glaces dans les pays nordiques. Il convient de considérer le cas du lac vide (P seul) et celui du lac plein ($P+E+S$ +éventuellement $F_{séd}$ et F_T). Dans ces cas de charges normales, aucune traction dans le béton n'est admise et les contraintes de compression restent relativement modérées (2 à 8 MN/m²).

Les cas de charges exceptionnelles (type 2) correspondent au cas de charges normales auquel se superpose soit l'effet de la crue de projet, soit l'effet d'une avalanche.

Les cas de charges exceptionnelles (type 3) correspondent aux cas de charges normales auxquelles se superpose soit l'effet d'une crue de sécurité, soit l'effet d'un séisme. On admettra dans ces cas exceptionnels, l'apparition de légères tractions dans le béton (la position de la résultante des forces devant toutefois, en règle générale, se situer par rapport à l'extrémité l'aval à une distance supérieure au 1/6 de la longueur de la base (fig.2.2.)). Pour le cas du séisme, des légères tractions sont acceptables étant donné le caractère dynamique et transitoire de la charge due au séisme. Les tractions dans le béton peuvent certes provoquer l'ouverture de fissures dans le béton, mais celles-ci seront rapidement refermées par les cycles dynamiques, de sorte que la pression hydrostatique n'ait pas le temps de s'installer. Il faut toutefois veiller au risque de modification des sous-pressions lors d'une vérification post-événement.

Les contrôles essentiels portent sur :

- La sécurité au renversement généralisé,
- La sécurité au glissement généralisé,
- La sécurité à la rupture.

Les deux premières vérifications ont trait à la stabilité du barrage. Les conditions de stabilité doivent être satisfaites tant au niveau des sections planes que celui de la base de la structure, ainsi que le long des couches rocheuses de la fondation. La troisième vérifie que les contraintes dans l'ouvrage et en fondation sont compatibles avec les valeurs admissibles.

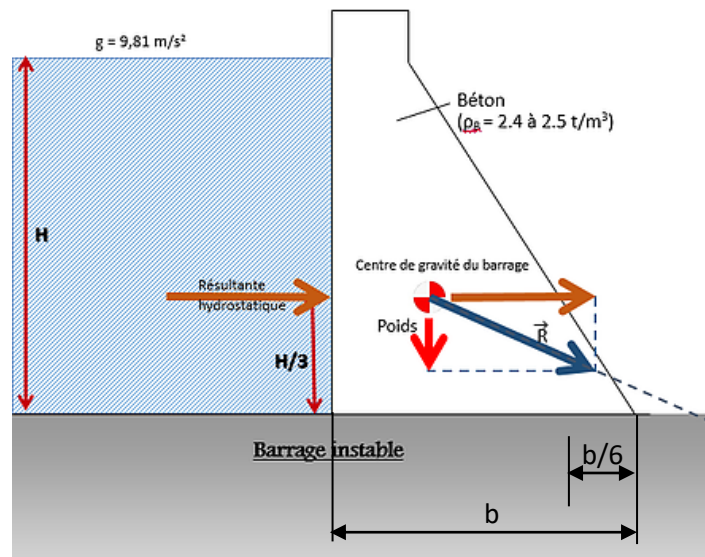


Fig.2.2 Situation de non-stabilité au renversement

2.3 Sécurité au renversement :

En règle générale, une structure se renverse lorsque la résultante des forces mobilisées quitte la base de la fondation de la structure (fig.2.2). Cette définition est trop sommaire pour l'analyse du renversement d'un barrage-poids, dans la mesure où, à la limite de renversement selon ce critère, les contraintes de compression sous la partie la plus sollicitée de la fondation deviennent très élevées.

Dans le cas du barrage-poids, un autre critère guide la vérification au renversement : les contraintes de traction ne sont en aucun cas admises dans le béton. Elles ne sont non plus acceptées au contact entre le béton et le rocher de fondation.

