

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2020



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع/2020

Mémoire de Master

Filière : Hydraulique

Spécialité : Ouvrages hydrauliques

Thème

ANALYSE SISMIQUE D'UN BARRAGE POIDS

Présenté par :

Khebbache Rayane

Encadrant :

Prof. Naïma benmebarek

Co-Encadrant:

Menouba Tibermacine

Année universitaire : 2019 - 2020

2.1 Introduction sur les tremblements de terre

Un tremblement de terre ou un séisme est le résultat de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Le résultat de la rupture des roches en surface s'appelle une faille. Le lieu de la rupture des roches en profondeurs se nomme le foyer. Plus rares sont les séismes dus à l'activité volcanique ou d'origine artificielle (explosions par exemple). Il se produit de très nombreux séismes tous les jours, mais la plupart ne sont pas ressentis par les humains.

Environ 100 000 séismes sont enregistrés chaque année sur la planète. Les plus puissants d'entre eux comptent parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices. La science qui étudie ces phénomènes est la sismologie (étudiée par des sismologues) et l'instrument d'étude principal est le sismographe (qui produit des sismogrammes)

Le présent chapitre commence par des considérations générales où nous rappelons un certain nombre de notions de base qui concernent les éléments de sismologie tels que les types d'ondes sismiques, description du phénomène sismique et on terminera ce chapitre par l'effet sismique sur les barrages en béton ou maçonnerie.

2.2 Notions sur le phénomène sismique

L'évaluation du risque sismique consiste d'une part à analyser la probabilité d'occurrence d'un séisme d'intensité donnée (aléa) et d'autre part à estimer la vulnérabilité des enjeux (répercussions sur les hommes, les constructions et l'environnement).

2.3 Description du phénomène sismique

2.3.1 Tectonique des plaques

La planète est constituée de plusieurs couches superposées qui se distinguent par leur état solide, liquide ou plastique (élasticité), et par leur densité. En partant du centre vers la surface de la Terre, on trouve les 3 entités suivantes : noyau, manteau et croûte (Figure 2.1).

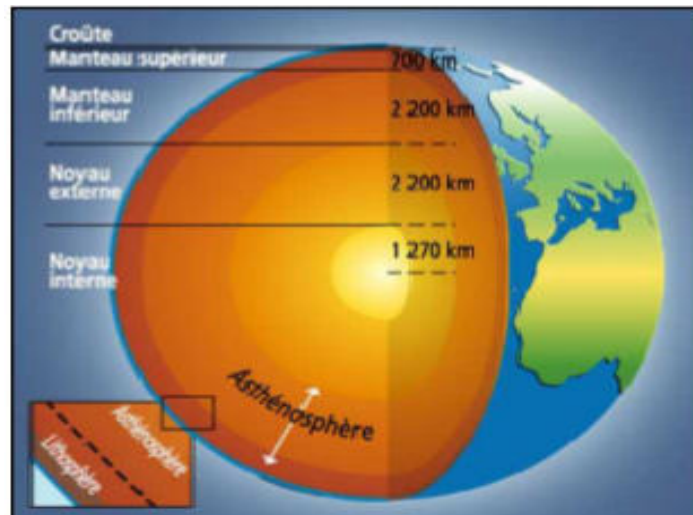


Figure 2.1: Structure interne de la Terre (d'après MEDDE, www.prim.net)

Le **noyau** est constitué de 2 parties : le noyau interne solide et le noyau externe liquide ; le centre de la Terre se trouve à 6370 km de profondeur. Le **manteau** est constitué de 2 parties :

- le **manteau inférieur** (partie solide élastique allant de 700 à 2900 km de profondeur)
- le **manteau supérieur** lui-même constitué de deux parties (une partie rigide aussi appelée "manteau lithosphérique", intégrant de la lithosphère allant de 15-70 km à 70-150 km de profondeur ; une partie ductile appelée "manteau asthénosphérique " de 70-150 km à 700 km de profondeur).

Dans le manteau, la désintégration radioactive de certains éléments chimiques produit un flux de chaleur à l'origine des "**mouvements de convection**", ces derniers animant des déformations sur la lithosphère rigide. Il en résulte alors **un découpage de la lithosphère en plaques rigides** qui bougent les unes par rapport aux autres en glissant sur l'asthénosphère (tectonique des plaques). Le glissement de ces plaques lithosphériques sur l'asthénosphère (Figure 2.2) induit des mouvements en distension ou éloignement (zone de divergence), en compression ou rapprochement (zone de convergence), en coulissage (zone transformante) entre les plaques.

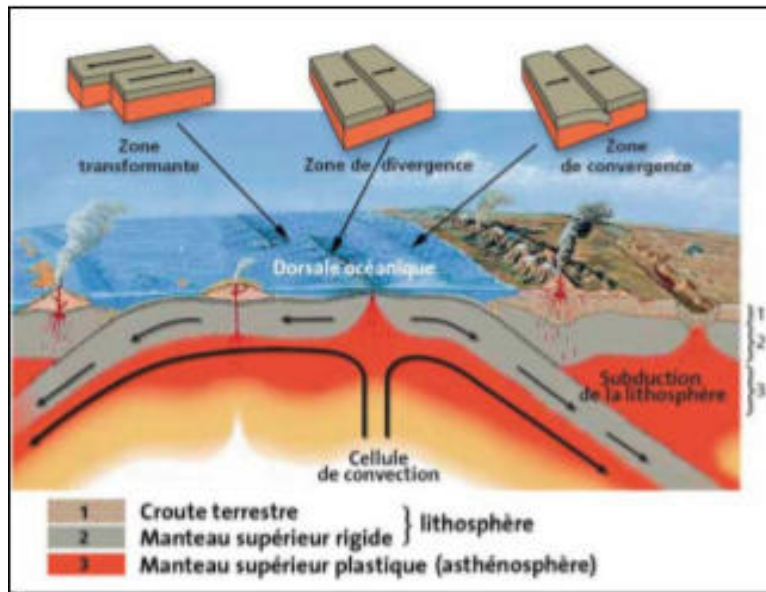


Figure 2.2: Types de frontières de plaques (d’après USGS)

A l’échelle mondiale, la lithosphère est ainsi découpée en 12 grandes plaques et d’autres plus petites (Figure 2.3). C’est à la frontière des plaques que l’activité sismique est la plus intense. La Figure II. 4 présente le schéma sismotectonique de la Méditerranée.



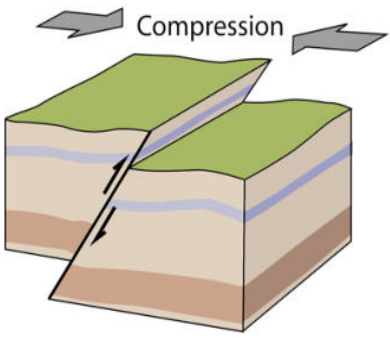

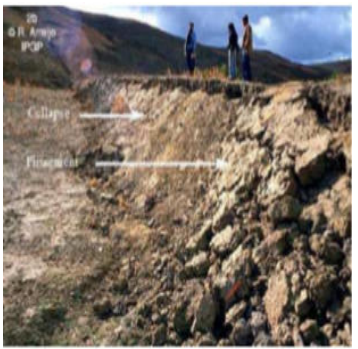
Figure 2.3: Principales plaques tectoniques (d’après http://www.dinosoria.com/tectonique_plaque.htm)



Figure 2.4 : Schéma sismotectonique de la Méditerranée (d'après Terrier (2006))

2.3 .2 Mouvement des failles

Les déplacements des plaques lithosphériques provoquent des mouvements le long de plans de faille, là où se concentrent les forces tectoniques.

<p>Faille inverse ou chevauchante</p> 	<p>Mouvement inverse ; séisme de Spitak, Arménie, 1988 (photo BRGM, P. Mouroux)</p> 	<p>Mouvement inverse ; séisme d'El Asnam, Algérie, 1980 (photo IPG-P, R. Armijo)</p> 
---	--	--

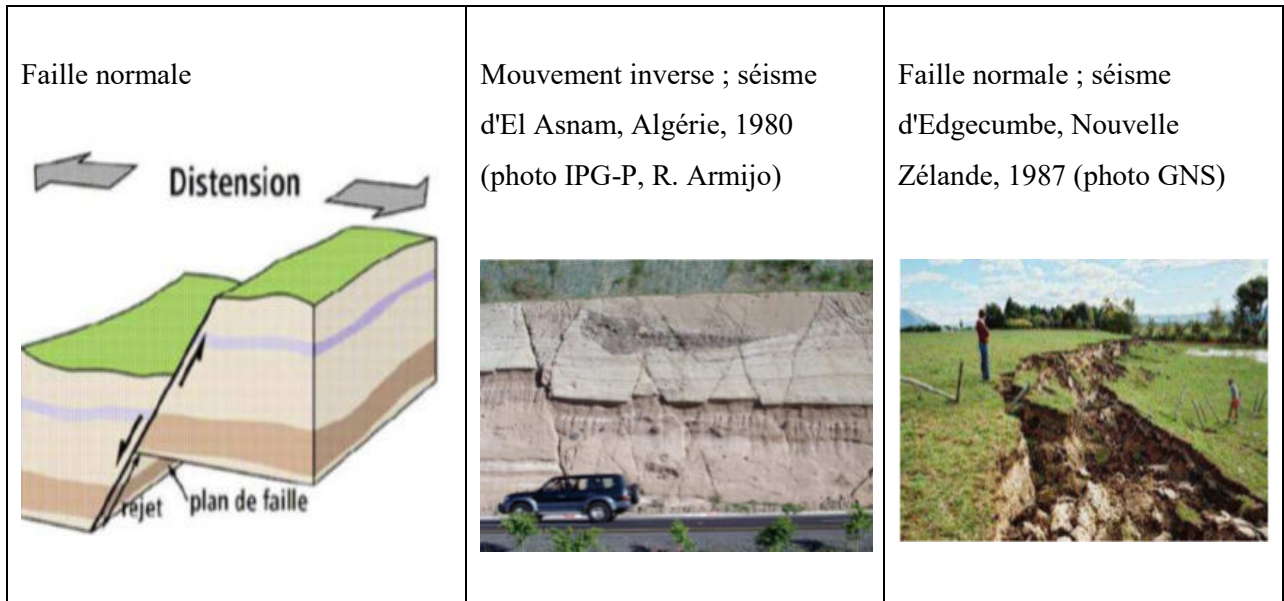


Figure 2.5: Principaux types de mouvements associés aux failles

Les failles sont des cassures de la lithosphère terrestre rigide ; elles se matérialisent par un déplacement relatif de deux blocs le long du plan de faille, selon trois types de contraintes (Figure 2.5)

- mouvement en compression résultant d'une faille inverse ou chevauchante ;
- mouvement en distension résultant d'une faille normale ;
- mouvement en coulissage résultant d'une faille décrochant.

2.3.3. Séisme

Un séisme (ou tremblement de terre) est provoqué par une rupture brutale des roches le long d'un plan de faille. Cette rupture provoque des ondes sismiques et leur passage à travers le sol entraîne des vibrations qui peuvent être ressenties à la surface (Figure 2.6).

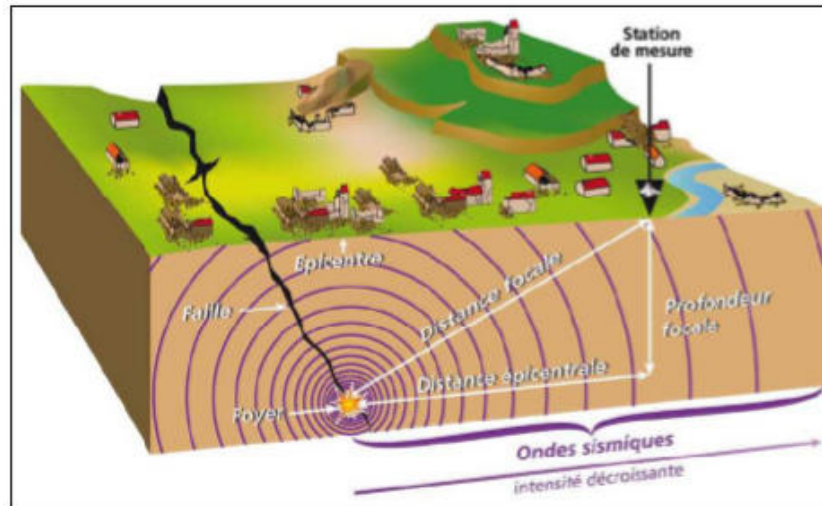


Figure 2.6 : Représentation schématique de la rupture sismique d'une faille -(Source : Classeur « Le risque sismique en Provence », Conseil régional PACA, 2006).

2.3.4 Les différents types d'ondes sismiques (Source : <http://eost.unistra.fr/>)

Les ondes sismiques (Figure 2.7) sont des ondes élastiques. L'onde peut traverser un milieu sans le modifier durablement. L'impulsion de départ va "pousser" des particules élémentaires, qui vont "pousser" d'autres particules et reprendre leur place. Ces nouvelles particules vont "pousser" les particules suivantes et reprendre leur place, etc. Les vibrations engendrées par un séisme se propagent dans toutes les directions. On distingue les ondes de volume qui traversent la Terre et les ondes de surface qui se propagent parallèlement à sa surface. Elles se succèdent et se superposent sur les enregistrements des sismomètres. Leur vitesse de propagation et leur amplitude sont modifiées par les structures géologiques traversées, c'est pourquoi, les signaux enregistrés sont la combinaison d'effets liés à la source, aux milieux traversés et aux instruments de mesure. On distingue :

2.3.4.1 Les ondes de volume

Elles se propagent à l'intérieur du globe. Leur vitesse de propagation dépend du matériau traversé et d'une manière générale elle augmente avec la profondeur. Ces ondes sont de deux types :

***les ondes P** ou ondes primaires appelées aussi ondes de compression ou ondes longitudinales. Le déplacement du sol qui accompagne leur passage se fait par dilatation et compression successives, parallèlement à la direction de propagation de l'onde. Ce sont les plus rapides (6 km/s près de la surface) et elles sont enregistrées en premier sur un sismogramme

(composante verticale). Elles sont responsables du grondement sourd que l'on peut entendre au début d'un tremblement de terre ;

***les ondes S** ou ondes secondaires appelées aussi ondes de cisaillement ou ondes transversales. A leur passage, les mouvements du sol s'effectuent perpendiculairement au sens de propagation de l'onde. Ces ondes ne se propagent pas dans les milieux liquides, elles sont en particulier arrêtées par le noyau de la Terre. Leur vitesse est plus lente que celle des ondes P (de l'ordre de 60%), elles apparaissent en second sur les sismogrammes (composantes horizontales).

La différence des temps d'arrivée des ondes P et S suffit, connaissant leur vitesse, à donner une indication sur l'éloignement du séisme. Les ondes de volume se propagent un peu comme les rayons lumineux : elles peuvent être réfléchies ou réfractées, c'est-à-dire déviées à chaque changement de milieu, au passage manteau-noyau par exemple. Elles peuvent ainsi suivre des trajets très complexes à l'intérieur de la Terre. Leur temps de parcours dépend de ce trajet, elles n'arrivent pas toutes en même temps au même endroit.

2.3.4.2 Les ondes de surface

Ce sont des ondes guidées par la surface de la Terre. Leur effet est comparable aux rides formées à la surface d'un lac. Elles sont moins rapides que les ondes de volume mais leur amplitude est généralement plus forte. On peut distinguer :

*** l'onde de Love** : le déplacement est essentiellement le même que celui des ondes S sans mouvement vertical. Les ondes de Love provoquent un ébranlement horizontal qui est la cause de nombreux dégâts aux fondations des édifices. On les enregistre uniquement sur les composantes horizontales du sismomètre ;

*** l'onde de Rayleigh** : le déplacement est complexe, assez semblable à celui d'une poussière portée par une vague, un mouvement à la fois horizontal et vertical, elliptique. Ces ondes sont enregistrées sur les trois composantes du sismomètre. Les vibrations engendrées par ces ondes durent plusieurs minutes.

Les ondes de Love se propagent à environ 4 km/s, elles sont plus rapides que les ondes de Rayleigh.

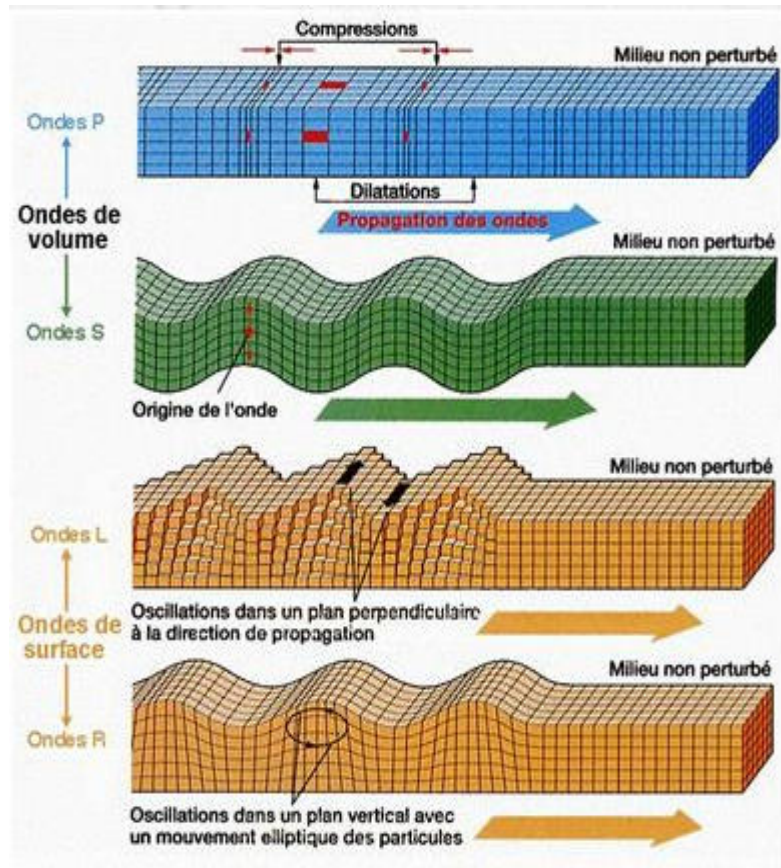


Figure 2.7 : Ondes sismiques (Modifié d'après Bruce A. Bolt, 1978)

2.3.5 Echelle de magnitude

La puissance d'un tremblement de terre est quantifiable selon deux échelles :

- La magnitude (Tab. 2.1, Tab. 2.2) et l'intensité (Tab 2.3).
- La magnitude caractérise l'énergie du séisme libérée sous forme d'onde. Elle est calculée à partir des ondes enregistrées par les sismomètres. Il existe plusieurs types de magnitudes. La magnitude de Richter est la plus ancienne et la plus connue du grand public mais elle devient très peu utilisée par les sismologues. Depuis quelques années, la magnitude de Moment devient la nouvelle référence internationale.
- A ce jour, le séisme le plus violent enregistré est celui du Chili, en 1960.

Tableau 2.1: Plus forts séismes enregistrés depuis 1900 dans le monde

Les séismes enregistrés les plus puissants depuis 1900	
Chili, 1960	M = 9,5
Sumatra, 2004	M = 9,3
Alaska, 1964	M = 9,5
Alaska, 1957	M = 9,2
Kamchatka, 1952	M = 9,0
Japon, 2011	M = 9,0
Equateur, 1906	M = 8,8
Chili, 2010	M = 8,8
Alaska, 1965	M = 8,7
Sumatra, 2005	M = 8,7
Tibet, 1950	M = 8,6
Kamtchatka, 1923	M = 8,5
Indonésie, 1938	M = 8,5
Iles Kourilies, 1963	M = 8,5
Chili, 1939	M = 8,3
Chili, 1906	M = 8,2

Augmenter la magnitude d'une unité équivaut à multiplier par 32 l'énergie libérée : un séisme de magnitude 6 libère 32 fois plus d'énergie qu'un séisme de magnitude 5 ; un séisme de magnitude 7 libère 1000 fois plus d'énergie qu'un séisme de magnitude 5. La magnitude permet aussi d'apprécier les dimensions de la faille activée (coulissage moyen ou rejet, et longueur du coulissage) et de comparer les séismes entre eux. En 1909, le séisme de Provence (46 morts, intensité VIII-IX) est estimé avec une magnitude proche de 6.

Tableau 2.2: Equivalences magnitude, énergie, durée, rejet, longueur du plan de faille rompu, fréquence mondiale annuelle

Magnitude	Energie libérée	Durée de la rupture	Valeur moyenne du rejet	Longueur moyenne du coulissage	Nombre de séismes par an dans le monde (ordre de grandeur)
9	$E \times 30^9$	250 s	8 m	800 km	1 tous les 10 ans
8	$E \times 30^8$	85 s	5 m	250 km	1
7	$E \times 30^7$	15 s	1 m	50 km	10
6	$E \times 30^6$	3 s	20 cm	10 km	100
5	$E \times 30^5$	1 s	5 cm	3 km	1 000
4	E	0,3 s	2 cm	1 km	10 000
3	$E / 30$				> 100 000
2	$E / 30^2$				
1	$E / 30^3$				

2.3.6 Echelle d'intensité

L'intensité caractérise les effets du séisme à la surface terrestre. Elle témoigne du ressenti de la population d'éventuels dommages associés sur les constructions ou sur l'environnement. Elle est en général maximale à l'aplomb du plan de faille, on parle d'intensité épacentrale. L'intensité s'exprime généralement en chiffres romains afin de la distinguer de la magnitude (chiffres arabes). En Europe, les échelles les plus utilisées sont les échelles MSK 1964 (Medvedev, Sponheuer, Karnik) et EMS-98 (European Macroseismic Scale, 1998). L'échelle EMS-98 (Tab.3), plus récente, est particulièrement adaptée aux différentes typologies des constructions actuelles.

Tableau 2.3: Description de l'échelle d'intensité macrosismique EMS-98

I	Imperceptible	
II	A peine ressenti	Ressenti seulement par quelques rares personnes au repos dans leurs habitations.
III	Faible	Ressenti par quelques personnes à l'intérieur des bâtiments. Les personnes au repos ressentent une oscillation ou léger tremblement.
IV	Largement ressenti	Ressenti par de nombreuses personnes à l'intérieur des bâtiments, par quelques rares personnes à l'extérieur. Quelques personnes endormies sont réveillées. Les fenêtres, les portes et la vaisselle font un bruit de tremblement.
V	Fort	Ressenti par la plupart des personnes à l'intérieur des bâtiments, par quelques personnes à l'extérieur. De nombreux dormeurs sont réveillés. Quelques personnes sont effrayées. Les bâtiments tremblent dans toute leur structure. Les objets suspendus oscillent nettement. Les petits objets sont déplacés. Les portes et les fenêtres s'ouvrent et se ferment.
VI	Dégâts légers	De nombreuses personnes sont effrayées et se précipitent à l'extérieur des bâtiments. Quelques objets tombent. Quelques maisons subissent de légers dégâts non

		structuraux (légères fissures, chute de petits morceaux de plâtre).
VII	Dégâts	La plupart des personnes sont effrayées et se précipitent à l'extérieur des bâtiments. Le mobilier est déplacé et les objets tombent des étagères en grand nombre. De nombreux bâtiments bien construits subissent des dégâts modérés (petites fissures dans les murs, chute de plâtre, chutes partielles de cheminées). Des bâtiments plus anciens présentent des fissures dans les murs et des désordres au niveau des cloisons.
VIII	Dégâts importants	De nombreuses personnes éprouvent des difficultés à se tenir debout. De nombreuses maisons présentent des crevasses dans les murs. Quelques bâtiments bien construits présentent des désordres au niveau des murs, tandis que d'autres bâtiments plus anciens s'effondrent partiellement.
IX	Destructeur	Panique générale. De nombreuses constructions s'effondrent. Même les bâtiments bien construits présentent des dégâts très importants (désordres au niveau des murs et effondrement partiel des structures).
X	Très destructeur	De nombreux bâtiments pourtant bien construits s'effondrent.
XI	Catastrophe	La plupart des bâtiments bien construits s'effondrent. Quelques bâtiments construits selon les règles parasismiques sont détruits.
XII	Catastrophe complète	Presque tous les bâtiments sont détruits.

N.B: Il n'y a pas de relation directe entre l'intensité et la magnitude. Un séisme de forte magnitude avec un foyer profond sera potentiellement peu destructeur et aura donc une faible intensité. Au contraire, un séisme superficiel (quelques kilomètres de profondeur), même de magnitude moindre pourra être très destructeur et donc caractérisé par une forte intensité.