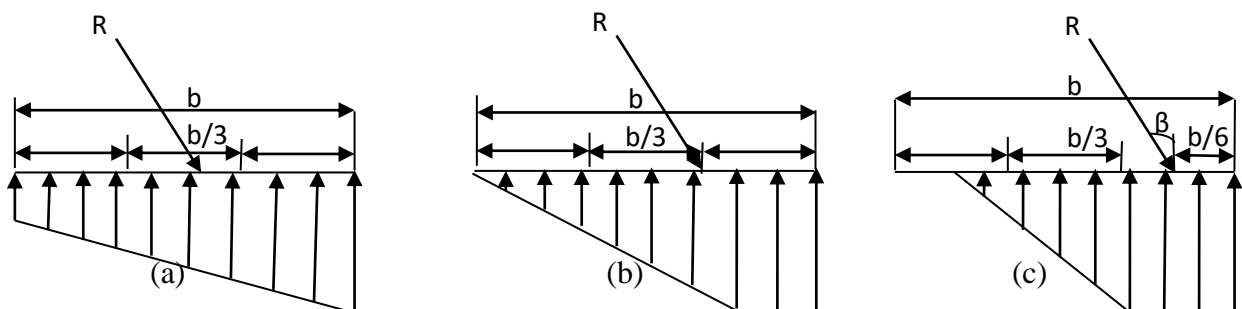


Fig. 2.3. Relation entre la surface de base comprimée et la position de la résultante : (a) dans le tiers central ; (b) à la limite avale du tiers central ; (c) à la limite avale tolérable en prenant compte le cas du séisme maximum de projet (séisme de vérification).

Pour remplir cette condition, la résultante des forces prises en compte doit passer à l'intérieur ou à la limite du tiers central (fig.2.3).

Si tel est le cas, la sécurité au renversement est assurée. Quant à l'inclinaison de la résultante, elle permet de juger de la stabilité au glissement. Cette inclinaison β , mesurée sur la verticale, doit se situer, dans un ordre de grandeur entre 27° et 42° .

Pour évaluer l'inclinaison (m) du parement aval qui répond au critère ci-dessus, simplifions le profil du barrage-poids par un triangle rectangle de hauteur h. Le parement amont sur lequel s'exerce la poussée de l'eau est supposé vertical, la répartition de la sous-pression est triangulaire et le coefficient de sous-pression vaut k. Ce coefficient tient compte de la répartition réelle de la sous-pression, influencée par l'effet de l'écran d'étanchéité et du drainage sous la fondation.

Les points d'application de ces trois forces sont illustrés sur la figure 2.4. Pour cette démonstration, les autres forces extérieures s'appliquant sur le barrage sont supposées négligeables (poussée des sédiments, contre poussée aval de l'eau).

Les forces agissant sur segment de largeur L du barrage sont :

- La poussée de l'eau $E = \frac{1}{2} \cdot \rho_E \cdot g \cdot h^2 \cdot L,$
- La sous-pression $S = \frac{1}{2} \cdot k \cdot \rho_E \cdot g \cdot b \cdot h \cdot L,$

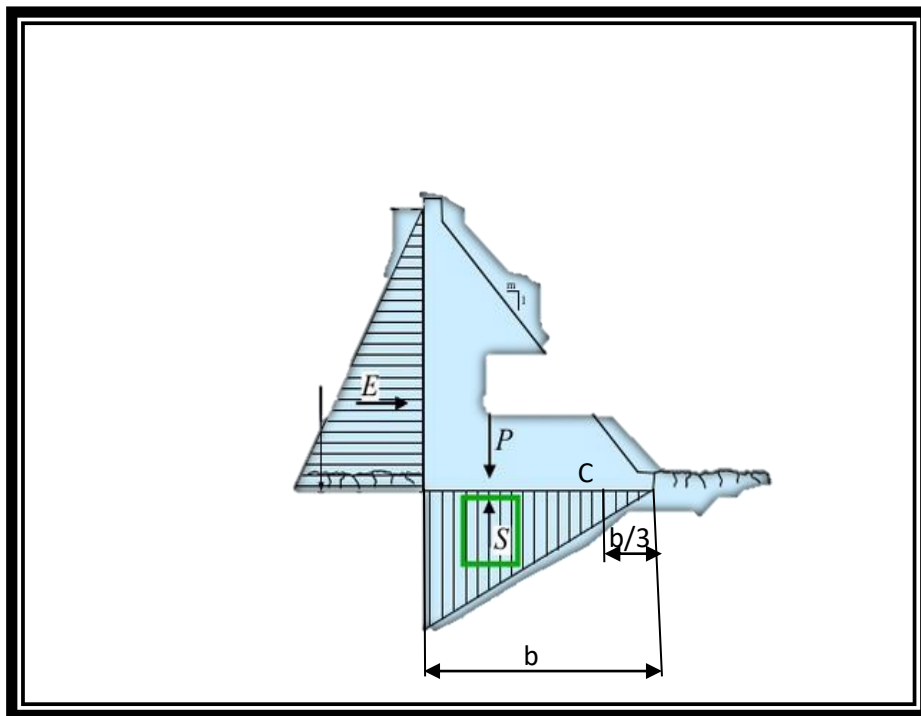


Fig.2.4. forces dues au poids propre P, à la poussée de l'eau E et à la sous-pression S agissant sur le barrage auxquelles s'oppose