2.4 Séismes et risque sismique en Algérie

Toute la côte nord de l'Algérie se trouve dans une zone tectonique des plus propices aux tremblements de terre. Cette zone est classée parmi les zones les plus actives sismologiquement parlant. En octobre 1980, un grand séisme dévaste Al Asnam (Chlef actuellement), ce tremblement de terre fait 3 000 morts, et détruit 80% de la ville de Chlef, et cause des dégâts estimés à 10 milliards de dinars algériens. Ensuite, en mai 2003, un second terrible séisme fait plus de 2000 morts et plusieurs milliers de blessés et de sans-abri à Boumerdès, ce séisme a lui fait 1 400 victimes dans la wilaya de Boumerdès, et à cause des dégâts estimés à 5 milliards de dollars américains. « La côte nord de l'Algérie est traversée par une limite de plaques lithosphériques continentales convergentes: la plaque eurasienne, au nord, chevauche la plaque africaine au sud. C'est dans cette faille de chevauchement que se déclenchent les séismes de la région ».

L'Algérie est divisée en deux plaques tectoniques séparées par la faille sud-atlasique (Figure 2.8). Au Nord se trouve la tectonique alpine et au Sud, la plate-forme saharienne, qui est assez stable.



Figure 2.8: La faille entre les plaques tectoniques africaine et eurasienne passe par tout le littoral algérien

2.5 La vulnérabilité des ouvrages aux séismes

L'analyse du comportement des ouvrages ayant connu des séismes majeurs représente une importante source d'informations utile pour évaluer les zones sensibles et les mécanismes potentiels de rupture.

La Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB) est un lieu privilégié de recueil d'informations sur le comportement des barrages, notamment à l'occasion des séismes. Le thème "barrages et séismes" a été traité, à plusieurs reprises, au cours des congrès qu'organise la CIGB tous les trois ans. Le bulletin n° 120, édité en 2001, intitulé "Aspects de la conception parasismique des barrages - Recommandations et exemples" expose notamment le comportement des barrages à l'occasion de séismes, parfois très importants.

2.5.1 Effet de séisme sur les barrages

2.5.1.1 Barrages en béton ou en maçonnerie

Aucun barrage en béton ou en maçonnerie n'a subi de destruction à l'occasion des séismes les plus violents, à l'exception de la ruine du barrage de dérivation de Shih-Kang (Taïwan). La présence d'une faille, sensiblement parallèle à la vallée et non détectée pendant les travaux, provoqua un rejet vertical de 7,7 m entre les pertuis vannés de la rive droite mais sans lâchure catastrophique d'eau de la retenue (Figure 2.9)



Figure 2.9: Barrage de Shih-Kang après le séisme Chi Chi (Taïwan)

* **Le barrage-poids en béton de Lower Crystal Springs** construit entre 1887 et 1890 est situé à quelques centaines de mètres de la faille de San Andreas à l'origine du séisme californien du 18 avril 1906. Ce séisme a atteint la magnitude 8,3, avec une profondeur focale de 12,8 km et une accélération maximale au sol de 0,6 g. Ce barrage n'a connu aucun dommage observable. Le calcul dynamique tridimensionnel effectué (CIGB Q 51 R1 New Delhi 1979) pour simuler l'effet de ce séisme a fourni des tractions supérieures à 5,7 MPa au contact barrage-fondation en haut de l'appui.

* **Le barrage-poids en béton de Koyna (Inde)** a connu en 1967 un séisme de magnitude 6,5, considéré comme un séisme déclenché par le remplissage de la retenue. Les accélérations de pic ont atteint pour les différentes composantes : 0,63 g en amont-aval, 0,49 g en rive droite - rive gauche, 0,34 g en vertical. Sur ce barrage de 102 mètres de hauteur, les fissurations se sont concentrées au droit d'une rupture de pente sur le parement aval.

* **Le barrage de Sefid Rud, barrage à contreforts** en béton de 106 mètres de hauteur, a été affecté par le séisme de Menjil (Iran) du 21 juin 1990 de magnitude estimée entre 7,3 et 7,7. L'accélération maximale au sol a été évaluée à 0,5 g. Les dégâts observés sont localisés au droit des joints de plots avec effet de broyage du béton, ce qui met en évidence pour ce type d'ouvrage l'importance de la composante transversale du séisme, et en partie supérieure du parement aval, des fissurations horizontales notables à 14 mètres environ de la crête de l'ouvrage en tête des contreforts (Figure 2.10).

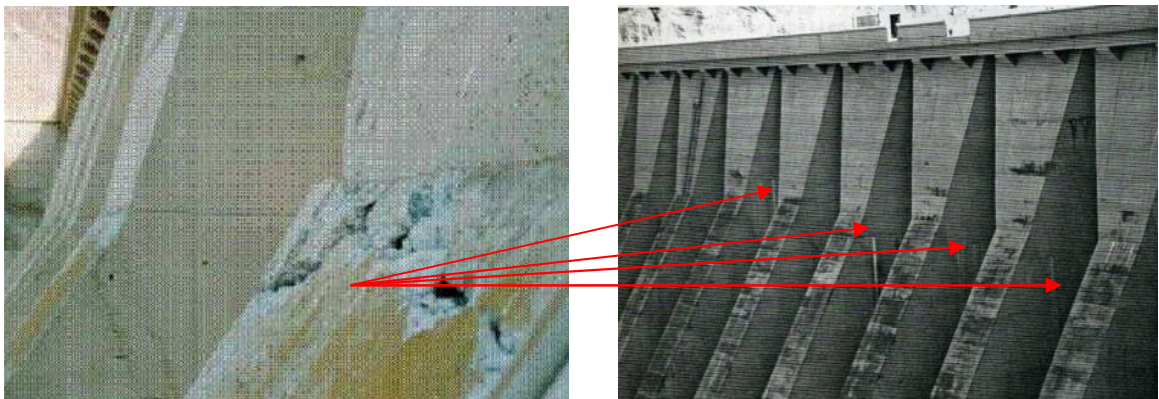


Figure 2.10: Barrage de Sefid Rud (Iran) – Fissures en tête des contreforts

* **Le barrage de Pacoima** situé en Californie, haut de 113 m, construit en 1929, a subi les séismes de San Fernando en 1971 (magnitude 6,6, 5 km de l'épicentre) et de Northridge en 1994 (magnitude 6,7, 18 km de l'épicentre). Pour ce dernier séisme, des accélérations maximales de

1,76 g en horizontal et de 1,6 g en vertical ont été enregistrées au sommet de l'appui rive gauche. L'ouvrage n'a connu dans les deux cas que des dégâts mineurs avec des ouvertures et fermetures du joint vertical en rive gauche au contact entre la voûte et la culée-poids d'une amplitude de 5 cm. A noter cependant que le niveau de la retenue était bas lors de ces deux séismes, ce qui ne permet pas de préjuger du comportement de la voûte à retenue pleine.

***Les barrages-voûtes de Rapel** (109 m de hauteur) et d'Ambiesta (59 m de hauteur) au Chili ont subi respectivement en 1985 et 1976 des séismes de magnitude 7,7 et 6,5 à des distances épacentrales de 45 et 22 km. Des accélérations maximales comprises entre 0,3 et 0,4 g ont été enregistrées au niveau des appuis. Ces deux ouvrages n'ont pas été endommagés au cours de ces séismes. Des dégradations ont été observées sur le barrage de Rapel au niveau de la prise d'eau et de l'évacuateur de crue dans les parties non liées au barrage, en raison des déphasages entre les mouvements de ces structures annexes et le barrage. Il faut noter que le barrage de Rapel comporte une ceinture antisismique. Le barrage de Rapel a subi le 27 février 2010 le séisme de Cauquenes, d'une magnitude 8,8 à une distance épacentrale de 60 km. Les accélérations enregistrées étaient comprises entre 0,14 g et 0,21 g suivant les directions. On a noté un déplacement relatif de 0,5 mm entre deux plots de la rive gauche, situés à proximité d'une faille de la fondation et une augmentation des fuites de 13 l/s à 40 l/s.

***le barrage voûte de Shapai** (plus haute voûte du monde construite en Béton Compacté au Rouleau (BCR), mise en eau en 2003) Lors du séisme de Wenchuan (Chine) du 12 mai 2008, il a été soumis à de très fortes secousses. La hauteur et la longueur de crête sont respectivement 132 m et 250 m, avec une épaisseur en crête de 9,5 m et à la base de 28 m. Le barrage est fondé sur du granite et de la granodiorite. Des joints verticaux de contraction sont espacés de 50 m environ. Le barrage est situé à 30 km de l'épicentre, et pendant le séisme, le réservoir était à sa cote maximale. La conception sismique du barrage a été basée sur une accélération horizontale maximale du sol de 0,138 g, alors que l'accélération ressentie a dû être de 0,5 g. Aucun dommage n'a été observé sur la voûte. Par contre, le bâtiment en béton armé situé sur la crête et les superstructures de la tour de prise (Figure II.11) ont subi des déformations irréversibles mais réparables. La centrale électrique (Figure II.12) située à quelques kilomètres en aval a été gravement endommagée par des chutes de blocs et un joint de déplacement de la conduite forcée a cédé, entraînant l'inondation de la centrale.



Figure 2.11: Fissures sur le portique de la tour de prise d'eau de Shapai



Figure 2.12: Intérieur de l'usine de Shapai abîmée par des chutes de blocs

Le tableau 2.4 présente l'effet du séisme sur quelques barrages en béton ou maçonnerie.

Tableau 2.4: Effets sur quelques barrages en béton ou maçonnerie

Barrage	Hauteur (m)	Type	Pays	Date	Magnitude	Distance épiscopentrale	Dégâts
Lower Crystal Springs	39	Poids incurvé	USA Californie	1906	8,3	0,4	Pas de dégâts
Honenike	32	Voûtes multiples	Japon	1946	8	50	Fissures de la voûte près des contreforts

Blackbrook	30	Poids béton et maçonnerie	GB	1957	5,6	6,4	Déplacement de la crête – Fissures
Hsingfengkiang	104	Contrefort	Chine	1962	6,1	1,1	Fissures importantes
Koyna	102	Poids-béton	Inde	1967	6,5	3,0	Fissures importantes
Redflag	35	Poids maçonnerie	Chine	1970	Non connue	?	Fissures
Pacoima	113	Voûte	USA Californie	1971 1994	6,5 6,7	5,0	Fissuration de l'appui rive gauche
Shenwao	53	Poids béton	Chine	1975	Non connue		Fissures
Ambiesta	59	Voûte	Italie	1976	6,5	22,0	Pas de dégâts
Maina di Sauris	135	Voûte	Italie	1976	6,5	43,0	Pas de dégâts
Rapel	109	Voûte	Chili	1985 2010	7,7 8,8	- 280	Dégâts à l'évacuateur et à la tour de prise d'eau Déplacements relatifs de 0,5 mm entre plots RG, et augmentation des fuites 13 à 40 l/s
Sefid Rud	106	Contrefort	Iran	1990	7,3 à 7,7	32,0	Fissures importantes

Shapai	132	Voûte (BCR)	Chine Sichuan	2008	8,0	12,0	Dégâts mineurs sur organes de manœuvre des vannes
Baozushi	132	Poids béton	Chine Sichuan	2008	6,2 (réplique)	40,0	Augmentatio n des fuites

2.5.1.2 Dommages sur des ouvrages annexes suite au séisme de Wenchuan (Chine)

Lors de ce même séisme de Wenchuan, le barrage poids béton de Baozhusi, de 132 m de hauteur, situé à 252 km de l'épicentre du choc principal, a subi les effets d'une réplique (magnitude estimée de 6,2), plus proche du barrage que le séisme principal. Les seuls effets observés ont été une augmentation des fuites de 9,9 l/s à 16,4 l/s revenant ensuite à 14,8 l/s.

Le séisme de Tohoku au Japon, le 11 mars 2011, de magnitude 9,0, a concerné de nombreux barrages, situés à des distances allant de 70 à 160 km du plan de faille. Sur 70 barrages environ, des mesures d'accélération sont disponibles. Les inspections post séismes ont eu lieu sur 400 barrages, et n'ont pas montré de dommages sur les barrages poids et voûtes. Des ouvrages annexes ont par contre été endommagés.

2.6 Conclusion

Les séismes produisent différents types d'ondes sismiques . l'étude de ces ondes nous fournit des informations utiles pour comprendre non seulement les événements sismiques mais aussi les structures profondes de la terre.

Les barrages en béton n'ont subi aucun dommage ni effondrement dans tous les cas. En cas d'événements graves, les dégâts sont les chutes de pierres, glissements de terrain, augmentation des fuites et Fissures en tête des contreforts (Barrage de Sefid Rud (Iran)) par contre des ouvrages annexes ont été endommagés.

La ruine du barrage de dérivation de Shih-Kang (Taïwan) a montré que le risque sismique demeure une sérieuse menace pour tous les barrages en béton ou en maçonnerie.

1.1 Introduction

Depuis l'Antiquité, l'eau douce joue un rôle dans la qualité de la vie sur terre et les parties du monde qui en disposent en grande quantité profitent d'une richesse souvent sous-estimée. L'être humain fait un grand usage de l'eau, et ce, de multiples manières, mais la plupart de ses utilisations constituent les seuls apports appréciables au volume d'eau disponible sur terre. (Claude, 2004)

Cette opposition entre le rythme des apports et celui des usages a incité plusieurs civilisations et communautés à se donner des moyens de gérer l'eau. L'accumulation temporaire d'eau dans des réserves représente l'un des outils majeurs permettant cette gestion. D'ailleurs, on la pratique depuis l'Antiquité et sur tous les continents. (Claude, 2004)

En effet, en Algérie, plus de 60 barrages ont été mis en exploitation avec une capacité globale de stockage de 5 Milliards de m³ environ, plus de 30 barrages en construction et de grands transferts, afin de garantir le potentiel hydrique. (Journées, 1999)

Le choix de type de barrage dépend principalement des conditions topographiques et géotechniques locales. Par exemple, s'il n'y a pas de phonolite à une profondeur d'excavation raisonnable, des structures rigides telles que les barrages en béton, sont peu adaptées. A l'inverse, pour les vallées étroites, il peut être difficile de trouver l'espace nécessaire pour les évacuateurs de crue séparés, et l'utilisation des barrages en béton peut être retenue en raison de leur capacité à intégrer des évacuateurs dans leur corps. (ESHA, 2005)

1.2 Définition d'un barrage

Les barrages sont des constructions formant mur de soutènement, établis généralement dans un cours d'eau afin d'y créer une retenue et dans laquelle la poussée est normalement à la paroi.

En général, le but d'un barrage est, soit de régulariser le débit du cours d'eau qu'il intercepte soit d'utiliser la force motrice d'eau. (Par Jean, 2003)

Les barrages sont des ouvrages hydrauliques qui barrent sur toute la largeur une section d'une vallée et créent ainsi une cuvette artificielle géologiquement étanche. De manière générale et dans la plupart des cas, la hauteur du barrage dépasse le niveau d'eau atteint par les cours d'eau en période de fortes crues. (ANTON J et al, 2011)

Par contre d'après Larousse : un barrage est un ouvrage artificiel occupant le lit d'un cours d'eau et servant soit à en assurer la régulation ou l'alimentation des villes ou l'irrigation des cultures, ou bien produire de l'énergie. (Jean Jacques)

1.3 Différents types de barrages

Chaque structure et matériau de construction définit le type de barrage. On distingue :

1.3.1 Barrages rigides (en maçonnerie et béton)

un barrage rigide nécessite une fondation rocheuse de bonne qualité. Cette règle s'énonce restriction pour les petits barrages voûtes qui nécessite une fondation peu déformable. Pour les barrages à profil poids d après il est possible, dans une certaine mesure, d'adapter le profil à la qualité de la fondation par adoucissement du profil .(GARTner et al, 1989)

La deuxième exigence pour construire un ouvrage rigide est de disposer, dans des conditions économiques acceptables, de granulats de bonne qualité nécessaire à sa construction. Ces deux exigences sont d'ailleurs souvent satisfaites simultanément.(GARTner et al, 1989) La construction de barrage en maçonnerie n'est plus utilisée, principalement du fait qu'elle exige une abondante main-d'œuvre pour la taille des pierres d'appareillage et leur mise en place. Mais cette technique reste opérationnelle dans certains pays (Chine, Inde, Maroc, Afrique sahélienne...) pour les petits barrages.(GARTner et al, 1989)

Les barrages en béton ont des points communs. D'une part, l'ouvrage est constitué de béton de masse, non armé, mis en place à une cadence élevée avec des moyens fortement mécanisés. D'autre part, de manière générale, la géométrie est optimisée de sorte à éviter l'apparition de tractions dans le béton en quelques points pour des conditions normales d'exploitation.

1.3.1.1 Barrage poids

Les barrages poids (Figure 1.1) sont définis comme étant les barrages qui sont construits en béton ou en maçonnerie et qui utilisent leur poids pour assurer leur stabilité Leur section Transversale a une forme Plus ou moins triangulaire dont la base est ancrée dans des fondations rocheuses; seul le poids du béton ou de la maçonnerie retient la force exercée par l'eau. (BOUSSAAD AKROUR, 1998)

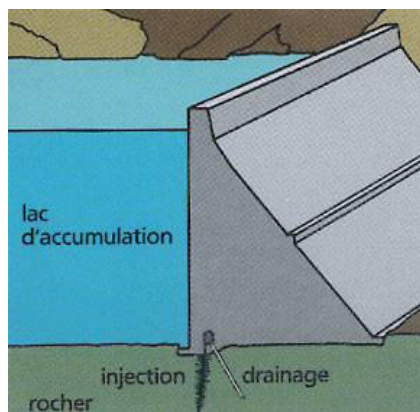


Figure 1.1 : Coupe transversale d'un barrage béton poids

Tableau (1.1) : Avantages et inconvénients de barrage poids (Anton et al,2011)(MELLE Bounaadja ,2009)

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> -Faibles contraintes transmises par la fondation au rocher. - Faibles contraintes dans le béton. - Les variations de températures ne produisent que de faibles variations de contraintes. - L'évacuateur de crue peut facilement combiner avec le barrage (diriger les crues directement par dessous). - Le gradient des sous-pressions à travers la fondation est faible. - Les points délicats sont : la résistance mécanique et l'étanchéité. 	<ul style="list-style-type: none"> -Les sous-pressions sont importantes dans la fondation. -Moyen risque de tassement. - Le volume du béton est important (pour le barrage-poids évidé, il est plus faible). - Le volume d'excavation de la fouille est important. Fragilité au séisme (si les joints entre les blocs ne sont pas faits par injections). -L'échauffement du béton par la prise du ciment est assez problématique.

1.3.1. 2 Barrage voûte

Il est généralement en béton dont la forme courbe permet report des efforts de poussée de l'eau sur les rives rocheuses de la vallée (Figure 1.2). Ce type de barrage convient bien lorsque la topographie permet de fermer la vallée par une forme arquée de longueur réduite.

Nous envisageons la construction d'un barrage-voûte que lorsque la vallée est étroite et rocheuse.(Mr. Heragmi Ali)

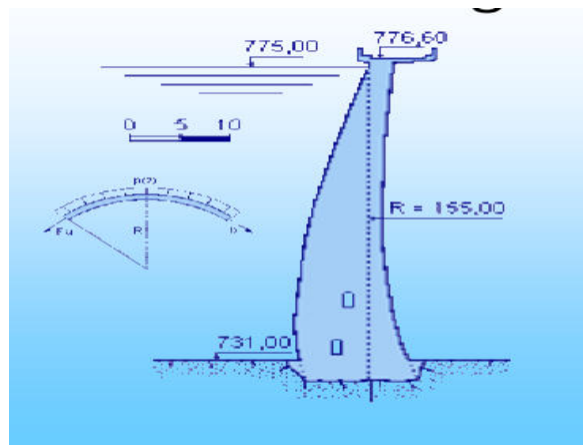


Figure 1 .2 : coupe transversale d'un barrage voûte (Gramme 2006)

Les barrages en voûte sont classés en trois groupes: (BOUSSAAD AKROUR, 1998)

* Barrages en voûte à angle constant : Ce sont des barrages en voûte dont l'angle sous-jacent d'une section horizontale reste constant du haut vers le bas .

* Barrages en voûte à rayon constant: Ce sont des barrages en voûte ou chaque segment d'une section horizontale du barrage a un même rayon de courbure.

* Barrages en voûte à double courbure: Ce sont des barrages en voûte qui ont une courbure horizontalement et verticalement.

Tableau 1.2 : Avantages et inconvénients de barrage voûte (Anton et al,2011)

(MELLE Bounaadja ,2009) (GERARD,1977)

Avantages	Inconvénients
-Le volume du béton est faible. -La fouille est assez petite. -La résistance au séisme est haute. -Les sous-pressions au niveau de la fondation sont faibles (la surface de la fondation est petite).	-Les contraintes sont importantes dans le béton et dans le rocher. -Les forces sont transmises obliquement dans les appuis. - Moyen risque de tassements. -L'échauffement du béton par la prise du ciment est à considérer. -L'intégration de l'évacuateur de crues (grands débits) dans le barrage est difficile. -Le gradient des sous-pressions au niveau de la fondation est très grand. -Les sous-pressions dans les fissures du rocher peuvent provoquer des glissements d'appuis.

1 .3.1. 3 Barrage à contreforts

Le Barrage à contreforts (Figure 1.3) est constitué :

-D'une série de murs parallèles, généralement de forme triangulaire, plus ou moins épais et plus ou moins espacés (les contreforts).

- D'une bouchure entre les contreforts transmettant à ceux ci la poussée de l'eau. Il est bien adapté aux vallées larges avec une fondation rocheuse de bonne qualité.

-Dans des vallées plus larges où le barrage-poids supposerait des volumes de béton trop importants et où le barrage voûte ne serait pas réalisable, nous pensons à construire des barrages à contreforts,

-moins sensibles aux sous-pressions que le barrage-poids, mais plus fragiles. (Mr. Heragmi Ali)

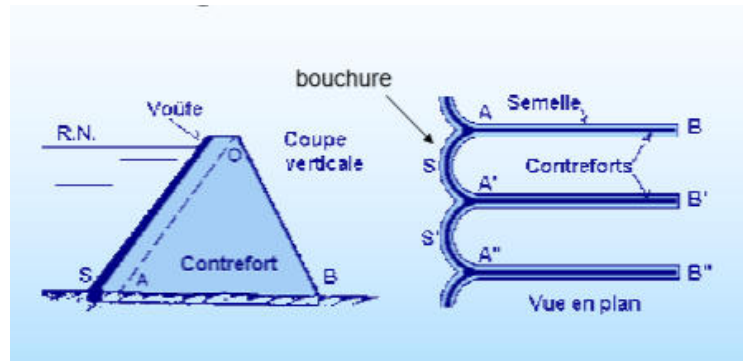


Figure 1 .3 : Coupe transversale du barrage à contreforts. (Gramme 2006)

Les barrages à contreforts peuvent avoir les formes suivantes : (GERARD,1977)

- * barrages à dalles dates: Ce sont des dalles de forme rectiligne soutenues à intervalle régulier par les contreforts.
- * barrages à contreforts courbés: Ce sont des barrages à contreforts dont la forme de la vue en plan est courbée.
- * barrages à voûtes multiples: Ce sont des barrages à contreforts dont la face amont est formée d'une série de voûtes;
- * barrages à contreforts solidaires: Ce sont des barrages formés de contreforts dont les extrémités sont un peu allongées pour combler le vide existant entre eux.

Tableau 1.3 : Avantages et inconvénients de barrage à contreforts (Anton et al,2011)

(MELLE Bounaadja ,2009) (GERARD,1977)

Avantages	Inconvénients
-Les contraintes transmises par la fondation au rocher sont moyennes.	-Très susceptible au séisme. La résistance à l'accélération latérale est presque inexistante.
-Les sous-pressions au niveau de la fondation sont faibles.	- La fouille est importante.
-Le volume du béton est faible.	-Le gradient des sous-pressions au niveau de la fondation est localement très élevé.
-L'échauffement du béton est faible.	-Les contraintes dues au gradient de température peuvent devenir importante
-Les risques de tassements sont moyens	

1 .3.2 Les barrages souples (en remblai)

Les barrages en remblai (digues) sont constitués essentiellement de matériaux granulaires naturels meubles prélevés à proximité immédiate de l'ouvrage. On distingue deux catégories de barrages en remblai :

- Les barrages en terre, réalisés essentiellement à partir de sol naturels meubles prélevés dans des zones d’emprunt;
- Les barrages en enrochements, dont le majeure partie est constitué de matériau de carrière concassé.

Comme pour les autres types de barrages, les barrages en remblai doivent répondre à deux fonctions essentielles: la fonction statique, qui consiste à transmettre à la fondation la poussée de l'eau retenue à l'amont et la fonction de coupure étanche. Les sols meubles des barrages en terre peuvent, selon leurs caractéristiques géotechniques, être suffisamment imperméables pour suffire aux deux fonctions.(ANTON J et al ,2011)

Tableau 1.4 : Avantages et inconvénient des barrages en remblai. (ANTON J et al ,2011)

Avantage	Inconvénient
<ul style="list-style-type: none"> -Le corps du barrage est très flexible et adaptable aux conditions du terrain . -Peu susceptible aux tassements et aux séismes. - Petite à moyenne fouille. La digue n'est pas forcément fondé sur un rocher sain. -La compression du sol est faible. -Le gradient des sous-pressions au niveau de la fondation ou du noyau est faible. 	<ul style="list-style-type: none"> -Mise en place de grands volumes de matériaux. - Le remblai du noyau en argile est influencé par les conditions atmosphériques (climat pluie). -L’inconvénient majeur est les infiltrations à travers le massif.

1 .3.2.1 Barrage en terre

Le terme "Terre" doit être, pour les ingénieurs, pris dans le sens le plus large du mot et sert à désigner toute sorte de matériaux terreux comprenant non seulement les différents sols définis par le pédologue, mais aussi l'ensemble des matériaux provenant de la désagrégation ou de la décomposition des roches. (Mr. Heragmi,2009).

Les barrages en terre sont des murs de retenue d’eaux suffisamment étanches construits avec la terre et les matériaux du site suivant des mélanges et des proportions bien définies. (Mr. Heragmi, 2009).

Les barrages en terre compactés peuvent être divisés en deux principaux types : les ouvrages en terre homogènes, les ouvrages en terre zoné (à noyaux étanches et ceux à masques amont). (Mr. Heragmi , 2009)

Les barrages en terre homogène (Figure I.4) sont constitués d'un remblai homogène en terre suffisamment imperméable et compactée, équipé d'un procédé de drains dans sa partie aval et d'un dispositif de protection mécanique contre le battillage dans sa partie amont. (MR CHABBI, 2010)

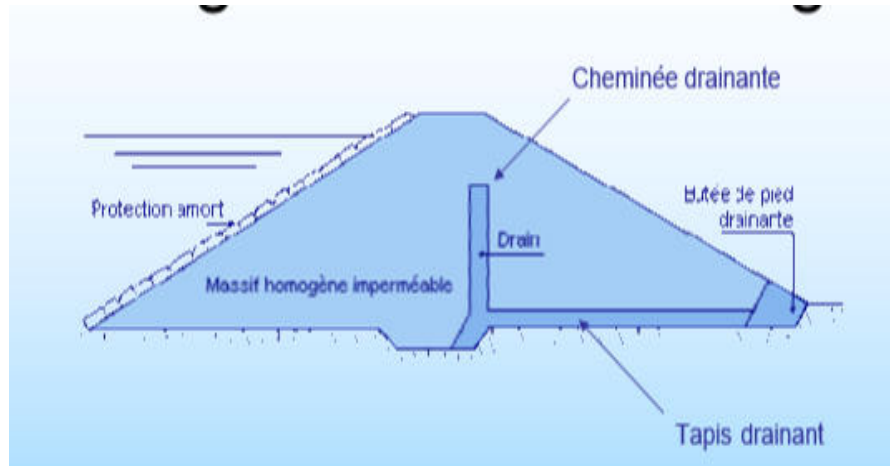


Figure 1 .4 : Barrage en terre homogène.(Gramme 2006)

Les barrages en terre zonés (Figure 1.5)sont réalisés lorsqu'on ne dispose pas de terrains imperméable en quantité suffisante et dont la terre constitue alors un noyau central imperméable, vertical ou incliné, compris entre des massifs d'appui (à l'aval) ou de protection (à l'amont) appelés recharges et constitués de matériaux très divers) en générale, terres plus ou moins sableuses et rocheuses). Des filtres sont interposés entre le noyau et les recharges pour éviter la migration de la terre dans ces dernières. Le filtre aval recueille en outre l'eau qui peut percoler à travers le noyau. Les matériaux sont très soigneusement compactés pour diminuer les vides, améliorer les qualités mécaniques des matériaux et éviter les déformations de l'ouvrage. Ce type de barrage est très sensible à l'érosion par l'eau. (Par Jean,2003).

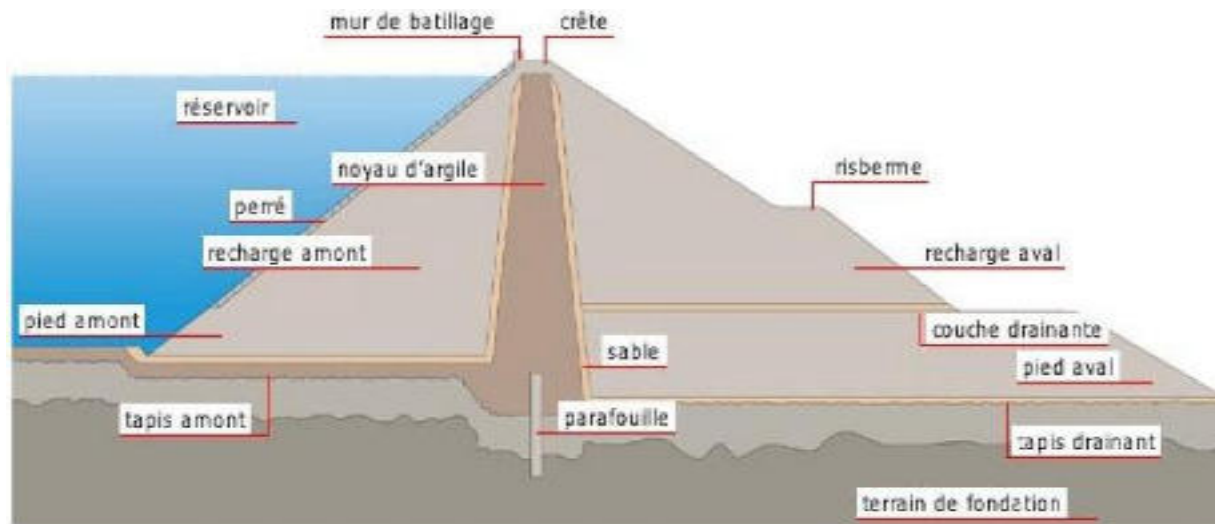


Figure 1.5 : Barrage en terre zoné. (Gramme 2006)

1.3.2.2 Barrage en enrochement

Ce type de barrage (Figure 1.6) est constitué d'un grand tas de « cailloux » (enrochement). Le matériau constituant le corps du barrage n'a pas de propriété particulière d'imperméabilité. Pour le cas d'un barrage en enrochement à masque amont (béton ou bitume, en acier ou en membrane souple...), un masque mince et étanche réalisé sur le talus amont assure la rétention de la structure.

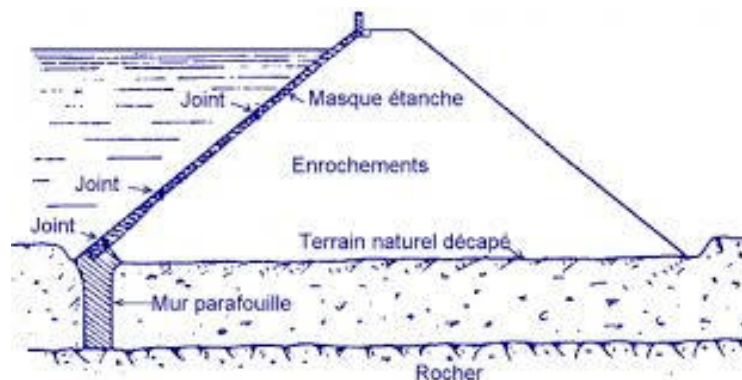


Figure 1.6 : Barrage en enrochement avec étanchéité amont (site internet 1)

Ce type de barrage peut être aussi constitué d'un noyau centrale réalisé avec un matériau imperméable (tel que l'argile, en membrane souple) (MR CHABBI,2010)

1.4 Choix du type de barrage

Les principaux paramètres à prendre en considération dans le choix du type de barrage sont : (GERAR,1977)

1.4.1 Topographie et apport du bassin versant

On cherche à vérifier :

- si le bassin versant autorise le remplissage de la retenue .
- les risques de défaillance.

1.4.2 Morphologie de la vallée

La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site et de type de barrage à implanter. Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroite précédé à l'amont par un élargissement de la vallée.les vallées larges conviennent mieux a l'aménagement d'un barrage en remblai, un site étroit conviendra mieux à un barrage poids et un autre plus étroit conviendra à une voute lorsque les fondations permettent.

1.4.3 Conditions géologiques et géotechniques

La nature, la résistance, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées dans le bassin versant, constituent un ensemble de facteurs permettant la détermination du site et du type de barrage à implanter.

- les fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous les types des barrages.
- les fondations graveleuses conviennent en général pour les barrages en terre ou en enrochement, mais il faut toujours attribuer des dispositifs d'étanchéité et de drainage afin de contrôler les fuites et les percolations (risque de renard), et les tassements différentiels.
- les fondations argileuses impliquent directement le choix des barrages en terre avec des pentes de talus compatible avec les caractéristiques mécaniques des formations en place.

1.4.4 Matériaux de construction

La disponibilité des matériaux de construction sur le site ou à proximité joue un rôle important (souvent économique) dans le choix du site ainsi que du type de barrage. Le site doit être choisi dans la mesure des autres exigences citées, le plus proche possible des zones d'emprunt.

Il est préférable de rappeler que la dégradation du béton peut se définir comme la perte de sa performance qui se manifeste par la détérioration, la déformation ou le changement de ces propriétés suivant plusieurs causes qui peuvent être physiques ; chimiques ou bien mécaniques.

1.4.4.1 Les causes physiques

Le béton peut présenter des déformations différées très importantes et très variable. On peut distinguer les déformations libres (retrait, gonflement et dilatation thermique) qui se produisent en l'absence de charge, et le fluage qui se produit sous l'effet de l'application d'une charge maintenue Constante.

1.4.4.2 Les causes chimiques

Pour le béton, l'environnement externe (l'eau de pluie ou de ruissellement, le Co₂ de l'air) apparaît comme un milieu extrêmement corrosif. Malgré tout, il résiste à la plupart des attaques chimiques lorsqu'il est fabriqué et mis en place selon les règles de l'art. (BEN UDAY,2008)

1.4.4.3 Les causes mécaniques

1- Les chocs des bateaux ou d'objets flottants contre les barrières de retenue. (BEN UDAY,2008)

2- Les phénomènes d'abrasion et d'érosion se rencontrent essentiellement dans des structures de génie civil en contact avec des circulations intenses d'eau comme les barrages (Érosion des évacuateurs de crue) ou les galeries d'amenée d'eau. (BEN UDAY,2008)

1.5 Problèmes techniques liés aux barrages en béton**1.5.1 Pendant la construction****1.5.1.1 Erreurs de construction**

Les erreurs de Construction faites pendant la construction comme l'ajout des quantités incorrectes d'eau au mélange concret, la consolidation inadéquate et la cure incorrecte peuvent causer la détresse et la détérioration du béton. Les erreurs de construction peuvent mener à certains des problèmes comme la graduation et formidable, peut être causé par un mélange concret mal gradué, par trop grand d'un ensemble grossier, ou par la vibration insuffisante au moment du placement.(ANTON et al,2011)

1.5.1.2 Problème des fondations

Les fondations constituent un élément essentiel, car elles servent d'assises aux ouvrages. Elles doivent, d'une part être capable de reprendre les forces transmises par le barrage et, d'autre part, servir de barrière à l'eau sur les flancs et en profondeur.les massifs rocheux ne sont pas homogènes et constituent un milieu discontinu caractérisé par la fragmentation et l'anisotropie de sa structure.il se distinguent par leur fissuration (joint de stratification, diaclase, faille), leur déformabilité et leur perméabilité. Dans ce milieu naturel, il y a lieu de prendre en compte la direction et le pendage des couches, l'orientation de la fracturation, la nature du remplissage entre les couches ainsi que dans les fissures et faille.les fondation peuvent présenté des surfaces de glissement potentiel en raison d'une résistance insuffisante au cisaillement ou être le siège d'une érosion interne, cause de circulation interne d'eau et de l'entraînement de particules. En cours d'exploitation, une fissure importante peut se former au pied amont de barrage en béton, ce qui se traduit soit par une augmentation des niveaux piézométriques. Enfin, en cas de consolidation des appuis, il faut veiller à la tenue dans le temps des ancrages qui peuvent se corroder et subir une perte de tension. (ANTON et al,2011)

1.5.1.2.1 Problème de faille

une faille est définie comme étant « un plan de rupture au cisaillement qui expose des signes d'un mouvement différentiel de la masse rocheuse dans chacune des faces du plan », il est supposé qu'une faille est induite quand les contraintes tectoniques produisent une contrainte de cisaillement qui excède la résistance au cisaillement d'un plan particulier dans la masse rocheuse.

Les failles se produisent rarement comme des structures planes individuelles, mais généralement sont regroupées en ensemble parallèles ou des zones de failles. Chaque élément dans une zone de faille aura un certain déplacement de cisaillement. (BRGM,24/09/09)

a) Barrage de Malpasset (France)

Le barrage-voûte avait une hauteur de 66 m pour une longueur en crête de 222m. L'épaisseur au couronnement était de 1.5m et son épaisseur à la base de 6.78m.

La rupture du barrage fut le résultat d'une combinaison imprévue de causes dont certaines n'avaient pas été envisagées auparavant. Le site de Malpasset est caractérisé par une faille étanche (Figure 1.7) plongeant sous le barrage de l'aval vers l'amont avec un angle de 45° et par un grand nombre de surfaces de glissement potentielles non détectables plongeant de l'amont vers l'aval. La sous-pression a pu se produire en raison de la faiblesse du rocher. Sous l'effet de la pression hydrostatique du fait de la faible cohésion entre les surfaces de glissement potentielles, la fondation s'est légèrement déplacée vers l'aval, provoquant une fissure dans laquelle la sous-pression a pu se manifester à cause de l'imperméabilité de la faille aval. Cette faille et la fissure amont délimitaient un dièdre rocheux de la fondation, ce bloc et le barrage furent soulevés par la sous-pression comme si la fondation avait explosé (Figure 1.8). (ANTON et al,2011)

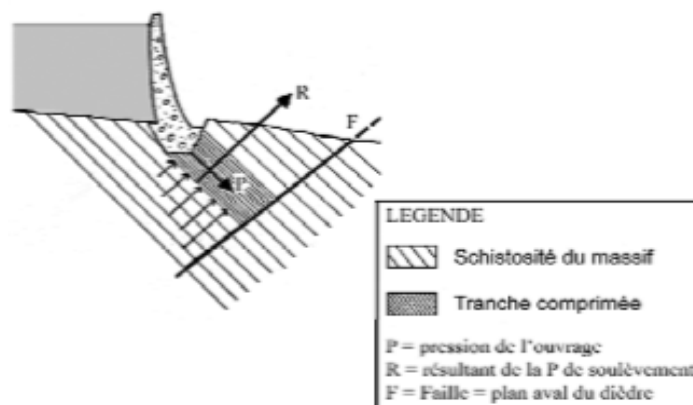
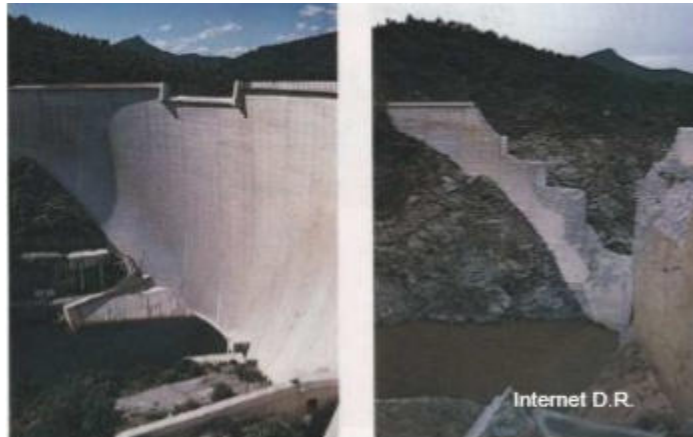


Figure 1.7 : coupe de faille de Malpasset (ministère, 2009)



Figures 1.8 : catastrophe de Malpasset (ministère, 2009)

1.5.1.3 Problème des roches

*Les gneiss :

les gneiss (Figure 1.9)sont des roches métamorphiques transformées en profondeurs par la pression et la température. Ces roches sont très dures et donc cassantes. Cette caractéristique est essentielle car elle est à l'origine des nombreuses failles du massif où a été implanté le barrage et où se sont installées des sous pressions. Ces gneiss sont également fortement dégradés dans la zone du barrage. (ANTON et al,2011)



Figure 1.9: Type de roche gneiss.(ANTON et al,2011)

*La sericite :

C'est silicate naturel (Figure 1.10) appartenant à la famille des micas, très présente dans les massifs hercyniens. Leur structure en feuillets favorise le glissement des couches et donc

l'instabilité des terrains. La présence de sericite est redoutée par tous les constructeurs de barrages. (ANTON et al,2011)



Figure 1.10 : Type de roche sericite.(ANTON et al,2011)

***La mylonite :**

C'est une roche broyée finement (Figure1.11)dans une faille par cisaillement. Dans un massif, la partie mylonitique entre 2 failles est une zone où l'eau peut circuler facilement.



Figure 1.11 : Type de roche mylonite (ANTON et al,2011)

1.5.1.4 Echauffement du béton lors de la prise

Lors de la construction d'un ouvrage aussi massif qu'un barrage-poids, l'échauffement du béton par l'hydratation du ciment peut être considérable et provoquer une fissuration importante de l'ouvrage si des précautions particulières ne sont pas prises. (ANTON et al,2011) alors pour éviter ce problème il faut :

*** Refroidissement naturel :**

Lorsque le barrage est mince, c'est-à-dire jusqu'à 10a 12m d'épaisseur, le refroidissement par les deux parements est suffisamment rapide si les conditions climatiques sont favorable. Dans le cas d'un barrage-poids, l'épaisseur est sensiblement plus importante , hormis à proximité du couronnement. Dans ce cas, le recours à un refroidissement artificiel est recommandé.(ANTON et al,2011)

*** Refroidissement artificiel pendant la prise :**

Une solution pour évacuer la chaleur d'hydratation du ciment constitue à prévoir une circulation d'eau froide dans un réseau de conduite posées au fur et à mesure de l'avancement des travaux et noyées dans le béton frais. Cette mesure de refroidissement artificiel est mise en œuvre sur quasiment tous les chantiers de barrages massifs (à l'exception des barrages BCR), en combinaison avec d'autres mesures. (ANTON et al,2011)

***Emploi de ciment à faible dégagement de chaleur :**

Pour limiter l'échauffement lors de la prise du béton, on utilise souvent des ciments à faible dégagement de chaleur, tels les ciments pouzzolonique ou le ciment au laitier de haut fourneaux. On ajoute aussi dans certains cas une proportion importante de cendres volantes. (ANTON et al,2011)

1.5.1.5 Fissuration du béton pendant la construction :

La fissuration du béton est un processus complexe, lié d'une part aux propriétés mêmes du matériau d'autre part à la géométrie de l'ouvrage ou partie d'ouvrage. Il y a lieu de distinguer l'origine des fissures et leur propagation. La fissuration est souvent provoquée par des tensions d'origine interne. On sait que l'origine des fissures provient de la microfissuration causée dans le béton par le retrait contrarié de la pâte de ciment. La formation par la suite des fissures macroscopique s'explique pour différentes raisons.

Lors du bétonnage, des gradients thermiques se développent dans l'élément massif engendrant des fissures. Celles-ci se manifestent dans les premiers jours, voire semaines, après le bétonnage. Ce sont généralement des fissures de surface, se provoquant dans un plan vertical ou perpendiculaire à la fondation. (ANTON et al,2011)

1.5.1.6 les sous pression

Quelle que soit la qualité du rocher de fondation, l'eau infiltrée va occuper des interstices en exerçant une pression sur les parois. Cette pression joue un rôle important pour la stabilité de l'ouvrage à la surface du contact béton-rocher. Ce rôle ne se limite pas seulement à l'ouvrage, mais peut aussi intéresser la stabilité des fondations ou d'un appui rocheux.

La sous-pression peut se manifester le long d'une surface de glissement potentiel ou au droit d'une cassure géologique.

Il existe donc une pression interstitielle en fondation, le long d'arrêts de bétonnage et de fissures occasionnelles, mais également à l'intérieur du béton qui est poreux. Le problème réside dans le fait de fixer, compte tenu des conditions locales et des dispositions constructives, la forme la plus adéquate de la répartition de la sous-pression. (ANTON et al,2011)

1.5.2 Pendant l'exploitation**1.5.2.1 Problèmes des crues**

Les crues sont des phénomènes qui peuvent être violents et se développer rapidement. Elles sont toutefois très vite repérées. de nombreux ouvrages ont subi des dégâts importants par submersion (dommages au couronnement, érosion des appuis, affouillement au pied aval) qui ont parfois entraîné leur ruine. En conséquence, une sécurité élevée vis-à-vis des crues doit être exigée. (ANTON et al, 2011)

L'expérience a montré que la présence du personnel sur le site est fortement recommandée pour observer le développement de la situation et prendre les mesures qui s'imposent sur place. (ANTON et al, 2011)

***Barrage de Cheurfas (1885) :**

Le barrage de Cheurfas est un barrage en maçonnerie de hauteur 35 m environ. En 1885, une crue emporte l'appui rive droite. Le barrage est reconstruit en allant chercher, en rive droite amont, une fondation calcaire de meilleure qualité.

Après la rupture du barrage de l'oued Fergoug (vallée voisine) en 1927, le barrage des Cheurfas est révisé (et surélevé). Les travaux ont impliqué : des tirants actifs, des injections en fondation et la régénération des maçonneries. (F B de Mas, 1905) (M. GIGNOUX et al, 1955)

1.5.2.2 Problème d'infiltration

Problème des infiltrations à travers les rives et les fondations. L'étude de ce phénomène s'avère prioritaire, car il peut mettre en danger la stabilité du barrage et réduire sa capacité utile. (RATIAT, 2010)

***Barrage de Béni Haroun :**

C'est le cas en particulier du barrage de Béni Haroun, qui se trouve dans la Wilaya de Mila, et qui est considéré comme l'un des plus grands barrages d'Algérie. Ce barrage souffre depuis certains temps d'infiltrations de l'eau, ce qui peut provoquer un risque d'érosion interne. Dans le but de lutter contre ce dernier, l'origine de ces eaux et les travaux d'étanchéités ont été effectués. Les résultats obtenus montrent la complexité de ce mal. Malgré cela, ils permettent de proposer des solutions pour lutter contre ce dernier. (RATIAT, 2010)

Les travaux de confortements qui ont été déjà effectués au niveau du barrage ont préconisé le drainage des eaux d'infiltration pendant l'opération d'injection de la fondation en béton bentonite et qui a permis de réduire les infiltrations à 1.2 m³/s alors qu'elles étaient de 4.5 m³/s. De plus, des opérations d'expertise et d'analyse géologique sont engagées pour maîtriser la situation. (RATIAT, 2010)

1.5.2.3 Problème des fuites d'eau

Le problème des fuites d'eau dans les retenues de barrages (Figure 1.12) préoccupe les services de l'hydraulique. En effet, en plus des pertes en eau précieuse . Il peut même mettre en péril la sécurité des ouvrages et par conséquent présente des menaces sur les biens et les populations se trouvant en aval. (Toumi et al,2003)

*** Barrage de Foum-el-Gherza**

Le barrage de Foum-el-Gherza est l'un des barrages algériens fortement sujets à ce problème épineux. Dans le but de lutter contre ce dernier nous avons entamé une étude appliquée à ce barrage, afin de déterminer les endroits idéaux où des travaux d'étanchéité devront être effectués. Les résultats obtenus témoignent de la complexité du problème. Malgré cela, ils permettent d'une part de dresser une méthodologie nous permettant d'entreprendre l'étude de ce genre de phénomène. D'autre part ils permettent aussi d'ouvrir d'autres axes de recherche sur ce domaine. (Toumi et al,2003)



Figure 1.12 : problèmes de fuite d'eau dans les barrages (Toumi et al,2003)

1.5.2.4 Problème de sédimentation

La sédimentation dans les barrages pose d'énorme problème au niveau du réservoir lui même, mais aussi en amont et en aval du réservoir. Elle entraîne la réduction de la capacité utile du barrage, le blocage des organes de vidange. la sédimentation peut mettre la stabilité de l'ouvrage en danger. Elle peut aussi accélérer l'eutrophisation du lac. les sédiment en suspension dans l'eau distribué par les canaux, a partir des barrages, se déposent dans ces ouvrages, réduisent leur débit et rendent difficile leur exploitation : (SEKLAOUI,2016)

*la réduction de la capacité chaque année le fond vaseux évolue et se consolide avec d'un volume considérable de la retenue.

* La sécurité de l'ouvrage : l'envasement pose un problème sur la stabilité de l'ouvrage. On sait que pour une variation linéaire de la hauteur de la vase, la poussée progresse au carré de la hauteur.