- Le poids propre $P = \frac{1}{2} \cdot \rho_B \cdot g \cdot b \cdot h \cdot L.$

Avec :

h = hauteur du barrage (et hydrostatique pour le cas d'un profil triangulaire)

b = largeur de la base

ρ_E = masse volumique de l'eau

ρ_B = masse volumique du béton

K = coefficient de sous-pression

Pour que les contraintes soient nulles au pied du parement amont, la résultante doit passer par le point c indiqué sur la figure 2.4.

En établissant l'équation d'équilibre des moments au point c , on obtient :

$$\sum M_C = E \cdot \frac{h}{3} + S \cdot \frac{b}{3} - P \cdot \frac{b}{3} = 0$$

Or $b = m \cdot h$.

Le développement de cette équation permet d'exprimer m :

$$m = \sqrt{\frac{\rho_E}{\rho_B - k\rho_E}}$$

Le fruit du parement aval est ainsi indépendant de la hauteur du barrage. Cette relation fort simple est souvent appelée la **régle de Lévy**.

Lorsque l'on admet $\rho_B/\rho_E = 2,5$ et $k = 0,85$ (1,0), on obtient une valeur minimale pour le fruit du parement aval $m \geq 78\%$ (82%).

Il devient ainsi aisé de calculer les contraintes verticales extrêmes sur la fondation, selon les deux cas de charge lac vide et lac plein. Le diagramme est dans les deux cas forme triangulaire, correspondant à une fondation supposée rigide (fig.2.5).

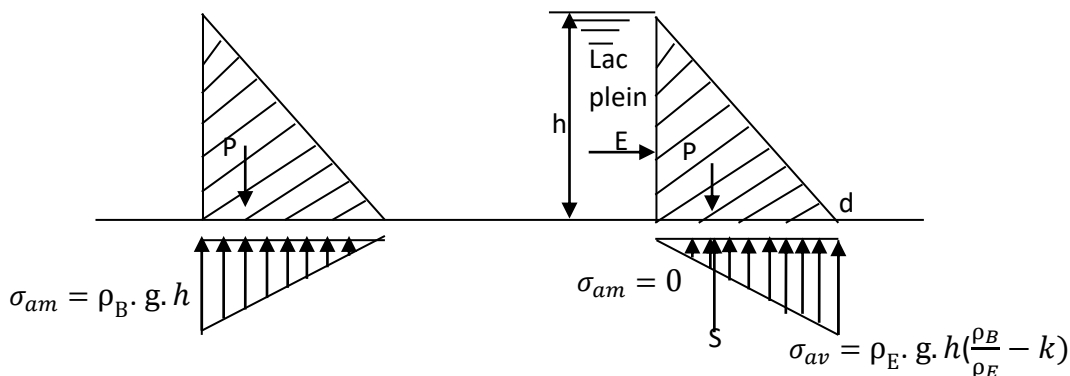


Fig 2.5 .Contraintes sur la fondation sous cas de chargement normal

Le facteur de sécurité au renversement généralisé du profil autour du point d à l'aval de la fondation peut être calculé :

$$S_R = \frac{\sum M_{\text{Stab}}}{\sum M_{\text{Mobil}}} = \frac{M_P}{M_E + M_S} = \frac{P \cdot 2 \cdot \frac{b}{3}}{E \cdot \frac{h}{3} + S \cdot 2 \cdot \frac{b}{3}}$$

avec :

$$b = m \cdot h \quad \text{et} \quad m = \sqrt{\frac{\rho_E}{\rho_B - k\rho_E}}$$

on obtient :

$$S_R = \frac{\rho_E / \rho_B}{\frac{1}{2m^2} + k}$$

Avec les valeurs admises pour $k = 0,85$ et $m = 0,78$, on obtient un facteur de sécurité $s_R = 1,49$.

-Incidence de la sous-pression sur la pente du parement aval pour un barrage-poids triangulaire :

Soit $m = \tan \Phi = b/h$, d'où on tire $b = m \cdot h$, $b' = \alpha \cdot b = \alpha \cdot m \cdot h$

Les forces sont données par :

$$P = \frac{1}{2} \cdot \gamma_B \cdot m \cdot h^2 \quad E = \frac{1}{2} \cdot \gamma_E \cdot h^2 \quad \text{et} \quad S = \frac{1}{2} \cdot k \cdot \alpha \cdot m \cdot \gamma_E \cdot h^2$$

Avec

h = hauteur du barrage (profil triangulaire)

γ_B = poids volumique du béton

γ_E = poids volumique de l'eau

K = coefficient de sous-pression

-Incidence du couronnement sur le dimensionnement :

Soit

$$b'/b = h'/h = \eta$$

$$B = m \cdot h$$

$$P' = 1/2 \cdot \gamma_b \cdot b' \cdot h' = 1/2 \cdot \gamma_b \cdot b \cdot h \cdot \eta^2 = 1/2 \cdot \gamma_b \cdot m \cdot h^2 \cdot \eta^2$$

La somme des moments par rapport à c doit être égale à zéro,

$$\sum M_c = M_E - M_{(p-s)} - M_{P'} = 0$$

$$= h^3/6 - (m^2 \cdot h^3)/6 \cdot (\gamma_b - k) - 1/2 \cdot \gamma_b \cdot m \cdot h^2 \cdot \eta^2 \cdot 2/3 \cdot m \cdot h \cdot (1 - \eta) = 0$$

D'où on peut tirer

$$m = 1/[(\gamma_b \cdot (1 + 2 \eta^2 - \eta^3)) - k]^{1/2}$$

Pour le profil triangulaire simple, on a

$$m = 1/[\gamma-k]^{1/2}$$

Pour $k = 1,0$:

η	0.0	0.1	0.2	0.3
m	0.831	0.819	0.788	0.750

2.4 Sécurité au glissement.

2.4.1 Définitions et principes de calcul :

Reprenons le profil triangulaire simplifié du barrage-poids et examinons le risque de glissement sur la fondation sous l'effet de la poussée horizontale de l'eau .

R : force de cisaillement résistant au glissement

A : surface unitaire de glissement [m^2/m],

$$A = b = m.h$$

La sécurité au glissement est définie comme le rapport entre les forces résistantes et les forces de poussée (horizontales) :

$$S_G = \frac{\text{Forces résistantes}}{\text{Forces de poussée}} = \frac{R}{E}$$

Or la résistance au glissement sur une surface s'exprime par la relation de Coulomb issue de la mécanique des sols :

$$R = \sum V \tan \varphi' + c' A_c$$

Où

$\sum V$: résultante des forces normales à la surface de glissement

φ' : angle de frottement interne effectif de la surface de glissement considérée

C' : cohésion effective sur la surface de glissement considérée A_c

Il en résulte l'expression :

$$S_G = \frac{(P - S) \tan \varphi' + c' b}{E}$$

Avec $A=m.h$ et les relations décrivant les forces P, E et S, on en déduit :

$$S_G = m \left[\left(\frac{\rho_B - k\rho_E}{\rho_E} \right) \tan \varphi' + \frac{2c'}{\rho_E g h} \right]$$

En pratique, La cohésion est négligeable par le fait de l'apparition des fissures de la roche de la fondation ou de béton ce qui conduit à la règle de **Lévy** :

$$m = \sqrt{\frac{\rho_E}{\rho_B - k\rho_E}}$$

Ce qui donne :

$$S_G = m \left(\frac{\rho_B - k\rho_E}{\rho_E} \right) \tan\varphi' = \frac{1}{m} \tan\varphi'$$

Par conséquent, la sécurité au glissement est assurée si $S_G \geq 1$, ce qui implique $\tan\varphi' \geq m$.

Cette relation, particulièrement simple, est conditionnée par les hypothèses simplificatrices :

- Le profil du barrage est schématisé sous la forme d'un triangle rectangle, avec un parement amont vertical et une fondation horizontale,
- Le diagramme de sous-pression est supposé triangulaire, la sous-pression est nulle à l'extrémité aval de la fondation,
- La fondation est supposée rigide, par conséquent les diagrammes de contraintes verticales sur la fondation sont donc linéaires,
- Aucune contrainte de traction n'est admise sur la fondation (règle de Lévy).

2.4.2 Les surfaces de glissement et leur résistance :

Pour déterminer l'angle de frottement interne effectif de la surface de glissement, il importe en premier lieu de déterminer quelles sont les surfaces de glissement potentielles (fig.2.6).