* envasement des canaux d'irrigation : lorsque l'eau d'irrigation est chargée en sédiments, ces particules fines vont se déposer dans les canaux, réduisant leurs sections mouillées. Ceci pose le problème de comblement du réseau des canaux d'irrigation se trouvant à l'aval du barrage.

* l'obturation des organes de vidange : un autre danger présenté par l'envasement est celui du non fonctionnement des organes de vidange de fond.

* Dégradation de la qualité de l'eau : les sédiments véhiculent des produits chimiques provenant en particulier des apports en éléments fertilisants pour les cultures, et se déposant dans les réservoirs entraînant ainsi une dégradation de la qualité de l'eau.

1.5.2.5 Glissement, éboulement

Suite à un glissement de terrain ou un éboulement, mais également à une avalanche, l'arrivée d'une masse importante de matériaux meubles ou rocheux, de neige ou de glace dans une retenue provoque une vague qui, selon le volume de matériaux en jeu et le niveau de la retenue, peut déferler par-dessus le couronnement. Cet événement peut se déclencher rapidement, mais des signes précurseurs sont perceptibles dans le cas où un risque (réactivation d'un glissement, instabilité d'un pan rocheux) a été décelé, on peut procéder à un abaissement partiel ou imposer une restriction d'exploitation afin d'éviter tout débordement par-dessus le barrage. (ANTON et al, 2011)

***Glissement en rive gauche du barrage du Vajont (Italie) :**

Le barrage-voute du Vajont (Figure 1.13) a une hauteur de 265.5m pour une longueur en crête de 190.5m. L'épaisseur au couronnement est de 3.40m et son épaisseur à la base de 22.71m. Le barrage repose sur un joint « pulvino ».

La mise en eau du réservoir a commencé en mars 1960. Durant l'automne 1960, on constata un fluage d'une grande surface de la rive gauche près du barrage et un éboulement superficiel de 700000m³. Le niveau du réservoir a été réduit et le mouvement cessa quelques semaines plus tard. Pendant l'été 1960, le remplissage se poursuivit après l'exécution d'un tunnel by-pass autour de la zone de glissement. Le mouvement a été réactivé lorsque le niveau de la retenue atteignit une cote supérieure de 25 m à la cote atteinte précédemment. Le niveau fut alors réduit et le glissement s'arrêta quelques semaines plus tard. En été 1963, opération de remplissage, ainsi que le mouvement reprit. En octobre 1963, le glissement se transforma en un éboulement soudain d'une masse rocheuse d'environ 250 millions de m³. Elle chassait 40

millions de m³ d'eau qui ont passé 260m au-dessus du barrage pour s'écouler dans la gorge de vallée et détruire 4 villages .le barrage ne s'est pas rompu. . (ANTON et al,2011)

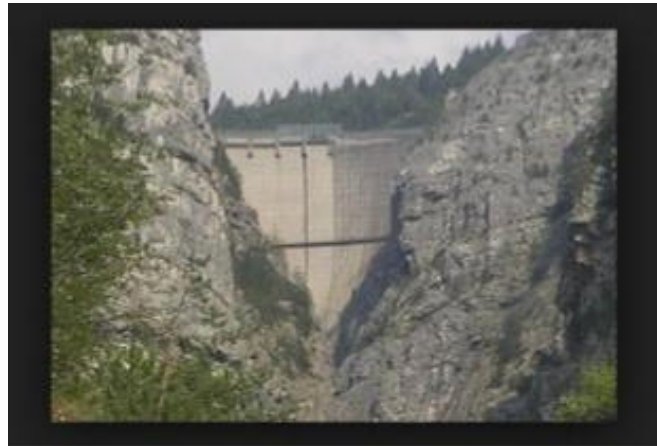


Figure 1.13: barrage du Vajont (Italie).(site internet 2)

1.5.2.6 Fluage et retrait

Le retrait au sens où on l'entend d'habitude, correspond à une perte de volume causée par l'évaporation de l'eau non liée chimiquement (retrait hydrique).il dépend, pour une part, de la température du béton, mais est surtout lié au gradient hydrique qui existe entre le cœur de la structure et sa surface. Alors que le retrait se termine généralement après quelque années sur des ouvrages minces.il peut se manifester encore très longtemps, quoique de façon réduite, sur un ouvrage massif comme un barrage. . (ANTON et al,2011)

1.5.2.7 Vieillissement des rideaux d'injection et des réseaux de drainage

Le vieillissement des rideaux d'injection et des réseaux de drainage d'un barrage poids constitue un cas particulier de mécanisme de dissolution et érosion. Pour les barrages voutes, il peut également relever du mécanisme lié a la faiblesse des fondations au regard des actions prolongées ou répétées, que nous ne développerons pas.

Le vieillissement des rideaux d'injection résulte le plus souvent d'un défaut de conception, en particulier d'une mauvaise adéquation entre les matériaux injectés et l'agressivité des eaux. Cela conduit alors a la dissolution du coulis d'injection par réaction chimique.(Laurent,2011)

Alors la solution est d'améliorer la résistance des coulis de ciment par des additifs minéraux appropriés .Quant au vieillissement des réseaux de drainage, il résulte d'un dispositif inadapté ou mal exécuté (densité de forage profondeur et diamètre des drains, exutoire, etc.) ou du colmatage des drains par dépôt des produits de la dissolution ou de l'érosion des fondations. (Laurent,2011)

1.5.2.8 Dissolution et érosion

dissolution et érosion des matériaux entraînent une diminution de l'étanchéité de la fondation (c'est-à-dire une augmentation de la perméabilité), et par conséquent, une augmentation des infiltrations et des pressions interstitielles. Par ailleurs, l'altération et la perte des matériaux par dissolution et érosion diminuent la résistance mécanique des fondations, pouvant conduire à leur déformation, puis à celle du barrage.

Le processus de dissolution peut être détecté et suivi par l'analyse de l'évolution de la teneur en sels dissous dans les eaux de fuite et par la comparaison avec les concentrations naturelles des eaux de la retenue. Enfin, le mécanisme de dissolution et érosion des fondations se manifeste par augmentation des débits de fuites et de piézométrie. (Laurent, 2011)

***Barrage de la Neste du Louron**

Le barrage de la Neste du Louron est l'un des barrages qui souffrent de ce problème. Il se trouve dans le sud-ouest de la France, il illustre le mécanisme de colmatage du dispositif de drainage sous l'effet de la dissolution du voile d'injection. Il s'agit d'un barrage poids en BCV, construit en 1975 constitué de quatre plots de 16 m de hauteur. Le parement amont est vertical et le fruit aval (rapport de la base sur la hauteur) est de 0.85. L'ouvrage est fondé sur une roche fracturée composée de schistes compacts, renforcée par un rideau d'injection. En aval de ce dernier, un dispositif de drainage est composé de cinq drains forés (diamètre 76 mm) débouchant dans une galerie de visite. (Laurent, 2011)

1.5.2.9 Séismes

Les accidents de barrages liés à des séismes sont rares. Les accidents les plus importants concernent les ouvrages en remblai, intrinsèquement plus sensibles au séisme que les barrages en béton.

Ce bon comportement peut s'expliquer intuitivement par le fait que les barrages sont des structures massives intrinsèquement dimensionnées pour résister à des efforts horizontaux importants (poussée de la retenue), à la différence des structures de génie civil habituelles qui sont conçues pour reprendre essentiellement des efforts verticaux. (MEDDE, 2014)

***Barrage de Sefid Roud :**

Les séismes ont provoqué de la fissuration plus ou moins importante ayant occasionné des fuites d'eau aux barrages de Sefid Roud en Iran (1990) (Figure 1.14) et barrage de Liyutan en Taiwan (1999). Ces exemples viennent justifier les études de stabilité sismique préventive devant être effectuées sur les barrages. Lorsque le barrage ne satisfait pas les critères de stabilité sismique pour la région dans laquelle il se trouve, ce dernier doit faire l'objet d'un renforcement. (MEDDE, 2014)

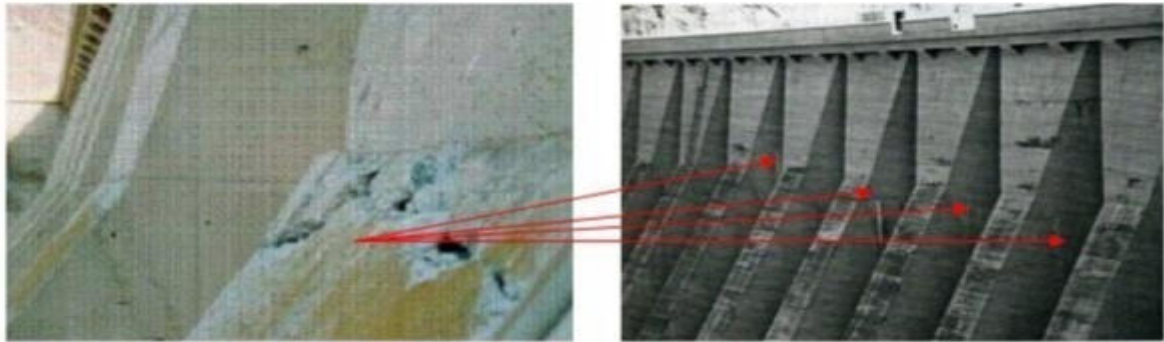


Figure 1.14 : Barrage de Sefid Rud (Iran) – Fissures en tête des contreforts.

(LOMBARDI,2011)

1.5.2.10 Sabotages (menaces infra guerrières)

Un acte de sabotage est une opération généralement planifiée et menée par des spécialistes. Il peut entraîner des dégâts limités, parfois importants, sans toutefois conduire à la ruine d'un ouvrage. Pour se prémunir contre d'éventuels actes de sabotage, il s'agit de faire preuve de vigilance, notamment en exerçant une surveillance des accès. Cette surveillance peut s'exercer par exemple au moyen de caméras TV ou d'un système d'alarme par rayons lumineux.

(ANTON et al,2011)

***Le barrage Mohne:**

C'est un barrage poids en maçonnerie de hauteur 41 m, construit en 1908-1913. La largeur en crête est 6 m (35 m à la base). Une bombe a atteint l'objectif, créant une brèche de « 25 m de diamètre ». On peut penser que l'effet du bombardement a été de détruire l'étanchéité amont, amorçant une fissure qui a ensuite modifié le profil des pressions interstitielles dans le barrage, ou saturé le réseau de drainage. (ANTON et al,2011)

1.6 Conclusion

Les barrages poids en maçonnerie, malgré leur très bonne performance, apparaissent réservés aux contextes où la main- d'œuvre est abondante, le barrage poids en béton classique ne se justifie en général que pour les barrages comportant des ouvrages hydrauliques complexes, en particulier les barrages mobiles, le barrage poids en BCR s'impose comme une solution économique et sûre, dès que le volume de béton dépasse 35 à 40 000 m³, Le respect des critères de choix du type de barrage cités dans ce chapitre vont nous permettre d'opter pour un cas correspondant aux différentes données du site disponible. Le problème des fondations est l'un des principaux problèmes liés au barrage en béton. Elles doivent, d'une part être capable de reprendre les forces transmises par le barrage et, d'autre part, servir de barrière à l'eau sur les flancs et en profondeur. Dans ce milieu naturel, il y a lieu de prendre en compte la direction et le pendage des couches, l'orientation de la fracturation, la nature du remplissage entre les couches ainsi que dans les fissures et faille.

Le bon comportement des barrages en béton au séisme peut s'expliquer intuitivement par le fait que les barrages sont des structures massives intrinsèquement dimensionnés pour résister à des efforts horizontaux importants (poussée de la retenue), à la différence des structures de génie civil habituels qui sont conçus pour reprendre essentiellement des efforts verticaux.

3.1 Introduction

Les barrages représentent des systèmes constructifs complexes à caractères économique et stratégique importants. Leur rupture, sous l'effet des séismes, est en général accompagnée par des conséquences dramatiques sur le double plan, humain et matériel. L'évaluation de la sécurité des barrage-poids en béton soumis aux excitations sismiques est vraiment très complexe.

La prévision de la réponse dynamique d'un barrage-poids en béton constitue un défi important. Ceci dépend de son interaction avec le réservoir d'eau. Le but principal de ce travail est de simuler son comportement en termes de déplacements pour vérifier la stabilité dans le barrage ainsi de déterminer les déformations et les surpressions interstitielles qui peuvent se développer dans la fondation schisteuse du barrage et d'identifier les zones plastifiées sous la charge piézométrique et l'écoulement.

durant un séisme en utilisant la MEF à l'aide du logiciel PLAXIS. compte tenu de l'interaction fluide-structure, l'effet de la pression hydrodynamique est considéré selon l'approche de masse ajoutée proposé par Westergaard.

Un barrage poids de profil géométrique et de caractéristiques mécaniques proches de Tabellout, situé dans la Wilaya de Jijel en Algérie est investigué dans la présente étude.

3.2. Présentation de l'ouvrage

Le cas étudié consiste à analyser le comportement d'un barrage de profil géométrique et des caractéristiques mécaniques assez proche de Tabellout, cet ouvrage hydraulique, le cinquième du pays en matière de capacité de stockage de l'ordre de 294 millions de m³, est situé dans la wilaya de Jijel, le long de la côte Est du pays, à un peu plus de 350 km d'Alger. Important maillon du système de transfert des eaux vers les hauts plateaux, cet ouvrage est un barrage poids de un million de m³ de béton compacté au rouleau (BCR).

3.3Présentation du cas étudié

Le cas étudié consiste à analyser le comportement d'un barrage poids en béton de profil triangulaire avec un parement amont vertical avec une hauteur de 115 mètres et une base de longueur 170 mètres, reposant sur une couche rocheuse de schiste ayant une épaisseur de 115 mètres (figure 3.1).

On s'intéresse à l'étude des problèmes mécaniques tels que le déplacement total , déplacement horizontal, déplacement vertical (tassement), Les zones plastifiées ,La rupture et le coefficient de sécurité ainsi que les problèmes hydrauliques dans le cas de fonctionnement normal tels que la pression interstitielle active, la charge piézométrique, et l'écoulement. .

Deux cas sont pris en considération; premièrement on fait un calcul à l'état sec du barrage (fin de construction) et par la suite, on refait les mêmes étapes de calcul en prenant en compte l'effet de l'eau dans la retenue.

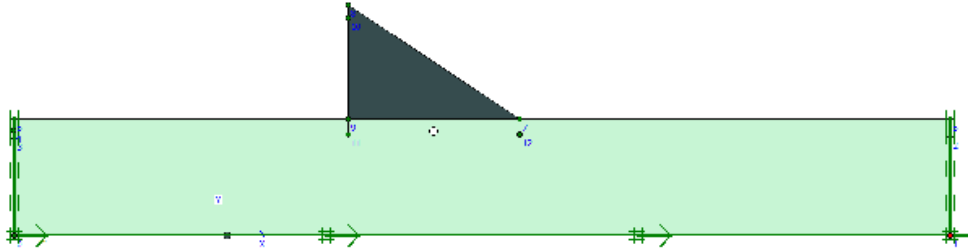


Figure 3.1: Géométrie du modèle et conditions aux limites mécaniques

3.4 Données du modèle.

La figure 3.2 présente le maillage utilisé dans la modélisation numérique. Les caractéristiques hydrauliques et mécaniques du matériau de remblai et du sol de fondation sont indiquées dans le tableau 3.1

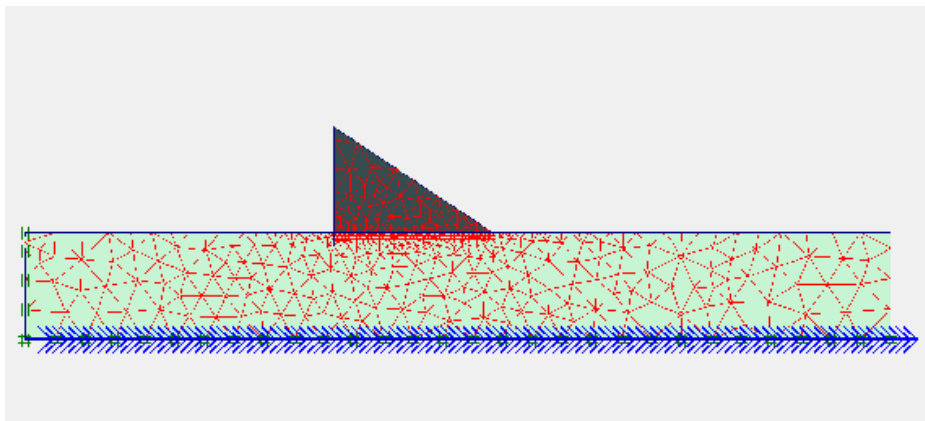


Figure 3.2: Maillage utilisé

Tableau 3.1 : Caractéristiques hydrauliques et mécaniques du matériau du barrage et de sa fondation.

Matériau	Module d'élasticité KPa	Coefficient de Poisson	Poids volumique kNg/m3	Angle de frottement [°]	Perméabilité	Cohésion KN/m²
Barrage	$3 \cdot 10^7$	0.25	23	40	/	10^4
Fondation	$3 \cdot 10^5$	0.25	27.8	29	$2.31 \cdot 10^{-7}$	250

3.5 Procédure de calcul

Le calcul est effectué en deux étapes, correspondant respectivement à la fin de construction du barrage, puis au fonctionnement normal (réservoir plein d'eau), et par la suite, on applique la méthode dynamique avec un séisme réel (séisme amorti et non amorti) et la méthode pseudo-statique. Le mécanisme de déplacement du barrage peut être considéré comme un problème de déformation plane. On a utilisé le modèle de comportement de Mohr-Coulomb.

3.6 Résultats de la simulation numérique

3.6.1 Etat statique

3.6.1.1 cas fin de construction

*Dans ce cas (cas de référence) les déplacements horizontaux, verticaux et totaux sont présentés dans le tableau 3.2 suivant :

Tableau 3.2: les déplacements du barrage cas de Fin de construction (sans séisme)

Etat	Deplacement	Total (m)	Horizontal(m)	Vertical (m)
statique	Fin de construction	1,19	-0,361	1,13

On remarque d'après les résultats (figure 3.3, 4, 5) obtenus que le déplacement vertical est important et égal à 1.13m tandis que le déplacement horizontal est négligeable (-0.13m). Le signe (-) indique que le déplacement s'effectue de l'aval vers l'amont. Dans ce cas, il est normal que le tassement soit dominant car les charges horizontales(eau et vent) ne sont pas prises en considération.

Le déplacement total est important et égal à 1,19m.

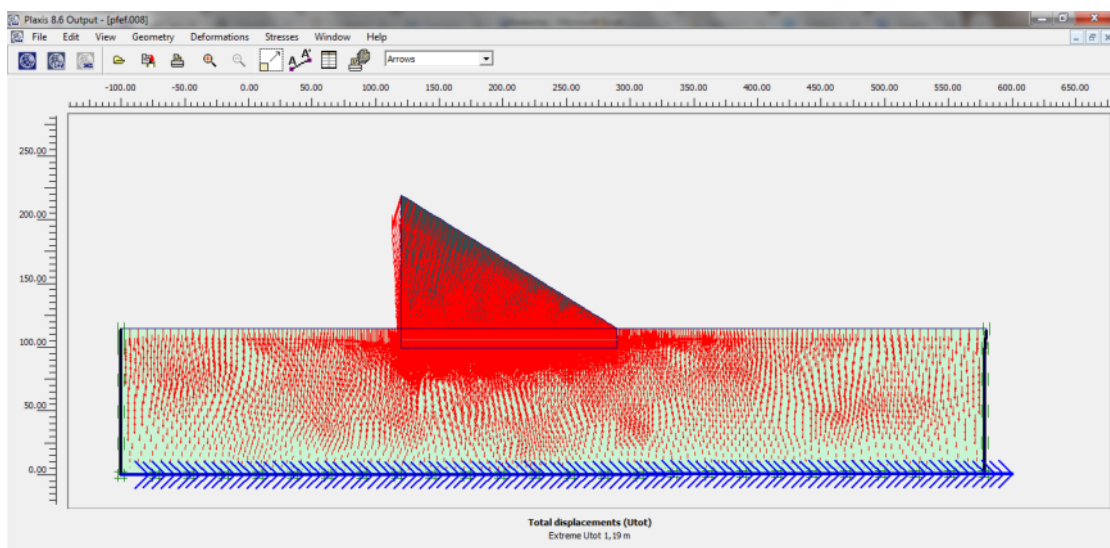


Figure 3.3: Déplacement total

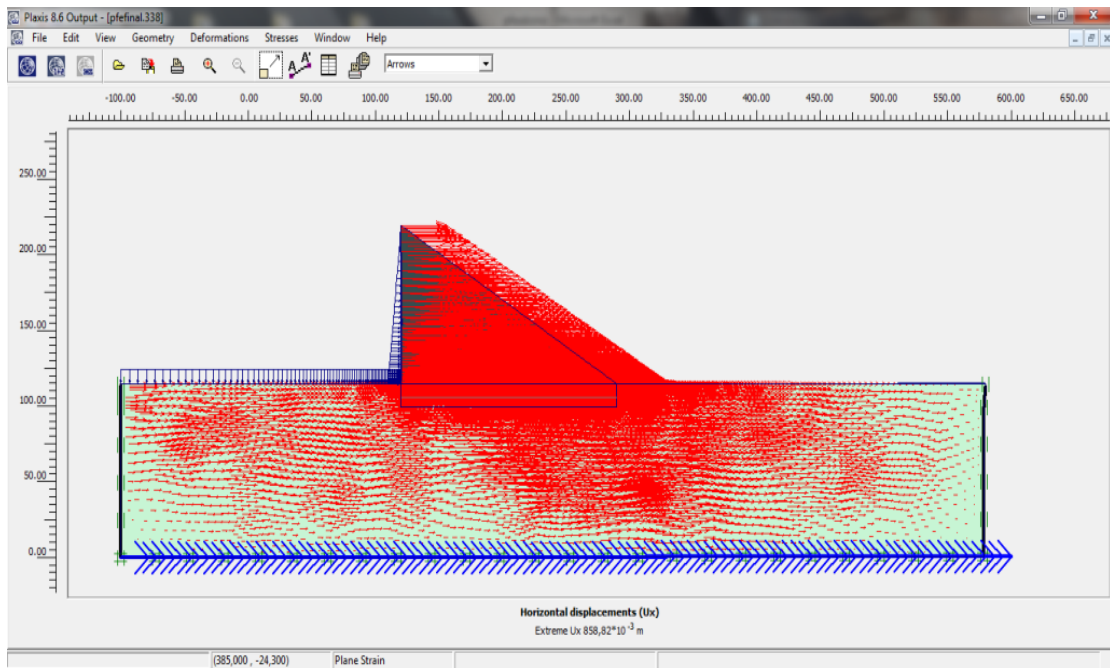


Figure 3.4: Déplacement horizontal

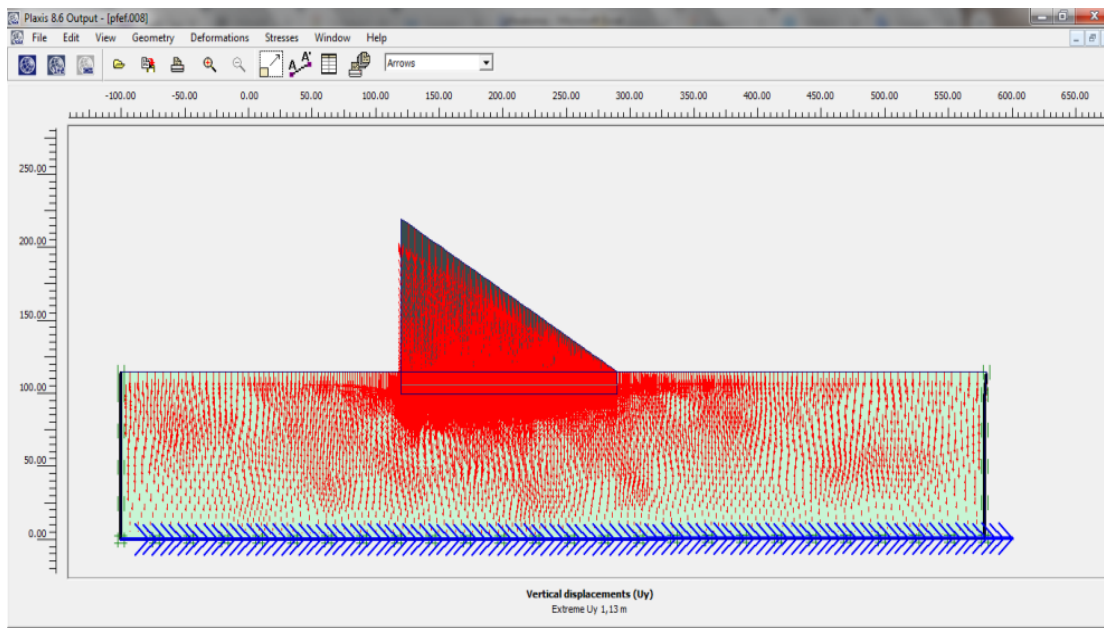


Figure 3.5 :Déplacement vertical

Le coefficient de sécurité calculé est de 3.2544 alors le barrage est stable malgré les déplacements s importants.