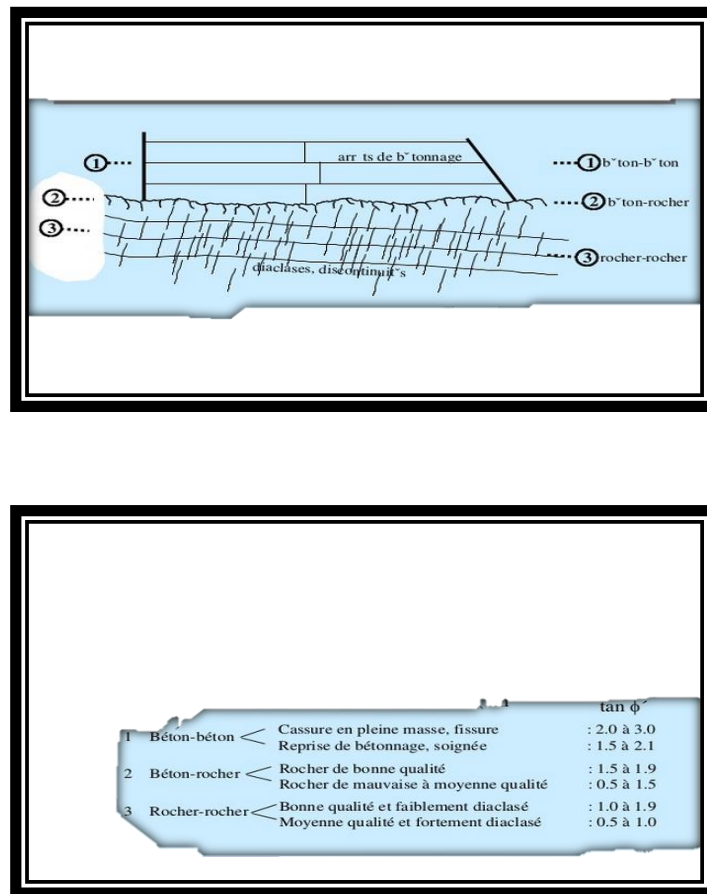


Fig.2.6 surfaces de glissement potentielles avec leurs caractéristiques.

La détermination des angles de frottement moyens dans le rocher et au contact entre le béton et le rocher n'est pas aisée. Le rocher est soumis à tout un réseau de diaclases et autres discontinuités rendant les essais en laboratoire peu représentatifs du comportement global du massif. La qualité du contact béton-rocher dépend pour une large part de la qualité des injections de contact. Dans le béton, les reprises de bétonnage et les éventuelles fissures de retrait constituent des plans de glissement préférentiels qu'il conviendra de traiter avec un maximum d'attention.

2.4.3 Amélioration de la sécurité au glissement :

Avec un rocher de mauvaise qualité, une faible valeur de l'angle de frottement peut conduire à devoir prendre des dispositions particulières pour améliorer la sécurité au glissement.

En observant la relation qui décrit le coefficient de sécurité au glissement

$$S_G = \frac{(P - S)\tan\varphi'}{E}$$

On constate trois possibilités d'intervention pour augmenter ce facteur :

- augmenter les forces verticales,
- réduire les forces hydrostatiques de poussée horizontales,
- améliorer la valeur de l'angle de frottement φ'

Plusieurs solutions peuvent être mises en œuvre pour atteindre ces objectifs.

-Augmentation des forces verticales :

Une modification du profil type vise à augmenter le poids propre en augmentant le volume de béton. Cette mesure est certes efficace, mais peu économique.

En inclinant le parement amont de l'ouvrage, la pression hydrostatique s'applique sur un plan incliné qui se décompose en une force horizontale et une force verticale correspondant au poids de l'eau contenue dans la section grisée. Cette mesure est souvent mise en œuvre car elle ne nécessite qu'un faible volume supplémentaire de béton.

Comme déjà mentionné, la force de sous-pression peut être réduite par des injections et des forages de drainage sous la fondation. La création d'évidements dans les joints du barrage (barrage-poids évidé) permet de garantir un parfait drainage de la fondation et de réduire considérablement et de manière fiable la sous-pression. Par contre, les évidements impliquent une diminution du poids propre.

-Réduction des forces hydrostatiques de poussée horizontale :

Il n'est bien entendu pas possible de réduire la poussée de l'eau sur le barrage sans diminuer le niveau du plan d'eau. Par contre, un artifice permet d'obtenir un résultat comparable en inclinant légèrement vers l'amont la fondation du barrage. Le poids propre se décompose en une force perpendiculaire à la fondation et une force parallèle vers l'amont qui s'oppose à la poussée de l'eau. De même, la poussée de l'eau se décompose en une force de poussée parallèle à la fondation et une force perpendiculaire à la fondation.