Selon la figure 3.6 que les point plastifiés se trouvent dans le pied amont du barrage sur lequel s'appuie le barrage (le centre de gravité du poids est plus proche de l'amont).

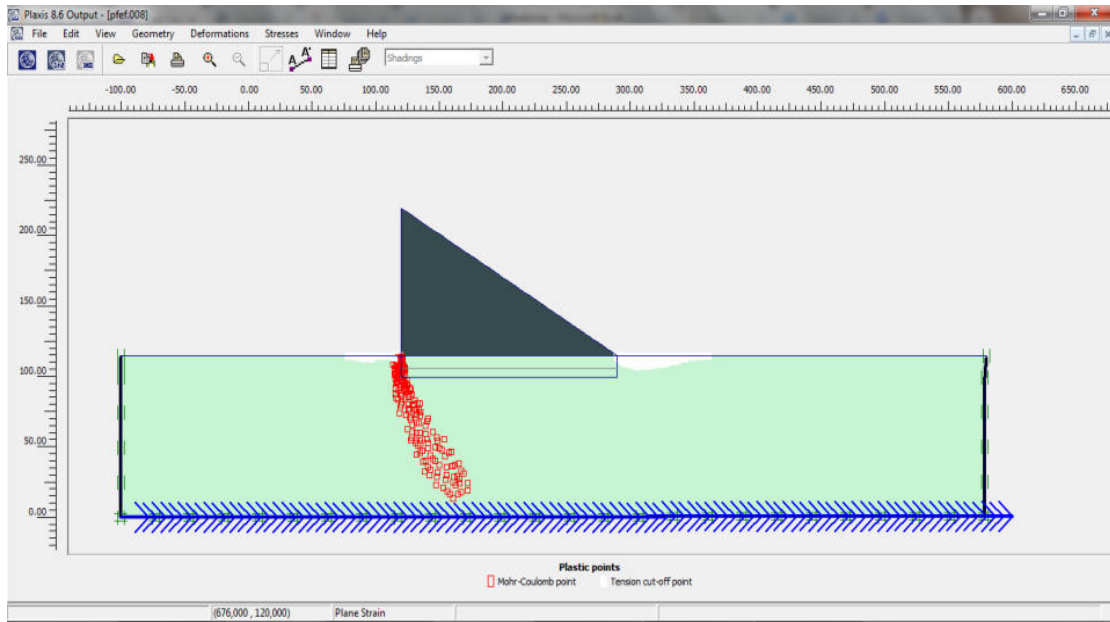


Figure 3.6 : Zones plastifiées

3.6.1.2 Cas de fonctionnement normal

Les différents déplacements du barrage sont récapitulés dans le tableau 3.3 suivant .

Tableau 3.3: Déplacements du barrage cas de fonctionnement normal (sans séisme)

Etat statique	Déplacement (m)	Total	horizontal	Vertical
	fonctionnement normal		0,791	0,284

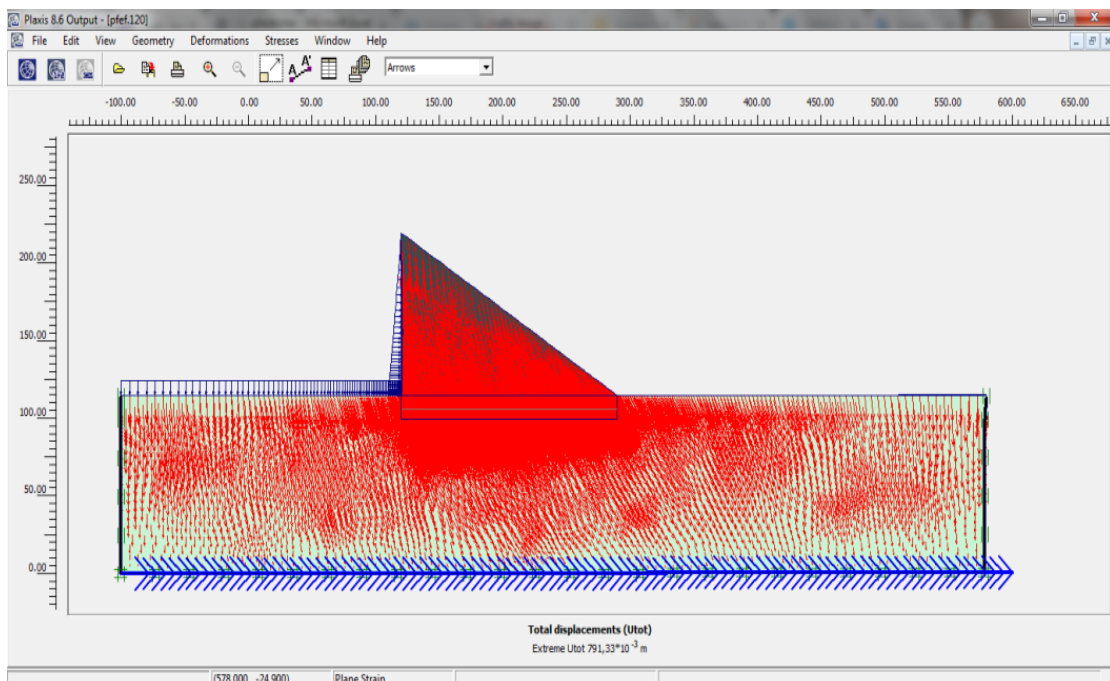


Figure 3.7 : Déplacement total

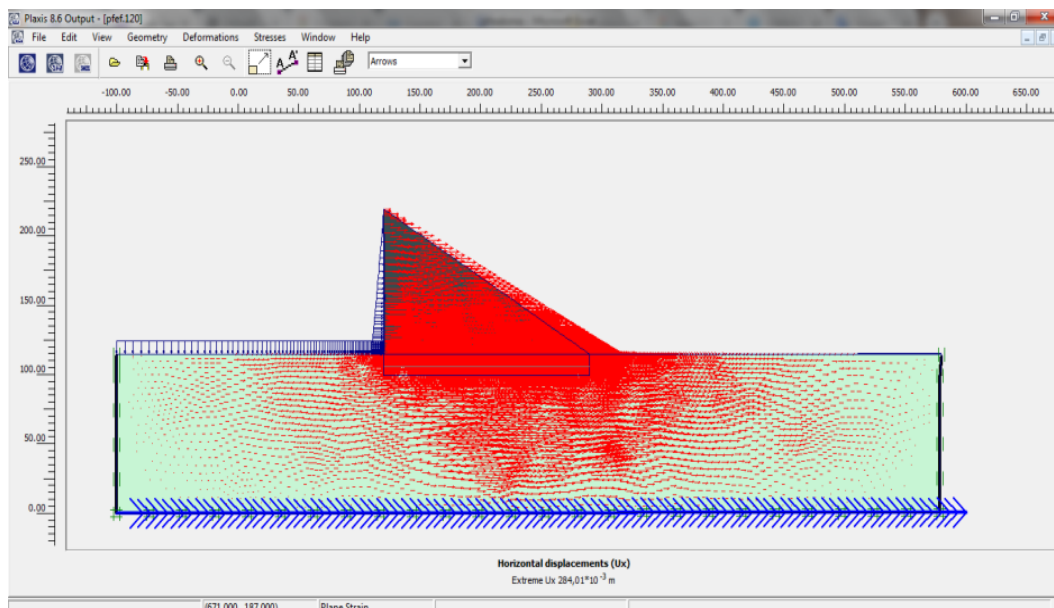


Figure 3.8: Déplacement horizontal

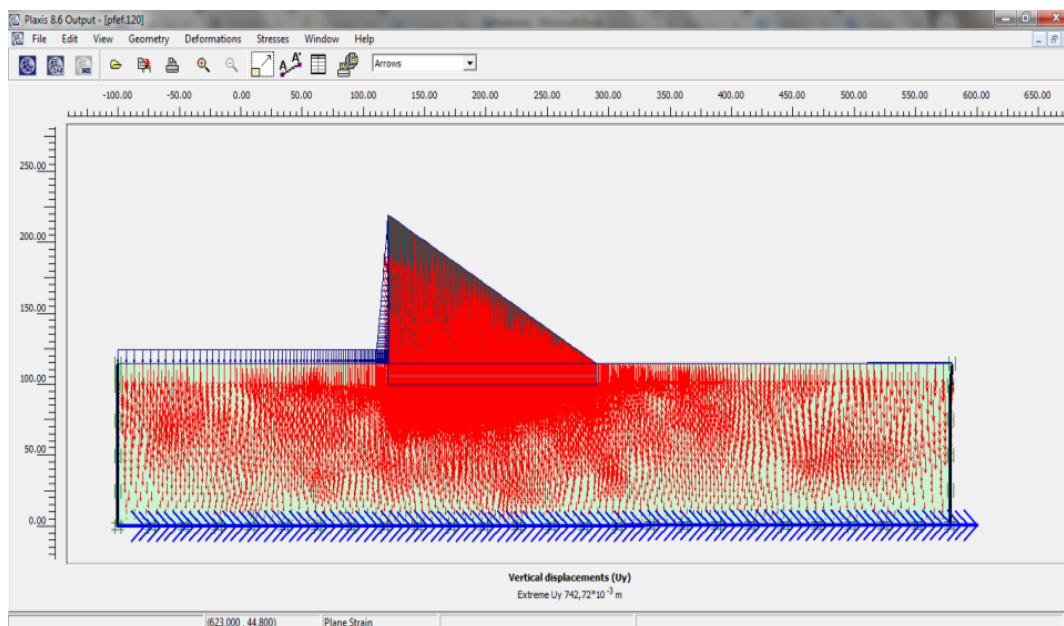


Figure 3.9: Déplacement vertical

Dans le cas de fonctionnement (Figure 3.7, 8,9), le déplacement vertical est moins important et égal à 0,742m à cause du gonflement des grains du sol sous l'action de l'eau. le déplacement horizontal change de direction et s'oriente de l'amont vers l'aval à cause de la poussée hydrostatique de l'eau sur la face amont du barrage et atteint la valeur de 0,284m. Le déplacement total est moins important et égal à 0,791. Le barrage perd une partie de sa stabilité à cause la pression hydrostatique. Le coefficient de sécurité est de 1.9326

- La figure 3. 10 visualise les points plastifiés du barrage dans son pied amont.

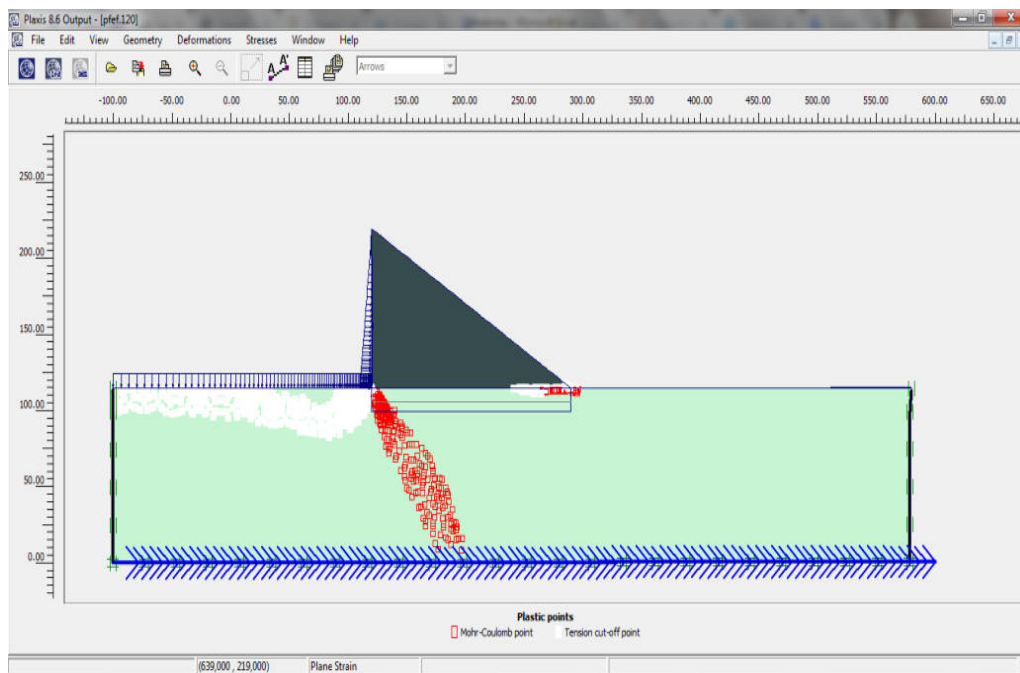


Figure 3.10: Zones plastifiées

Dans le cas de fonctionnement normal, Les zones plastifiées apparaissent aussi au pied aval du barrage.

3. 6.2 Etude pseudo statique

D' après Degoutte (1997), la méthode pseudo-statique est la méthode la plus généralement utilisée dans le cas des petits et moyens barrages. L'influence du séisme est représentée par un coefficient sismique horizontal K_h , revenant à appliquer un effort moteur horizontal supplémentaire $K_h.W$ au centre de gravité du volume en glissement potentiel et de poids total W . Les efforts résistants mobilisés sont ceux estimés à partir de la résistance statique (tels que définis dans l'étude de stabilité sans séisme). Le plus souvent, on n'utilise pas de coefficient sismique vertical K_v (l'introduction de l'effort supplémentaire $K_v.W$ conduit à un effort moteur supplémentaire dans le cas d'une accélération dirigée vers le bas). Cette méthode nécessite le choix d'un coefficient sismique, ce qui demeure empirique. Les valeurs minimales recommandées du coefficient de sécurité F_s en séisme sont généralement $F_s > 1,1$ en régime permanent et $F_s > 1,0$ dans les autres cas. En se basant sur une étude sur le nouveau document technique réglementaire DTR BC 248 concernant les règles parasismiques algériennes (RPA99/Version2003), élaboré par le CGS (centre de recherches appliquées au génie parasismique), qui divise le territoire national en quatre zone croissante, le site étudié se situe dans la zone II à qui correspond à une région de moyenne séismicité. Connaissant le groupe d'usage auquel appartient notre ouvrage (groupe 1B), on peut aisément déduire le coefficient d'accélération séismique α dont il faut tenir compte dans les calculs relatifs à l'ouvrage. Selon le règlement parasismique algérien le coefficient d'accélération séismique est $\alpha=0,2$.

3. 6.2.1 Cas de fin de construction

Le tableau III.4 résume l'ensemble des déplacements du barrage

Tableau 3.4: les déplacements du barrage état Pseudo statique (cas de Fin de construction)

	Déplacement (m)	Total	Horizontal	Vertical
Pseudo statique				
	Fin de construction	0,44876m	0,4487	0,07311m

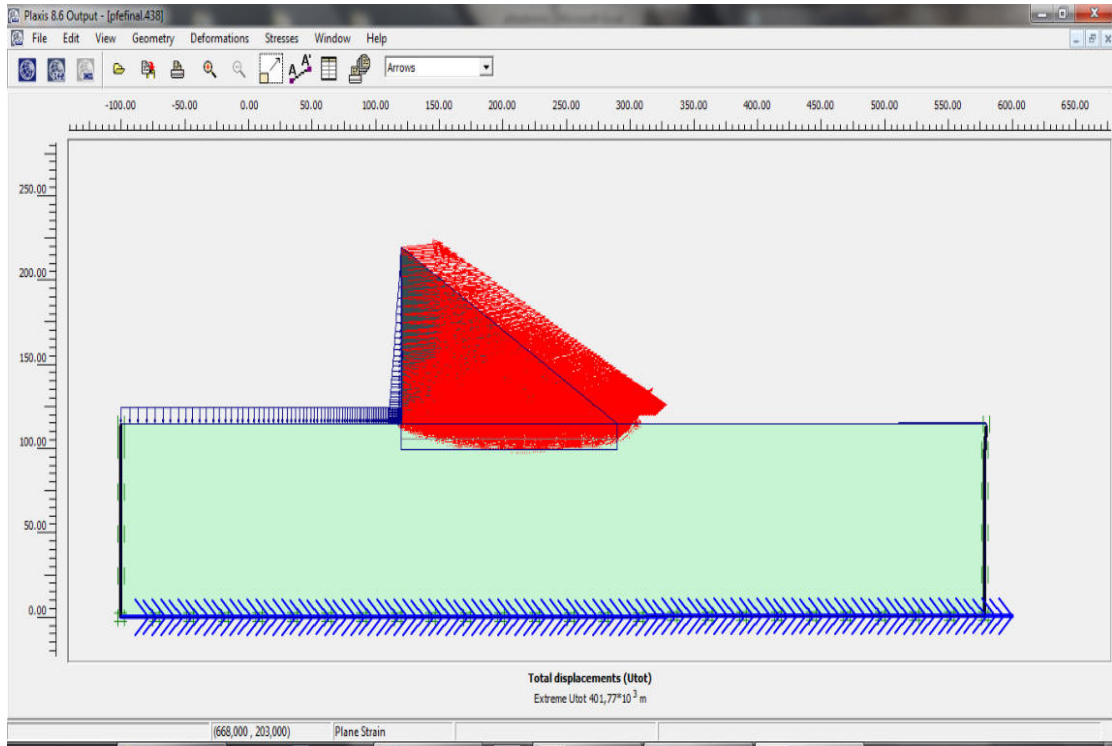


Figure 3.11: Déplacements totaux du barrage

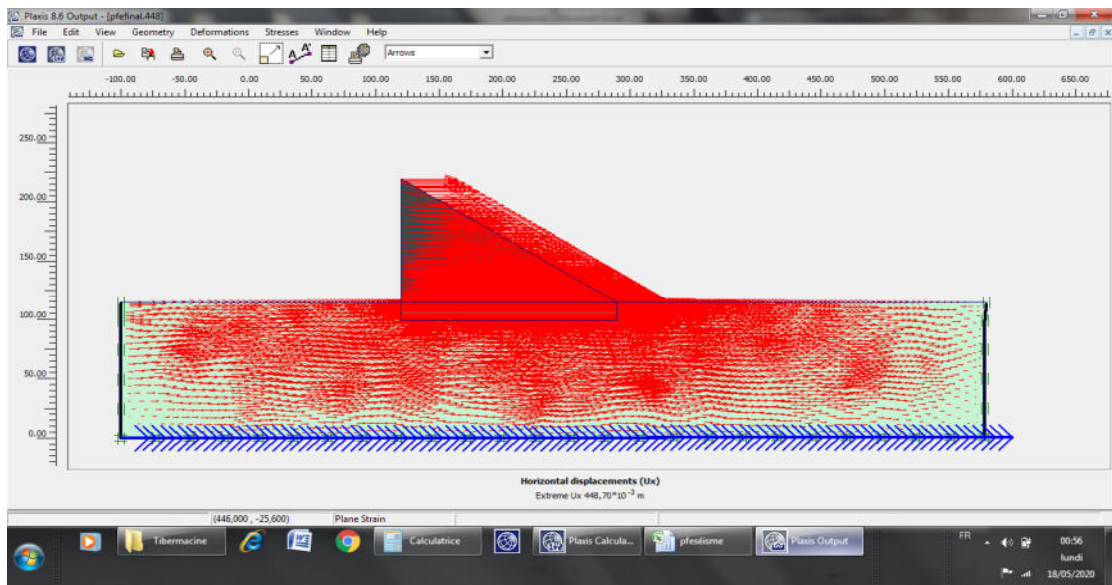


Figure 3.12: Déplacements horizontaux du barrage

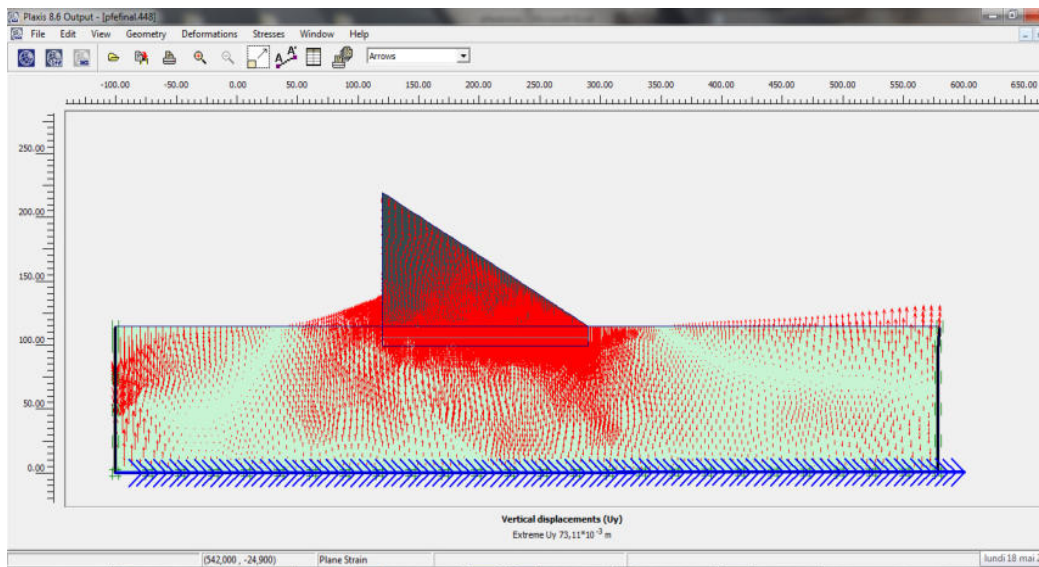


Figure 3.13: Déplacement vertical

Dans le cas de fin de construction (figures 3.11, 12, 3), le déplacement vertical est négligeable et égal à $0,07311\text{m}$. le déplacement horizontal change de direction et s'oriente de l'amont vers l'aval à cause de la force du séisme de même direction et sa valeur est de $0,4487\text{m}$. Le déplacement total est moins important et égal à $0,44876\text{m}$. Le barrage perd une partie de sa stabilité à cause la force sismique déstabilisatrice. le coefficient de sécurité est égal à $2,3337$.

La figure 3.14 montre les zones plastifiées qui apparaissent aux pieds amont et aval du barrage. On remarque aussi l'effet du séisme sur la frontière gauche du modèle. .