Ainsi, pour un glissement le long du plan de fondation, l'expression du coefficient de sécurité devient :

$$S_G = \frac{(p \cos\beta_b + E \sin\beta_b - S) \tan\varphi'}{E \cos\beta_b - P \sin\beta_b}$$

En règle générale, la pente de la fondation ne dépasse pas 10%, de sorte que $\sin\beta \cong \text{tng}\beta$ et $\cos\beta \cong 1$.

La relation devient alors

$$S_G = \frac{(P + E \tan\beta_b - S) \tan\varphi'}{E - P \tan\beta_b}$$

Il faut noter que si le rocher est fracturé ou fissuré, il n'est pas exclu qu'un glissement se développe sur un plan horizontal dans le rocher sous la fondation. Par ailleurs, la stratigraphie peut délimiter des surfaces de glissement potentielles. Il faut s'assurer que les plans de rupture admis sont cinématiquement possibles. L'angle de frottement sur la surface rocher-rocher est en règle générale plus élevé qu'au contact béton-rocher. On a vu par ailleurs que la sous-pression se développe de manière complète dans le réseau de fissures, ainsi que les règles conditionnant l'intervention d'une butée à l'aval d'un plan de glissement.

Le poids P_R de la masse de rocher comprise entre la fondation et le plan de glissement peut être pris en compte, de sorte que le coefficient de sécurité devient

$$S_G = \frac{(p + P_R - S) \tan\varphi'}{E}$$

-Amélioration de la valeur de l'angle de frottement φ'

L'amélioration consiste à effectuer les trois opérations suivantes :

- traitement des arrêts de bétonnage (béton),
- redans coffrés (béton),
- injections (rocher).

A l'intérieur du barrage, les plans préférentiels de glissement sont constitués par les reprises horizontales de bétonnage, généralement espacées de 2 à 3.5m. Pour améliorer la résistance au cisaillement de ces surfaces, des mesures spécifiques sont prises pour assurer une excellente qualité des reprises de bétonnage :

- la surface est nettoyée avec un jet d'eau ou d'air sous pression quelques heures après la prise, de sorte à éliminer le lait de ciment excédentaire et rendre ainsi la surface plus rugueuse ;
- avant le bétonnage, la surface est très méticuleusement nettoyée pour favoriser l'accrochage de la nouvelle couche.

Sur les barrages-poids de très grande hauteur, il devient nécessaire de placer des joints transversaux perpendiculaires à l'axe de la vallée pour limiter le volume des étapes de bétonnage. En règle générale, la largeur bétonnée en une seule étape ne dépasse pas 30 à 40m. Ces joints sont disposés de sorte à ne pas former de plans de glissement préférentiels. Ils forment soit des redans avec des coffrages inclinés, soit des escaliers, selon une disposition qui soit compatible avec les directions des contraintes principales dans le béton. L'orientation des redans est choisie de telle façon que leurs surfaces soient perpendiculaires aux lignes isostatiques.

En ce qui concerne la zone des fondations à proximité du barrage, il est recommandé de traiter le rocher en procédant à des injections de contact et de consolidation. Les injections de contact permettent d'assurer une bonne liaison béton-rocher. Quant aux injections de consolidation, elles sont destinées à obturer les fissures de surface du rocher et sont exécutées à partir de forages courts répartis dans la zone de fondation.

2.4.4 Sécurité au soulèvement :

Il y a un risque d'instabilité au soulèvement dans le cas où les forces dues à la sous-pression sont supérieures à la somme des forces dues au poids propre, à une charge verticale de l'eau et autres surcharges ayant une composante verticale vers le bas. Un facteur de sécurité doit être requis qui est donné par la relation :

$$FS = (P_s + E_w)/S$$

Avec

P_s = poids de structure et des équipements qui lui sont attachés

E_w = poids de l'eau agissant sur la structure

S = sous-pression agissant sous la base de la structure

2.5 Sécurité à la rupture :

Les contraintes de compression dans un barrage-poids sont d'une manière générale faibles (directement liées à la hauteur). Il en résulte que, par souci d'économie, le béton de masse est faiblement dosé en ciment et comporte des agrégats de dimensions importantes. La résistance à la compression est par conséquent relativement faible et présente une grande dispersion.

A la traction, pour les mêmes raisons et parce que la présence de fissures n'est pas exclue, la résistance sera même supposée nulle. En cas de traction, on pourrait observer une ouverture de fissures et, si ces fissures étaient en contact avec la retenue, la pression hydrostatique pourrait s'y établir pleinement. Par conséquent, les tractions ne sont pas acceptables sous cas de charge normal.