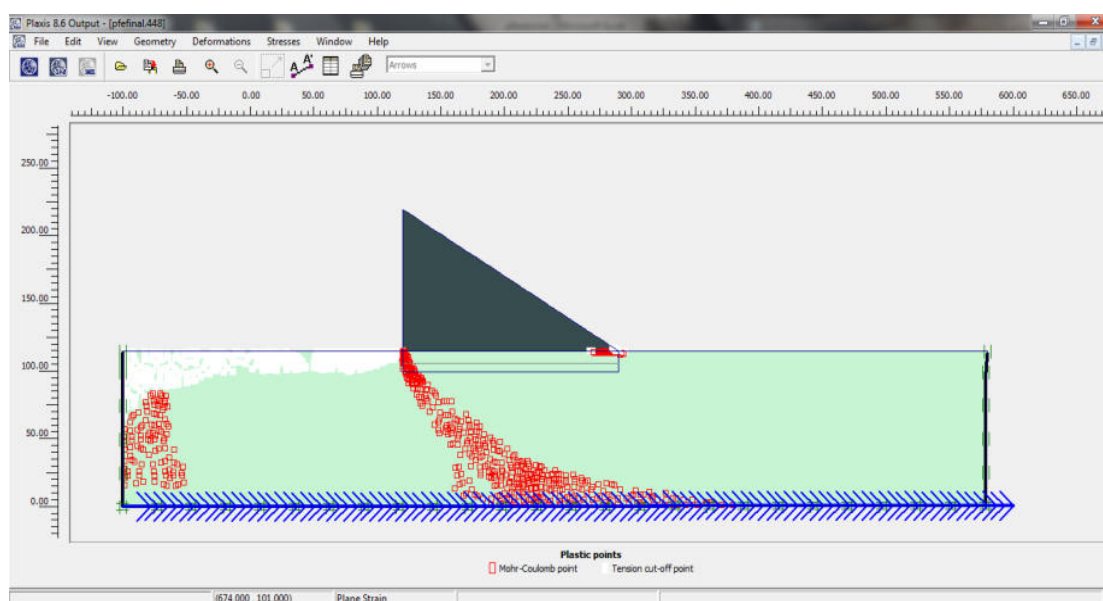


Figure 3.14: Points plastifiés du barrage

3. 6.2.2 cas de fonctionnement normal

Les valeurs calculées des déplacements dans le cas de régime normal se trouvent dans le tableau 3.5

Tableau 3.5: Déplacements du barrage à l'état Pseudo statique (cas de fonctionnement normal)

Pseudo statique	Deplacement	Total	Horizontal	Vertical
	fonctionnement normal		0,44876m	0,4487

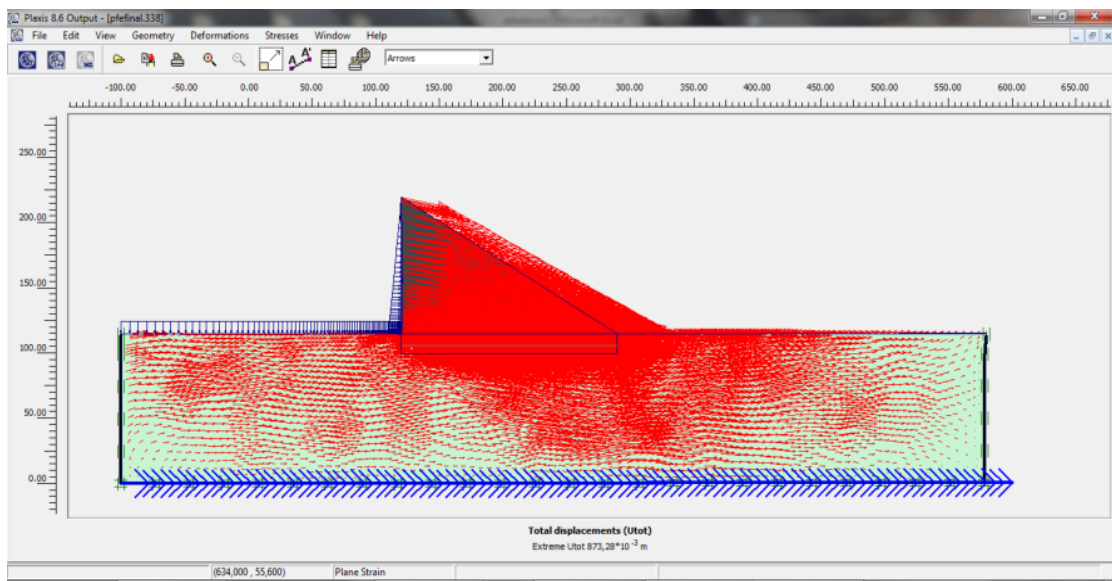


Figure 3.15: Déplacements totaux du barrage

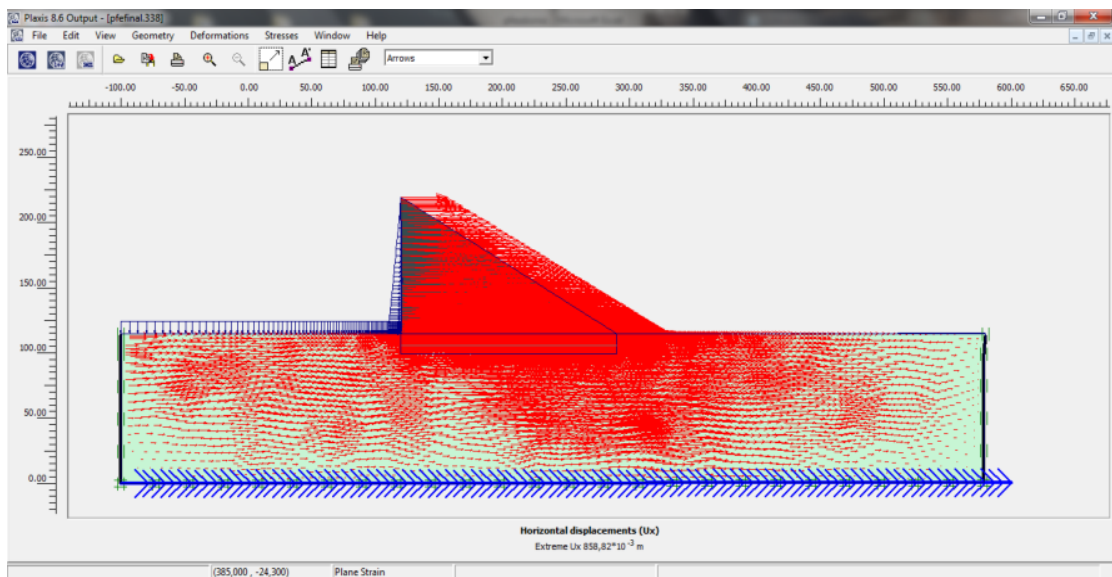


Figure 3.16: Déplacements horizontaux du barrage

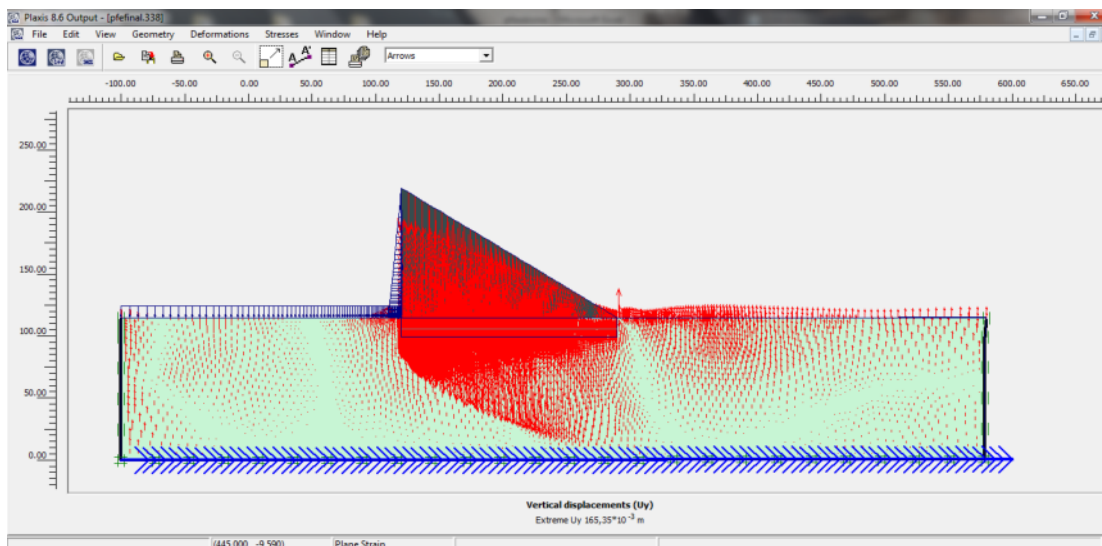


Figure 3.17: Déplacements verticaux du barrage

Dans le cas de fonctionnement (figures 3.15, 16, 17), les résultats montrent que pour une accélération horizontale de 0,2 g le déplacement vertical est moins important par rapport aux cas sans séisme et égal à 0,165m. le déplacement horizontal change de direction et s'oriente de l'amont vers l'aval à cause de la poussée hydrostatique de l'eau et de la force sismique sur la face amont du barrage et atteint sa valeur maximale de 0,858m. Le déplacement total est de l'ordre de 0,873.

Le barrage perd une partie importante de sa stabilité car il est soumis à deux forces déstabilisatrices. Le coefficient de sécurité est le plus faible et atteint 1.1281. On peut dire que notre barrage est stable selon le code algérien. Le mode de rupture est le glissement.

la figure 3.18 montre les zones plastifiées dans le barrage se trouvent le long de sa base et dans sa fondation à cause de la double action de l'eau et du séisme.

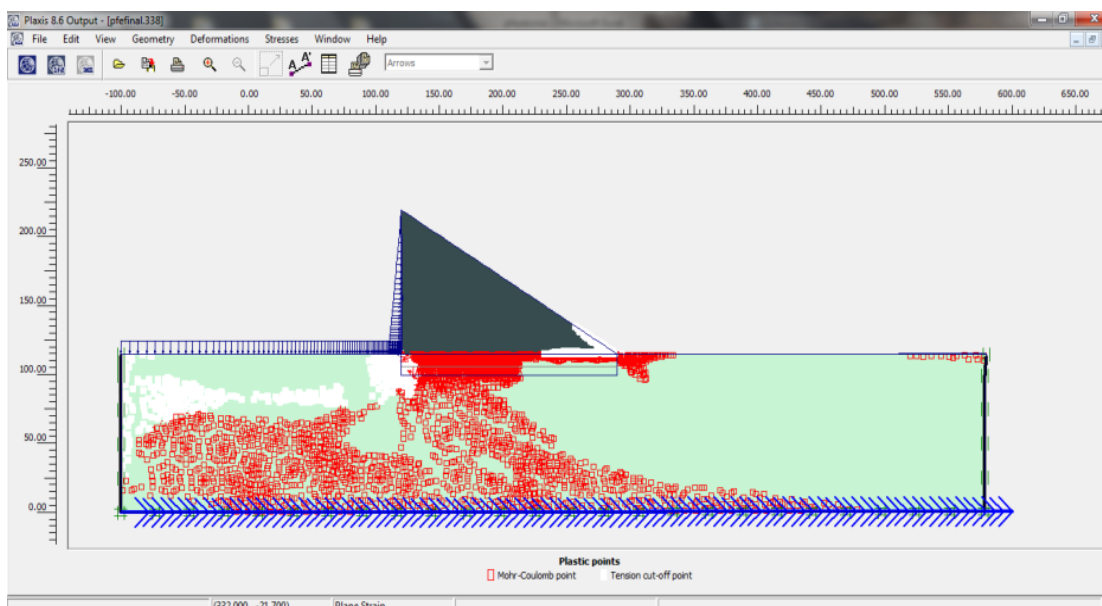


Figure 3.18: Zones plastifiées

3.6.3 Cas dynamique

Pour ce problème, on a considéré que le modèle est excité par une composante du séisme de Californie 1990, d'une magnitude de 5.4 et d'un pic d'accélération de 0.239 m/s^2 dans le sens horizontal dirigé de l'amont vers l'aval. La figure 3.19 montre l'historique de la composante d'accélération.

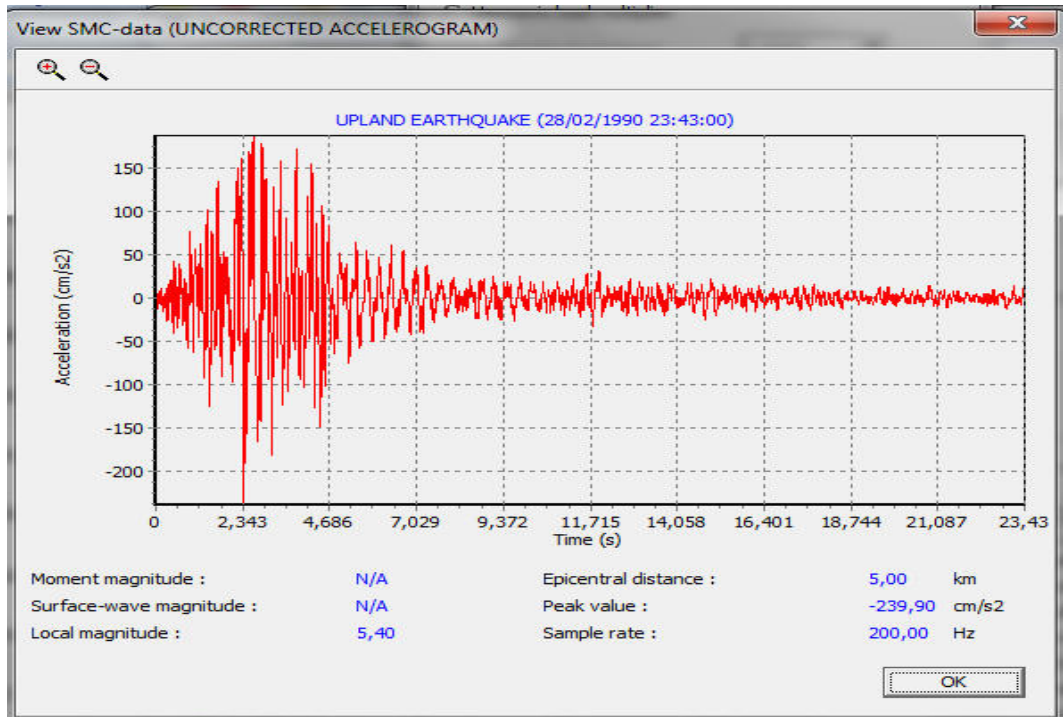


Figure 3.19: Présentation de l'accélération du séisme de Californie 1990 (Plaxis)

3.6.3.1 Séisme non amorti

3.6.3.1.1 Cas fin de construction

Dans le cas d'un séisme non amorti, les déplacements sont récapitulés dans le tableau 3.6

Tableau 3.6: Déplacements du barrage avec Séisme non amorti cas de Fin de construction

Séisme non amorti	Deplacement	Total	horizontal	Vertical
	Fin de construction		0,01962	0,01195

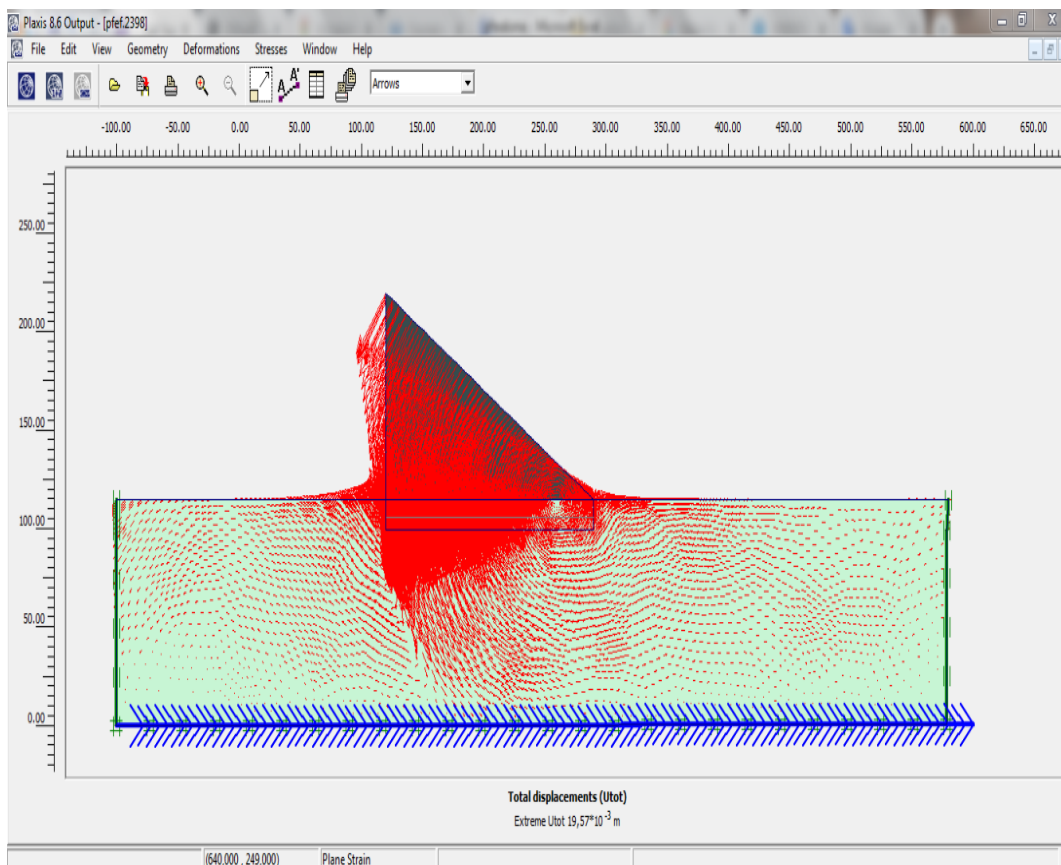


Figure 3.20 : Déplacements totaux du barrage

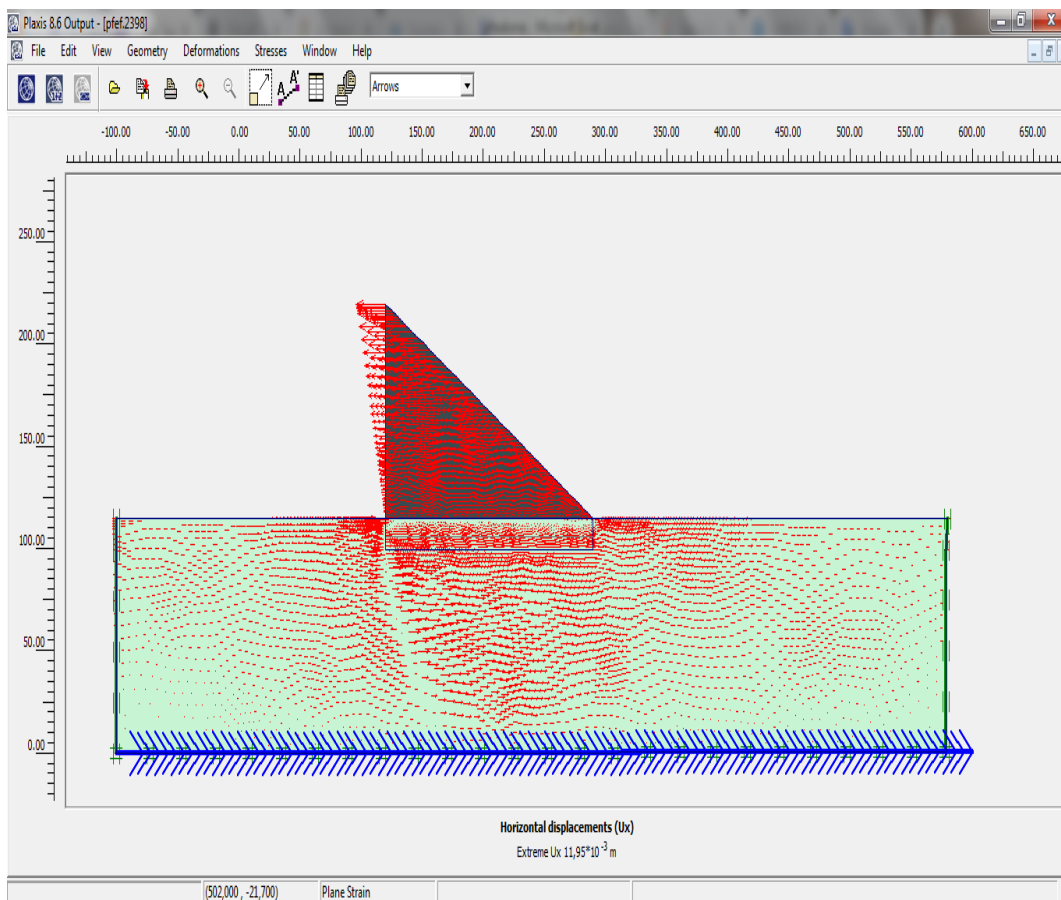


Figure 3.21: Déplacements horizontaux du barrage

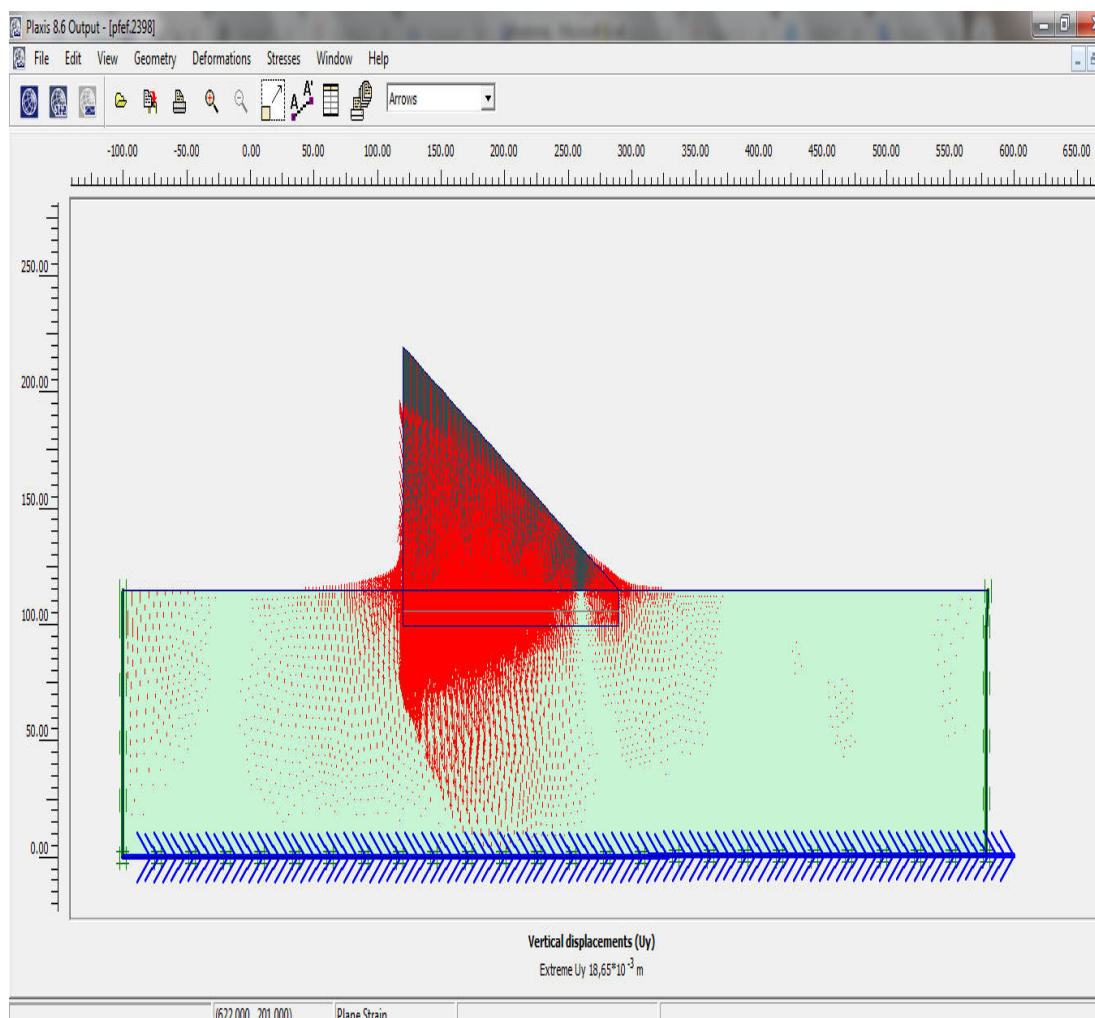


Figure 3. 22 : Déplacements verticaux du barrage

Dans le cas de fin construction (figures 3.20, 2, 22), les résultats montrent que la méthode dynamique donne des déplacements verticaux très faibles par rapport aux cas sans séisme et d'une valeur d'ordre centimétrique (inférieur à 2cm à cause de la force sismique.

Le barrage ne perd pas sa stabilité car la force sismique s'oppose au poids propre du barrage. Le coefficient de sécurité est légèrement plus grand et atteint 3.2566. On peut dire qu' à sec notre barrage est plus stable.

On constate que les zones plastifiées ont largement diminué.

3.6.3.1.2 Cas de fonctionnement normal

Le tableau 3.7 montre les déplacements du barrage

Tableau 3.7: Déplacements du barrage avec Séisme non amorti cas de Fonctionnement normal.