Le calcul des contraintes dans un barrage s'effectue aujourd'hui systématiquement sur des modèles numériques d'éléments finis bidimensionnels ou tridimensionnels. La prise en compte des contraintes internes causées par les variations et des gradients de température est alors indispensable.

Pour une analyse préliminaire, une approche analytique simplifiée telle que décrite ci-après est souvent suffisante.

2.5.1 Efforts et contraintes dans le barrage :

Admettons le cas du profil simplifié triangulaire du barrage-poids et les conditions d'équilibre des forces sur la section conduisent aux contraintes suivantes :

***Parement amont :**

-Barrage vide : les pressions hydrostatiques sont nulles :

$$\sigma_{z,am} = \rho_B g z \quad ; \quad \sigma_{x,am} = 0 \quad ; \quad \tau_{xz,am} = 0$$

Et les contraintes principales : $\sigma_I = \rho_B g z$ et $\sigma_{II} = 0$

-Barrage plein :

$$\sigma_{z,am} = gz[\rho_B - \rho_E(m^{-2} + k)] ; \quad \sigma_{x,am} = \rho_E gz \quad ; \quad \tau_{xz,am} = 0$$

Et les contraintes principales : $\sigma_I = gz[\rho_B - \rho_E(m^{-2} + k)]$ et $\sigma_{II} = \rho_B gz$

***Parement aval :**

-Barrage vide : les pressions hydrostatiques sont nulles

$$\sigma_{z,av} = 0 \quad ; \quad \sigma_{x,av} = 0 \quad ; \quad \tau_{xz,av} = 0$$

Et les contraintes principales nulles

-Barrage plein :

$$\sigma_{z,av} = \rho_E g z m^{-2} ; \quad \tau_{xz,av} = m \sigma_{z,av} = \rho_E g z m^{-1} ; \quad \sigma_{x,am} = m \tau_{xz,av} = \rho_E g z$$

Et les contraintes principales : $\sigma_I = 0$ parallèle au parement et $\sigma_{II} = (1 + m^2)\sigma_{z,av} = (1 + m^2)\rho_B gz$

2.5.3 Les contraintes principales dans le corps du barrage :

Les lignes d'égales contraintes et directions principales permettant de déterminer les résistances exigées dans les différentes zones du barrage.

2.5.4 Capacité portante :

La capacité portante admissible est définie comme la pression maximale qui peut être supportée par une fondation rocheuse en prenant en compte tous les facteurs pertinents de sécurité contre une rupture du massif rocheux ou un tassement d'une ampleur telle que l'exploitation et la sécurité de la structure en seraient menacées. En fait, il s'agit de s'assurer de la comptabilité des déplacements de la fondation avec les déformations de la structure et de la stabilité des différents éléments du massif de fondation.

2.6 Sécurité en cas de séisme :**2.6.1. Vérification de la stabilité :**

La vérification de la stabilité consiste à s'assurer qu'aucun glissement ou basculement du barrage ou d'une partie du barrage n'a lieu lors du séisme. Les deux vérifications se font à l'aide d'un modèle de corps rigide avec la géométrie effective du barrage et des fondations.

-Glissement :

Pour la vérification de la sécurité au glissement, la résistance maximale entre le barrage et les fondations doit être supérieure au cisaillement total selon l'équation suivant :

$$c + \sigma_m \tan(\varphi + i) \geq \tau_m$$

Avec

φ = angle de frottement béton / rocher sur la surface de glissement,

i = angle de dilatance barrage / rocher sur la surface de glissement,

c = cohésion béton / rocher sur la surface de contact et éventuellement de l'excavation de fondation,

σ_m = contrainte normale effective moyenne à la surface de contact,

τ_m = contrainte de cisaillement moyenne à la surface de contact.

L'encastrement du barrage dans le sol de fondation (excavation de fondation) doit uniquement être pris en compte dans la résistance par l'intermédiaire d'une cohésion, si une action composite (imbrication) entre le barrage et le rocher peut être démontrée. Si cet effet ne peut être démontré, seule la résistance sur la surface de contact horizontale (surface d'appui du barrage) doit être considérée.

Le facteur de sécurité au glissement peut aussi être évalué par la relation :

$$S_G = \frac{(\sum V + QV_{TOT}) * \tan(\varphi + i) + c * b}{\sum H + QH_{TOT}}$$

Avec :

$\sum V$ = somme des forces statiques verticales,

QV_{TOT} = charge sismique verticale de substitution,

$\sum H$ = somme des forces statiques horizontales,

QH_{TOT} = charge sismique horizontal de substitution (masse du barrage et masse de l'eau oscillant avec le barrage),

b = surface de base.

Le facteur de sécurité S_G doit être égal ou supérieure à 1.1

-Basculement :

On vérifie qu'en combinant les charges statiques initiales et les sollicitations sismiques, les contraintes à la surface de contact entre le barrage et les fondations sont inférieures aux valeurs extrêmes de la résistance. La résistance à la traction dynamique déterminée à l'aide de formule empirique ne doit pas dépasser 2MPa (4MPa consiste une limite supérieure). En cas dépassement de la contrainte dynamique de traction admissible au pied amont, il faut s'assurer que l'ouverture du joint de fondation à l'amont ne conduit pas à des contraintes de compression supérieures à la résistance à la compression au pied aval.

Le calcul de la position de la résultante, déterminée par le rapport entre la somme des moments par rapport au centre de gravité de la section sur la somme des forces verticales, y compris la sous-pression, permet d'apprécier rapidement les conditions de stabilité au basculement. Si cette force est située dans le tiers central, la section est exempte de contrainte de traction.

Un autre indicateur de la stabilité au renversement est donné par le rapport entre la somme des moments stabilisants par rapport à l'aval et somme des moments renversants.

$$S_R = \frac{\sum M_{Stab}}{\sum M_{Mobil}} \geq 1,1$$

-Stabilité des fondations :

La vérification de la stabilité des fondations elles-mêmes consiste à s'assurer que pendant le séisme, aucune rupture locale de la fondation menaçant la stabilité du barrage n'apparaît.

-satisfaction de la vérification :

Si la vérification de la stabilité n'est pas satisfaite, il s'agit de vérifier que :

- La stabilité globale du barrage en tenant compte d'instabilités partielles n'est pas menacée ;

- Les dégâts au barrage (fissure, instabilité de blocs particuliers, etc.) n'entraînent pas un écoulement incontrôlé de masses d'eau.

Si les vérifications exigées ne peuvent être satisfaites, des mesures constructives ou d'exploitation correspondantes doivent être prises.

2.6.2 Autres vérifications :

-vérification de la stabilité des rives :

Si l'on est en présence de versants potentiellement instables ou d'autres zones similaires sur les rives de la retenue, il est à vérifier qu'aucun glissement de terrain ou éboulement ne puisse conduire à une submersion intolérable par-dessus le couronnement du barrage.

-vérification du fonctionnement des ouvrages annexes importants du point de vue de la sécurité :

Le fonctionnement des ouvrages annexes importants du point de vue de la sécurité, en particulier des organes de décharge, doit être assuré après un séisme. Leur fonctionnement doit être maintenu ou pouvoir être immédiatement rétabli.

Calcul simplifié des déplacements :

Dans les barrages-poids isostatiques, les efforts intérieurs ne sont pas influencés par les déformations. Toutefois il est intéressant de connaître celles-ci pour contrôler le comportement du barrage

Effet de la poussée de l'eau :

H.juillard a proposé des formules théoriques calculant les déplacements comme suite :

En choisissant un repère orthonormé dont le sommet du barrage S et est l'origine, les axes (horizontal X positif vers l'aval et vertical vers le bas) on a :

$$\delta h = \frac{\gamma z^2}{E_b} \left(\frac{1}{m^3} - x/z \left[1 + \frac{v}{m^2} \right] + \left(\frac{x}{z} \right)^2 \cdot \frac{v}{m^3} \right)$$

$$\delta v = \frac{\gamma z^2}{E_b} \left(\frac{v}{2} + \frac{1}{2m^2} - x/z \cdot \frac{2}{m^3} + \left(\frac{x}{z} \right)^2 \left[\frac{1}{2} - \frac{1}{m^2} - \frac{v}{2m^2} \right] \right)$$

E_b : module d'élasticité du béton

v : coefficient de poisson

$m = \tan \varphi$

Effet d'une variation de la température :

Les déplacements des parements sous l'effet d'une variation de température sont :

$$\text{-à l'aval : } \Delta s = s \cdot \Delta T_s \cdot \beta = \frac{h}{\cos \varphi} \cdot \Delta T_s \cdot \beta$$

$$\text{-à l'amont : } \Delta h = h \cdot \Delta T_h \cdot \beta$$

ΔT_s : Variation de température du parement aval ;

ΔT_h : Variation de température du parement amont ;

β : Coefficient de dilatation thermique du béton.