Séisme non amorti	Déplacement (m)	Total	Horizontal	Vertical
	Fonctionnement normal		0,0377	0,03655

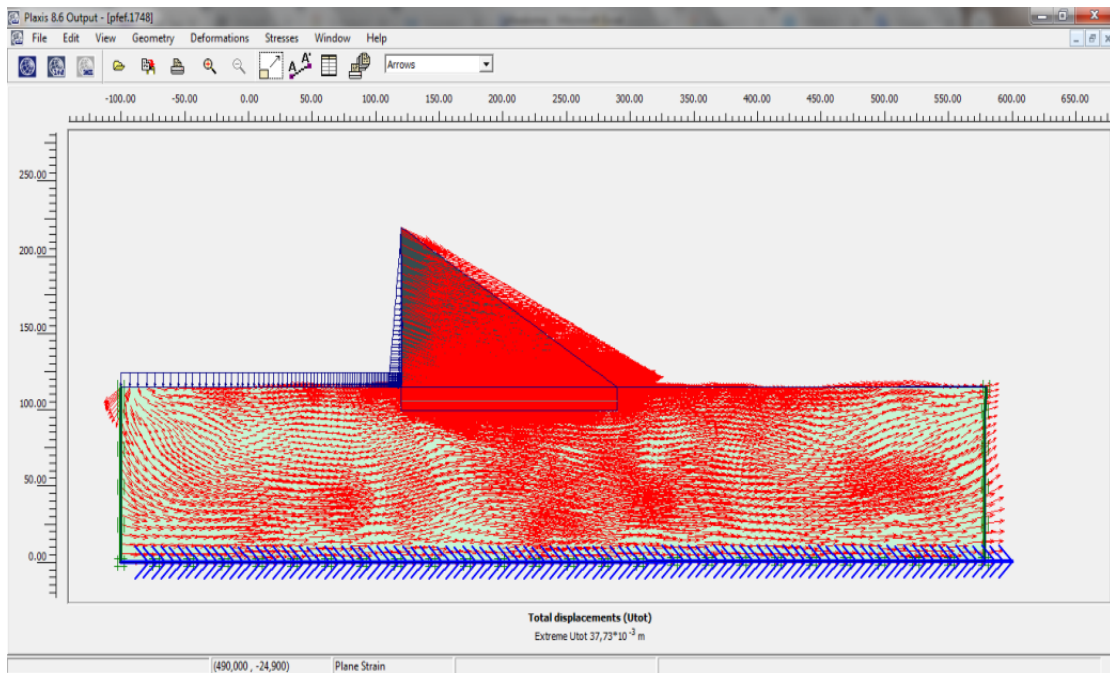


Figure 3.23: Déplacements totaux du barrage

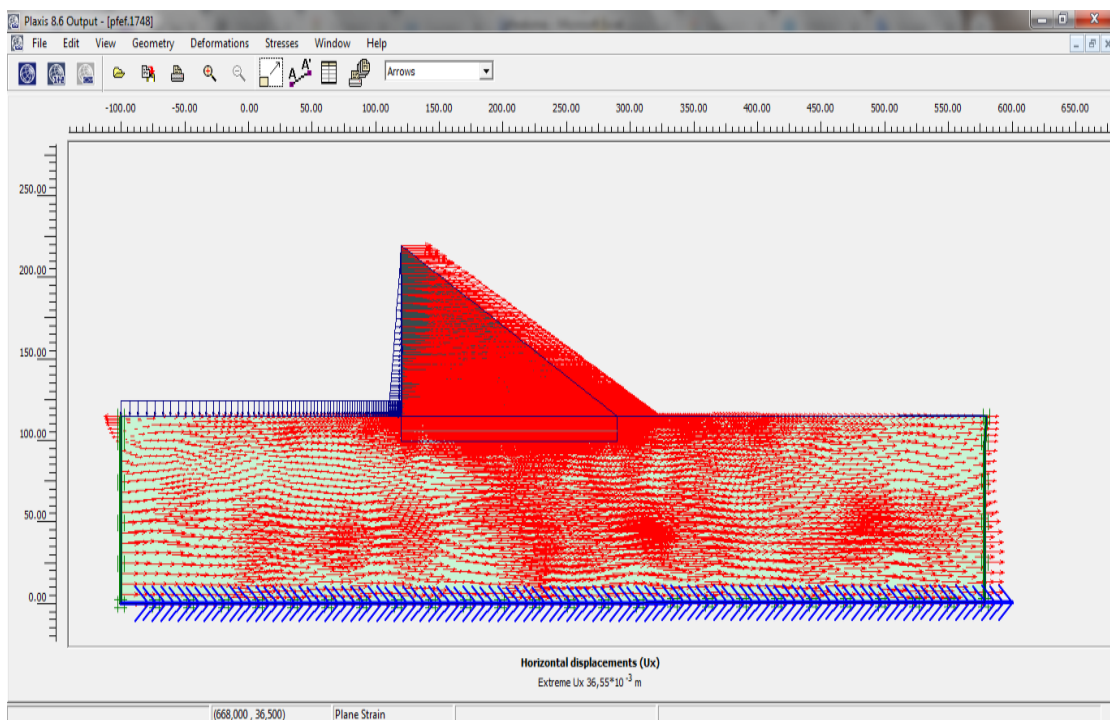


Figure 3.24: Déplacements horizontaux du barrage.

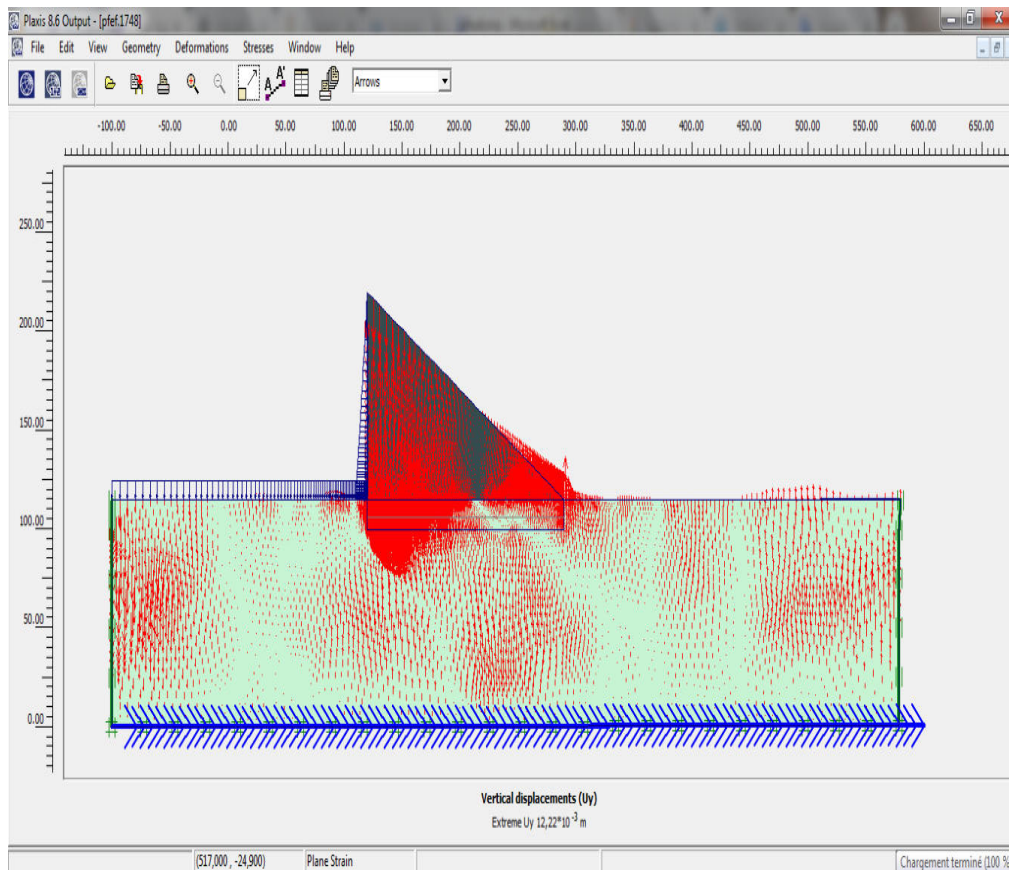


Figure 3.25 : Déplacements verticaux du barrage.

Dans le cas de fonctionnement normal (figures 3.23, 24, 25), les résultats montrent que pour le séisme réel qu'on a appliqué, le déplacement vertical est négligeable par rapport aux cas sans séisme et d'une valeur de 1.2cm. le déplacement horizontal est dominant à cause de la poussée hydrostatique de l'eau et de la force sismique sur la face amont du barrage et atteint une valeur de 0,0365m. Le déplacement total est de l'ordre de 0,873.

Le barrage perd une partie importante de sa stabilité car il est soumis à deux forces déstabilisatrices. Le coefficient de sécurité est de 1.9297. Le mode de rupture est le glissement.

*la figure 3.26 visualise biens la zone plastifiée du barrage qui se trouve seulement au pied aval du barrage,

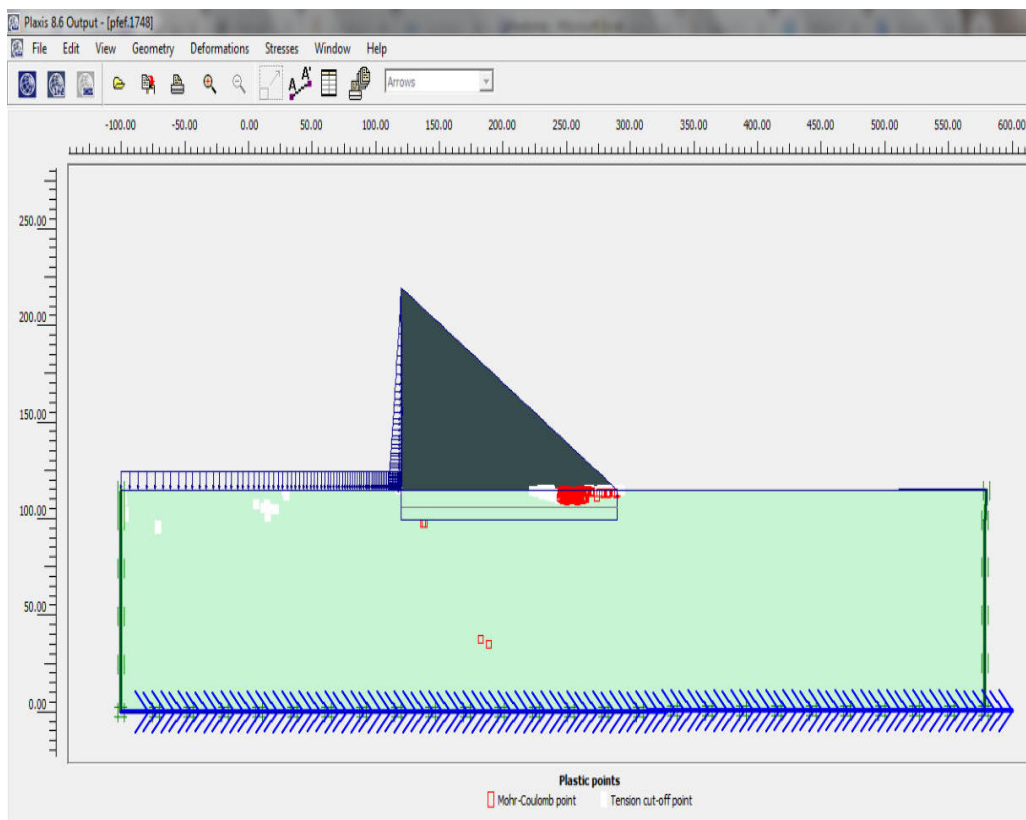


Figure 3.26 : Zones plastifiées

3.6.3.2 Séisme amorti

Dans la modélisation de la réponse dynamique d'une structure de sol, l'inertie du sous-sol et la dépendance temporelle de la charge sont prises en compte. aussi, l'amortissement dû au matériel et / ou à la géométrie est pris en compte. Au départ, le modèle élastique linéaire peut être utilisé pour la simulation des effets dynamiques, mais en principe n'importe quel des modèles de sol disponibles dans plaxis peut être utilisé. l'amortissement physique est pris en compte via l'amortissement Rayleigh. Il suffit d'introduire les deux paramètres d'amortissement de Rayleigh α et β

3.6.3.2.1 Cas fin de construction

Dans le cas d'un séisme amorti (amortissement naturel) les déplacements sont récapitulés dans le tableau 3.8

Tableau 3.8 : Déplacements du barrage avec Séisme amorti cas de Fin de construction

Séisme	Déplacement (m)	Total	Horizontal	Vertical
amorti	Fin de construction	0,0131	0,00647	0,01229

Dans le cas de fin construction, On voit clairement que les déplacements sont presque négligeables avec un séisme amorti par rapport aux cas sans séisme ou avec séisme non amorti et

d'une valeur d'ordre millimétrique à centimétrique à cause de l'amortissement du séisme. Le sens et l'allure des déplacements sont identiques au cas d'un séisme non amorti.

Le coefficient de sécurité est donc légèrement plus grand (c'est le k_s maximal) que dans le cas de l'absence de l'amortissement et atteint 3,2589 . les zones plastifiées ont disparu.

3.6.3.2.2 Cas de fonctionnement normal

Le tableau 3.9 présente les différentes valeurs des déplacements

Tableau 3.9 : Déplacements du barrage avec Séisme amorti cas de Fonctionnement normal

Séisme amorti	Déplacement (m)	Total	Horizontal	Vertical
	Fonctionnement normal		0,05557	0,05549

Dans le cas de fonctionnement normal, les résultats montrent que pour le séisme réel qu'on a appliqué avec un amortissement, le déplacement vertical est le plus faible et d'une valeur de 0.6cm. le déplacement horizontal est dominant à cause de la poussée hydrostatique de l'eau et de la force sismique sur la face amont du barrage et atteint une valeur de 0,0554m. Le coefficient de sécurité est de 1,930. Le mode de rupture est le glissement. La zone plastifiée se trouve aussi au pied aval du barrage,

3.6.4 Etude Hydraulique

Dans le calcul hydraulique, on fixe tout d'abord les conditions aux limites hydrauliques telles que les frontières imperméables (les limites du modèle et la base du barrage) et la charge de l'eau en amont. On lance ensuite le calcul en régime permanent.

Les résultats sont obtenus sous forme de graphes ou de tableaux. Ils concernent la pression interstitielle active, les surpressions dues à une accélération, la charge potentielle et le débit avec les ligne de courant.

La figure 3.27 visualise bien les lignes de même pression interstitielle.

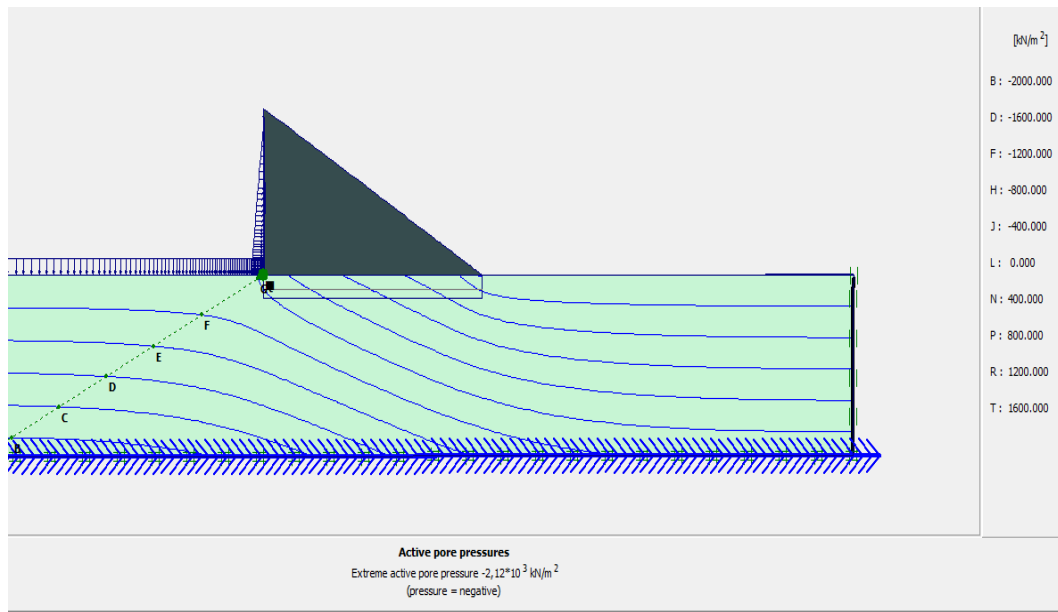


Figure 3.27: répartition des pressions interstitielles dans la fondation du barrage

Dans la figure 3.28, On trouve les lignes équipotentiellelles

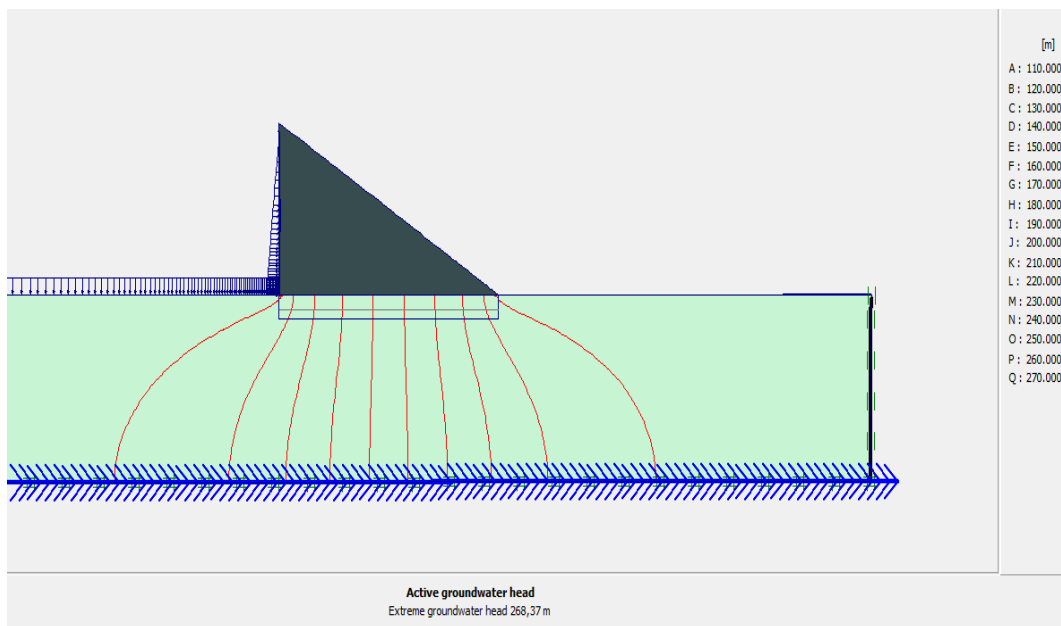


Figure 3.28: Répartition des lignes équipotentielles dans la fondation

La figure 3.29 visualise bien les vecteurs d'écoulement dans la fondation. Les vecteurs se concentrent près de la base et en particulier à l'entrée et au pied aval du barrage.

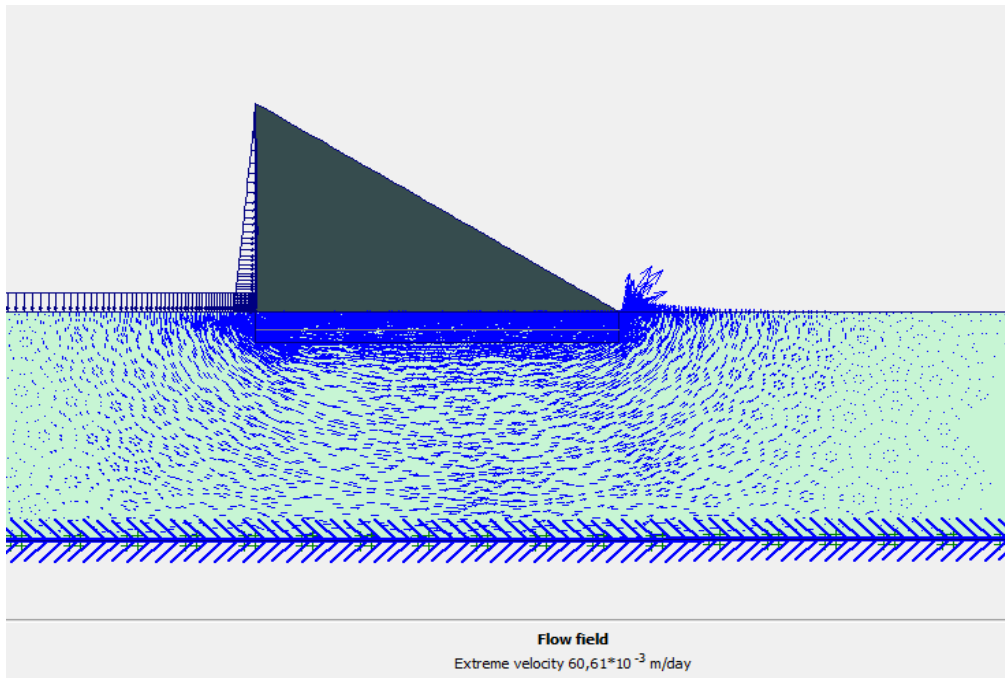


Figure 3.29: Visualisation des vecteurs d'écoulement

La figure 3.30 montre l'épure des sous-pressions sur la base du barrage où :

x: représente la distance horizontale à partir du pied amont du barrage;

P_x : Sous-pression au point de distance x;

P_{max} : Sous-pression maximale au pied amont du barrage.

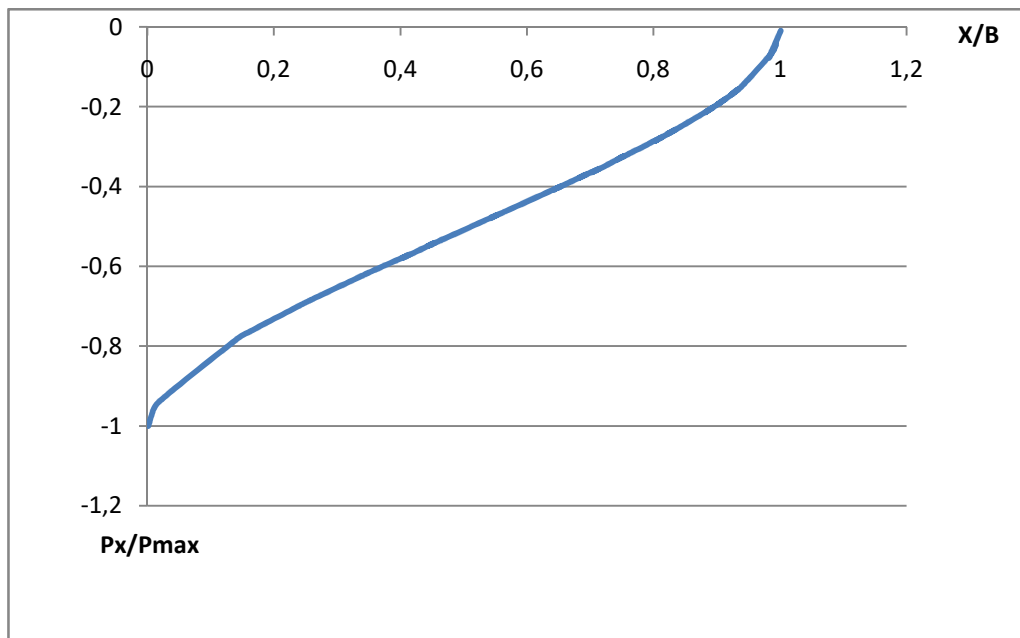


Figure 3.30: Epure des sous-pressions sous la base du barrage

Concernant les résultats dans le calcul hydraulique, on a constaté que les valeurs obtenues des paramètres hydrauliques (pression interstitielle, charge potentielle et le débit) sont les mêmes dans les différents cas (statique, pseudo-statique et dynamique)

en raison que le logiciel (Plaxis) utilisé dans l'étude ne prend pas en compte l'effet du séisme sur les paramètres hydrauliques il le considère(l'effet du séisme) comme une force horizontale qui agit de l'amont vers l'aval.

3.7 Conclusion

La modélisation numérique à l'aide du Logiciel Plaxis a été effectuée sur un barrage type de profil triangulaire avec un parement amont vertical. Les dimensions et les caractéristiques géotechniques ont été choisies à partir d'un barrage réel (Taballout).

L'étude concerne la fin de construction (réservoir vide) et le fonctionnement normal (réservoir plein d'eau) dans le cas normal (statique) et en présence d'un séisme.

L'analyse des résultats de simulation a permis de tirer les conclusions suivantes:

➤ Cas statique**✓ Fin construction**

Le déplacement vertical (tassement) est important tandis que le déplacement horizontal est négligeable car les charges horizontales (eau et vent) ne sont pas prises en considération. Le déplacement total est important et égal à 1,19m

✓ Fonctionnement normal

le déplacement vertical est moins important à cause du gonflement des grains du sol sous l'action de l'eau. le déplacement horizontal change de direction et s'oriente de l'amont vers l'aval à cause de la poussée hydrostatique de l'eau sur la face amont du barrage. La stabilité du barrage diminue et la zone plastifiée est au pied amont du barrage .

➤ Avec séisme**❖ Méthode pseudo-statique****✓ Fin construction**

Le barrage est moins stable à cause de la force sismique déstabilisatrice. Les zones plastifiées apparaissent aux pieds amont et aval du barrage.

✓ Fonctionnement normal

Le barrage est moins stable à cause de la poussée hydrostatique de l'eau et de la force sismique et les zones plastifiées sont plus larges.

❖ Méthode dynamique (séisme réel)**✓ Fin construction**

Le barrage pour ce séisme non amorti garde sa stabilité et les zones plastifiées ont largement diminué par contre le barrage est plus stable en considérant un amortissement.

✓ Fonctionnement normal

Le barrage perd une partie importante de sa stabilité. Le mode de rupture est le glissement. L'amortissement améliore la stabilité et diminue les déplacements

En général, les mécanismes de rupture développés numériquement tendent vers un mécanisme de glissement ou de rotation ou d'un mécanisme mixte.

Conclusion générale

L'étude du comportement sismique des ouvrages hydrauliques a de tout temps été une préoccupation majeure des ingénieurs par le fait de la sensibilité du sujet. La réponse d'un barrage aux sollicitations sismiques compte tenu des interactions eau et structure qui a fait l'objet par le passé de différentes études continue de susciter l'intérêt des chercheurs. Le présent travail a porté justement sur une étude numérique de la réponse sismique d'un barrage poids en béton. Les résultats sont obtenus à travers les différents types de séisme tels qu'un séisme amorti, un séisme non amorti, la méthode pseudo statique avec une accélération horizontale égale à 0.2g et avec un spectre de séisme réel de Californie 1990, d'une magnitude de 5.4 et d'un pic d'accélération de 0.239 m/s^2 dans le sens horizontal de l'amont vers l'aval.

L'analyse des résultats de simulation de la présente recherche a permis de dégager les conclusions suivantes:

- Le barrage est plus stable dans le cas de fin de construction avec une retenue vide, et moins stable dans le cas de régime permanent grâce aux pressions hydrostatiques appliquées sur le parement amont du barrage, donc les écoulements qui se font vers l'aval sont défavorables à sa stabilité.
- La valeur maximale calculée du coefficient de sécurité concerne le cas de fin de construction pour un séisme amorti à cause de l'effet de l'amortissement qui affaiblit le mouvement du sol en raison de l'atténuation de l'énergie ;
- Le séisme dans le cas dynamique (séisme amorti et non amorti) stabilise plus le barrage à vide si le sens est de l'amont vers l'aval ;
- Lorsque la retenue est pleine dans la méthode pseudo statique, les déplacements sont plus grands en comparant avec ceux obtenus dans les autres méthodes de simulation et le coefficient de sécurité prend une valeur minimale et le coefficient sismique K_h a un effet destructif ;
- La réponse sismique du barrage a montré que la présence du réservoir d'eau agissant sur le barrage peut amplifier les déplacements du barrage sans compromettre sa stabilité ;
- Nous remarquons d'après les résultats obtenus pour les deux types de fonctionnements que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation est supérieur aux coefficients de sécurité admissible alors notre ouvrage est stable.
- On note que la version du logiciel Plaxis utilisée est incapable de donner l'effet du séisme sur les pressions d'eau. Elle ne donne que l'effet mécanique en considérant que les forces de pression ne sont que des charges mécaniques. l'effet de la pression hydrodynamique est considéré selon l'approche de masse ajoutée proposé par Westergaard. les paramètres hydrauliques sont pareils dans tous les cas (insuffisance du Logiciel).

DÉDICACE

Je rends un grand hommage à travers cet humble et modeste travail, avec grand amour, sincérité et fierté à ma source de tendresse, de noblesse et d'affection :

*Ma mère **Zhebbache Naouel***

*Mon père **Zhebbache Bachir***

Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour

Que je réussisse.

Je le dédie également à :

*Mon frère **Merouane** en témoignage de la fraternité, avec mes souhaits de bonheur, de santé et de succès.*

*A celui que j'aime beaucoup et qui m'a soutenu tout au long de ce projet
mon fiancé **Anis***

Sans oublier mes grands-mères et mes beaux parents que j'aime.

*Mes Meilleures amies **Zhadidja , Anfel , Amami***

*A toute la famille **Zhebbache** et à tous ceux qui ont contribué de près et de loin pour que ce projet soit possible, je vous dis merci.*

Introduction générale

Les barrages représentent des systèmes constructifs complexes à caractère économique et stratégique importants. Ils sont des structures critiques qui servent à permettre la production d'électricité, l'approvisionnement en eau, la prévention des catastrophes naturelles (crues, inondations), l'irrigation, la récréation, la régulation du débit des rivières, et d'autres fins. Ces ouvrages font partie intégrante du système de l'infrastructure de la société. La construction de ces ouvrages en zone sismique, constitue un danger potentiel permanent pour les populations avoisinantes, et une préoccupation importante pour les gouvernements. Leur rupture, sous l'effet des séismes, est en général accompagnée par des conséquences dramatiques sur le double plan, humain et matériel.

Les barrages en béton constituent des ouvrages qui présentent une meilleure résistance aux séismes. Ces ouvrages faisant partie entière de l'économie à travers l'hydroélectricité, l'alimentation en eau potable et l'irrigation agricole et le séisme étant un phénomène dont l'avènement, la magnitude et l'intensité sont aléatoires, cette précédente observation sur la résistance au séisme des barrages ne devrait pas occulter le besoin de la vérification de leur stabilité sismique.

Plusieurs travaux de recherche ont été consacrés à l'analyse sismique des barrages en béton. Les travaux de Westergaard et de Zangar (Westergaard, 1933; Zangar, 1952) ont permis de disposer de méthodes de modélisation simplifiée de l'interaction barrage-réservoir. De nombreuses études de barrages en béton aussi bien dans la pratique que dans la recherche ont démontré l'importance de l'interaction barrage-réservoir dans la réponse sismique des barrages en béton.

En conséquence, il est nécessaire d'étudier de manière précise le comportement dynamique des barrages en vue de l'évaluation de leur performance et de leur sécurité sous l'action des séismes.

L'objet de ce mémoire est d'exposer l'effet du séisme sur le comportement hydromécanique des barrage-poids en béton en utilisant la M.E.F à l'aide du logiciel Plaxis.

Un exemple simple d'un barrage poids en béton est considéré ici dans cette étude.

Le présent mémoire est organisé en trois chapitres, une introduction et une conclusion générale. Dans le premier chapitre, généralités sur les barrages sont présentées ainsi que les problèmes liés aux barrages et Les principaux paramètres qu'on doit les prendre en considération dans le choix du type de barrage.

Le deuxième chapitre présente les notions sur le phénomène sismique, ainsi quelques exemples des barrages en béton ou en maçonnerie qui ont été affectés par les séismes.

Introduction générale

Dans le dernier chapitre, en vue de mieux décrire les comportements sismiques d'un barrage poids en béton, nous produirons un exemple simple d'un barrage poids en béton dont les propriétés dynamiques des matériaux utilisées telles que : le facteur d'amortissement et la rigidité du sol sont estimées en utilisant des données obtenues pour des sols similaires. L'influence des surpressions sur le développement des zones plastifiées, les différents types de tassement et la stabilité du barrage sous l'effet du séisme seront démontrés en fonction des données disponibles. Et en fin on termine par une conclusion générale.

Liste des références

ANTON J.SCHLISS ET HENRI POUATCH, "Les Barrages : Du projet à la Mise en Service", PPUR, (2011).

BEN UDAY EL HACHEMI, "Formulation Et Caractérisation Des Bétons Auto Nivelants Pour Les Travaux De Réparation», Mémoires De Magister Université Mohamed Khider Biskra, (2008).

Bounaadja Zoulikha, 2009 comportement mécanique du masque du barrage bouhnifia (Algérie), en absence de la protection thermique (mémoire magister).

BOUSSAAD AKROUR, (1998), "Utilisation Optimale du Système de Positionnements GPS Pour les travaux d'Auscultation de Barrages", l'université Laval, pg19. 22.

BRGM, " Etude de L'aléa Sismique", 12 125 RP 400-03-B, (24/09/09).

CHABBI HSAINE. 2010. Contribution a l'étude de l'influence des facteurs géométriques et géotechniques et hydrauliques sur la stabilité des barrages en terre homogènes pg 27. 28. 34.

Claude Marche Barrages 2004 « crues de rupture et protection civil », deuxième édition. Pg1

Conseil régional PACA, « Le risque sismique en Provence », Classeur, 2006.

ESHA2005. Petite hydroélectricité : guide technique pour la réalisation de projets pg 1

F B de Mas, "Cours De Navigation Intérieure", Ecole Des Ponts Et Chaussées, 1905.

Gartner, E.M. and **Gaidis**, J.M. (1989) Hydration Mechanisms, I. In: **Skalny**, J.P., Ed., Materials Science of Concrete, The American Ceramic Society, Westerville, 95-125.

C. N. Zangar, Hydrodynamic pressures on dams due to horizontal earthquake effects. Technical Information Office, 1952, no. 11.

GERARD DEGOUTTE, "Petits Barrages : Recommandation Pour La Conception, La Réalisation et Le Suivi ", (1977).

Gramme 2006 : les barrages Pg 11, 13, 15.

H. M. Westergaard, "Water pressures on dams during earthquakes", Journal of ASCE Transactions, vol. 98, pp. 418–472, 1933.

Heragmi Ali. Choix et conception de l'organe de l'étanchéité des barrages en terre barrage el-agrem Jijel (2009) .pg 24. 26. 30. 31.

Jean Jacques Peters « les barrages ».

Journées techniques sur les barrages, 1999.

Jean-Paul Kurtz. : Les ouvrages de génie civil : Les Ouvrages d'Art Anciens, 2003, pg83.

Liste des références

Laurent Peyras, "Diagnostic Et Analyse Des Risques Liés Au Vieillissement Des Barrages Développement De Méthodes D'aide à L'expertise" (2011).

LOMBARDI SA, INGENIEUR CONSEILS, "Barrage De TABELLOUT-Expertise Géotechnique", Rapport De Mission 25-29 mai 2011.

MEDDE-DGOR, "Risque Sismique Et Sécurité Des Ouvrages hydraulique", Ministère de l'écologie du développement durable et de l'énergie, (octobre2014).

Ministère du développement durable DGRP/SRT/BARPI : Barrage (rupture) conception etude préalable insuffisantes géologie controles conception N°29490 (avril 2009).

Rapport rédigé à la demande du MEDDE – DGPR Version définitive - octobre 2014)

RATIAT AEK, "Contribution à L'étude De L'infiltration à Travers Le Barrage de Béni Haroun - Mila", Mémoires De Magister, Ecole Nationale Supérieure D'hydraulique (ENSH), (2010)

SEKLAOUI-OUKID OUIZA, "Valorisation Des Sédiments Du Barrage d'El Merdja Sidi Abed : Etude Technico-économique», Thèse De Doctorat De l'Université Mouloud Mammeri De Tizi-Ouzou, (2016).

Séisme Article publié par encyclopédie wikipédia. Site web www.wikipédia.com.

Site internet 1 :

http://wikydro.developpementdurable.gouv.fr/index.php/Wikibardig:Barrage_%C3%A9tanch%C3%A9it%C3%A9_amont

site internet 2 : https://es.wikipedia.org/wiki/Archivo:Diga_Vajont.jpg

site internet 3 : <http://eost.unistra.fr>

TOUMI A., REMINI B," Les Fuites a Travers Les Rives Du Barrage De Foug El Gherza", Revue VECTEUR Environnement, (2003).

TOUMI BELKACEM, "Etude De L'influence Des Hautes Températures Sur Le Comportement Du Béton", Thèse Doctorat De L'Université Mentouri Constantine.

Liste des figures

Chapitre 1 : Généralités sur les barrages

Figure 1-1 : Coupe transversale d'un barrage poids.....	4
Figure 1-2 : Coupe transversale d'un barrage voûte.....	5
Figure 1-3 : Coupe transversale d'un barrage à contreforts.	7
Figure 1-4 : Barrage en terre homogène.	9
Figure 1-5 : Barrage en terre zoné.	10
Figure 1-6 : Barrage en enrochement avec étanchéité amont.....	10
Figure 1-7 : Coupe de faille de malpasset.	13
Figure 1-8 : Catastrophe de malpasset.....	14
Figure 1-9 : Type de roche gneiss.	14
Figure 1-10 : Type de roche sericite.....	15
Figure 1-11 : Type de roche mylonite.	15
Figure 1-12 : Problèmes de fuite d'eau dans les barrages.	18
Figure 1-13 : Barrage du Vajont (Italie).....	20
Figure 1-14 : Barrage de Sefid Rud (Iran).....	22

Chapitre 2 : Sismicité et paramètres sismiques

Figure 2-1 : Structure interne de la terre.	25
Figure 2-2 : Types de frontières de plaques.	26
Figure 2-3 : Principales plaques tectoniques.....	26
Figure 2-4 : Schéma sismotectonique de la méditerranée.	27
Figure 2-5 : Principaux types de mouvement associés aux failles.	28
Figure 2-6 : Représentation schématisée de la rupture sismique d'une faille.	29
Figure 2-7 : Ondes sismiques	31
Figure 2-8 : La faille entre les plaques tectoniques africaine et eurasienne passe par tout le littoral algérien.....	35
Figure 2-9 : Barrage de Shih-Kang après le séisme Chi Chi (Taiwan).	36
Figure 2-10 : Barrage de Sefid Rud (Iran) – Fissures en tête des contreforts.	37
Figure 2-11 : Fissures sur le portique de la tour de prise d'eau de Shapai.	39
Figure 2-12 : Intérieur de l'usine de Shapai abîmée par des chutes de blocs.....	39

Chapitre 3 : Application d'un séisme sur un barrage poids

Figure 3-1 : Géométrie du modèle et conditions aux limites mécaniques.....	44
Figure 3-2 : Maillage utilisé.	44
Figure 3-3 : Déplacement total.....	45
Figure 3-4 : Déplacement horizontal.....	46

Liste des figures

Figure 3-5 : Déplacement vertical	46
Figure 3-6 : Zones plastifiées.	47
Figure 3- 7 : Déplacement total.....	47
Figure 3-8 : Déplacement horizontal.....	48
Figure 3-9 : Déplacement vertical.	48
Figure 3-10 : Zones plastifiées.	49
Figure 3-11 : Déplacements totaux du barrage.....	50
Figure 3-12 : Déplacements horizontaux du barrage.....	50
Figure 3-13 : Déplacement vertical.	51
Figure 3-14 : Points plastifiés du barrage.....	51
Figure 3-15 : Déplacements totaux du barrage.....	52
Figure 3-16 : Déplacements horizontaux du barrage.....	52
Figure 3-17 : Déplacements verticaux du barrage.....	53
Figure 3-18 : Zones plastifiées.	53
Figure 3-19 : Présentation de l'accélération du séisme de Californie 1990 (Plaxis).....	54
Figure 3-20 : Déplacements totaux du barrage.....	55
Figure 3-21 : Déplacements horizontaux du barrage.....	55
Figure 3-22 : Déplacements verticaux du barrage.....	56
Figure 3-23 : Déplacements totaux du barrage.....	57
Figure 3-24 : Déplacements horizontaux du barrage.....	57
Figure 3-25 : Déplacements verticaux du barrage.....	58
Figure 3-26 : Zones plastifiées.	59
Figure 3-27 : répartition des pressions interstitielles dans la fondation du barrage.	61
Figure 3-28 : Répartition des lignes équipotentiellles dans la fondation.....	61
Figure 3-29 : Visualisation des vecteurs d'écoulement.	62
Figure 3-30 : Epure des sous-pressions sous la base du barrage.	62

Liste des tableaux

Chapitre 1 : Généralité sur les barrages

Tableau 1.1 : Avantages et inconvénients de barrage poids	5
Tableau 1.2 : Avantages et inconvénients de barrage voûte	6
Tableau 1.3 : Avantages et inconvénients de barrage à contreforts.....	7
Tableau 1.4 : Avantages et inconvénients de barrage en remblai.....	8

Chapitre 2 : Sismicité et paramètres sismiques

Tableau 2.1 : plus forts séismes enregistrés depuis 1900 dans le monde	32
Tableau 2.2 : Equivalences magnitude, énergie durée, rejet , longueur du plan de faille rompu, fréquence mondiale annuelle	32
Tableau 2.3 : Description de l'échelle d'intensité macrosismique EMS-98.....	33
Tableau 2.4 : Effets sur quelques barrages en béton ou maçonnerie	39

Chapitre 3 : Application d'un séisme sur un barrage poids

Tableau 3.1 : Caractéristiques hydrauliques et mécaniques du matériau du barrage et de sa fondation.....	44
Tableau 3.2 : Les déplacements du barrage cas de fin de construction	45
Tableau 3.3 : Déplacement du barrage en fonctionnement normal	47
Tableau 3.4 : Les déplacements du barrage état pseudo statique (fin de construction)..	50
Tableau 3.5 : Déplacements du barrage à l'état Pseudo statique (cas de fonctionnement normal)	52
Tableau 3.6 : Déplacements du barrage avec Séisme non amorti cas de Fin de construction	54
Tableau 3.7 : Déplacements du barrage avec Séisme non amorti cas de Fonctionnement normal.....	56
Tableau 3.8 : Déplacements du barrage avec Séisme amorti cas de Fin de construction	59
Tableau 3.9 : Déplacements du barrage avec Séisme amorti cas de Fonctionnement Normal.....	60

Sommaire

Résumé	I
Sommaire	II
Liste des figures	VI
Liste des tableaux	VIII
Introduction générale.....	1

Chapitre 1 : Généralité sur les barrages

1.1 Introduction.....	3
1.2 Définition d'un barrage	3
1.3 Différents types de barrages	3
1.3.1 Barrage rigide.....	4
1.3.1.1 Barrage poids.....	4
1.3.1.2 Barrage voûte	5
1.3.1.3 Barrage à contreforts	6
1.3.2 Les Barrages souples (en remblai)	8
1.3.2.1 Barrage en terre.....	8
1.3.2.2 Barrage en enrochement.....	10
1.4 Choix du type de barrage	10
1.4.1 Topographie et apport du bassin versant.....	11
1.4.2 Morphologie de la vallée.....	11
1.4.3 Conditions géologiques et géotechniques	11
1.4.4 Matériaux de construction.....	11
1.4.4.1 Les causes physiques	11
1.4.4.2 Les causes chimiques	12
1.4.4.3 Les causes mécaniques	12
1.5 Problèmes techniques liés aux barrages en béton	12
1.5 .1 Pendant la construction	12
1.5.1.1 Erreurs de construction	12
1.5.1.2 Problème des fondations	12
1.5.1.2.1- Problème de faille	13
1.5.1.3 Problème des roches	14
1.5.1.4 Echauffement du béton lors de la prise	15
1.5.1.5 Fissuration du béton pendant la construction	16

Sommaire

1.5.1. 6 les sous-pression	16
1.5.2 Pendant l'exploitation	17
1.5.2.1 Problèmes des crues	17
1.5.2.2 Problème d'infiltration	17
1.5.2.3 Problème des fuites d'eau.....	18
1.5.2.4 Problème de sédimentation	18
1.5.2.5 Glissement, éboulement	19
1.5.2.6 Fluage et retrait	20
1.5.2.7 Vieillessement des rideaux d'injection et des réseaux de drainage	20
1.5.2.8 Dissolution et érosion	21
1.5.2. 9 Séismes	21
1.5.2.10 Sabotages (menaces infra guerrières).....	22
1.6 Conclusion.....	22

Chapitre 2 : sismicité et paramètres sismiques

2.1 Introduction sur les tremblements de terre.....	24
2.2 Notions sur le phénomène sismique	24
2.3 Description du phénomène sismique	24
2. 3.1 Tectonique des plaques	24
2.3 .2 Mouvement des failles	27
2.3.3. Séisme	28
2.3.4 Les différents types d'ondes sismiques.....	29
2.3.4.1 Les ondes de volume	29
2.3.4.2 Les ondes de surface	30
2.3.5 Echelle de magnitude	31
2.3.6 Echelle d'intensité	33
2.4 Séismes et risque sismique en Algérie	35
2.5 La vulnérabilité des ouvrages aux séismes	36
2.5.1 Effet de séisme sur les barrages	36
2.5.1.1 Barrages en béton ou en maçonnerie	36
2.5.1.2 Dommages sur des ouvrages annexes suite au séisme de Wenchuan (Chine).....	41
2.6 Conclusion.....	42

Sommaire

Chapitre 3 : Application d'un séisme sur un barrage poids

3.1 Introduction	43
3.2 Présentation de l'ouvrage	43
3.3 Présentation du cas étudié	43
3.4 Données du modèle	44
3.5 Procédure du calcul	45
3.6 Résultats de la simulation numérique.....	45
3.6.1 Etat statique	45
3.6.1.1 cas fin de construction.....	45
3.6.1.2 Cas de fonctionnement normal.....	47
3.6.2 Etude pseudo statique.....	49
3.6.2.1 Cas de fin de construction	50
3.6.2.2 cas de fonctionnement normal.....	52
3.6.3 Cas dynamique	54
3.6.3.1 Séisme non amorti.....	54
3.6.3.1.1 Cas fin de construction.....	54
3.6.3.1.2 Cas de fonctionnement normal.....	56
3.6.3.2 Séisme amorti.....	59
3.6.3.2.1 Cas fin de construction.....	59
3.6.3.2.2 Cas de fonctionnement normal.....	60
3.6.4 Etude Hydraulique.....	60
3.7 Conclusion	64
Références bibliographies	

Remerciements

En premier et en dernier, avant tout et après tout, dans le bonheur et dans le malheur, merci à Allah le tout puissant pour toutes ses grâces et ses faveurs, pour m'avoir accordé la chance d'étudier à l'université Mohamed Khider de Biskra et m'avoir donné le courage et la force d'accomplir ce modeste travail.

*Je remercie madame le professeure **BEHNMEBERA K. N.** ma promotrice, pour sa précieuse aide et*

Ses conseils au cours de l'année, sa patience et sa disponibilité, son encouragement et sa sympathie.

*Un grand merci à madame **TOUBERMAFONNE MENOUBA** ingénieur en hydraulique université Mohamed khider de biskra pour son soutien, je la remercie vivement pour l'intérêt qu'elle a porté pour ce travail.*

Je remercie également tous les membres du jury qui apporteront leur contribution, en acceptant d'être dans le jury qui examinera ce modeste travail.

Je remercie tous mes amis et camarades à l'université Mohamed Khider de Biskra pour leur soutien et leurs encouragements, et je vous remercie pour tous les sentiments d'amitié que vous avez envers moi et dont je suis fière.

Enfin, un grand remerciement destiné à nos enseignants et enseignantes, eux qui ont contribué à notre formation, depuis le cycle primaire jusqu'au cursus universitaire.

Résumé

Malgré que le retour d'expérience mondial indique une rareté des barrages en béton ayant subi une rupture sous un tremblement de terre, quelques barrages en béton ont connu des fissurations importantes sous séisme. Le risque sismique est donc présent. La conception des barrages avec un réservoir plein d'eau sous l'action d'un tremblement de terre est encore un art en évolution. Les secousses sismiques violentes induisent souvent la rupture des structures avec les ouvrages annexes accompagnée par la liquéfaction du sol soutenu. Les méthodes de calcul théorique disponibles en littérature semblent être limitées. Ainsi, il est noté une insuffisance de compréhension de l'interaction complexe sol-structure, surpression interstitielle et action sismique. Le présent travail s'intéresse à la modélisation numérique des barrages poids sous sollicitation sismique amortie ou non à l'aide du logiciel Plaxis. Les résultats vont décrire le comportement prévisible des sols en cas de secousses (déformations, tassements, glissements, Stabilité, zones plastifiées...).

Mots clé : Barrage; séisme; PLAXIS; déformations; Stabilité; pression d'eau.

ملخص

على الرغم من أن ملاحظات التجربة العالمية تشير إلى ندرة السدود الخرسانية التي تأثرت بالزلازل ، إلا أن عددًا قليلاً من السدود الخرسانية تعرضت لتصدعات زلزالية كبيرة. وبالتالي فإن خطر الزلازل موجود. لا يزال تصميم السدود بخزان مليء بالمياه تحت تأثير الزلزال فنًا متطورًا. غالبًا ما تؤدي الهزات الزلزالية العنيفة إلى تمزق الهياكل مع الأعمال الإضافية المصحوبة بإسالة التربة المدعومة. يبدو أن طرق الحساب النظري المتاحة في الأدبيات محدودة. وبالتالي ، لوحظ عدم كفاية الفهم للتفاعل المعقد بين بنية التربة وضغط المسام والعمل الزلزالي. يهتم هذا العمل بالنمذجة العددية لسدود التقلية تحت الضغط الزلزالي المخمد أو غير المخمد باستخدام برنامج Plaxis. ستصف النتائج السلوك الذي يمكن التنبؤ به للتربة في حالة حدوث صدمات (التشوهات ، الرص ، الانهيارات الأرضية ، الاستقرار، المناطق اللدنة...)

كلمات مفتاحية: سد؛ هزة أرضية؛ Plaxis؛ تشوهات؛ الاستقرار؛ ضغط المياه.

Summary

Although global experience feedback indicates a scarcity of concrete dams that have failed in an earthquake, a few concrete dams have experienced significant earthquake cracking. The seismic risk is therefore present. The design of dams with a reservoir full of water under the action of an earthquake is still an evolving art. Violent seismic tremors often induce the rupture of structures with ancillary works accompanied by liquefaction of the supported soil. the theoretical calculation methods available in the literature seem to be limited. Thus, a lack of understanding of the complex soil-structure interaction, pore pressure and seismic action is noted. This work is interested in the numerical modeling of gravity dams under damped or non-damped seismic stress using the Plaxis software. The results will describe the predictable behavior of soils in the event of shocks (deformations, settlements, landslides, stability, Laminated areas...).

Keywords: Dam; earthquake; PLAXIS; deformations; Stability; water pressure.