

SOMMAIRE

Résumé.....	I
Abstract.....	II
ملخص.....	III
Liste des Figures.....	IV
Liste des Photos.....	IX
Liste des Tableaux.....	X
Liste des notations.....	XII
Liste des abréviations.....	XIII
INTRODUCTION GENERALE.....	XIV

Chapitre I : Notions théoriques sur le tassement

I. INTRODUCTION.....	1
II. COMPOSANTES DU TASSEMENT.....	1
II.1. Tassement immédiat.....	1
II.2. Tassement de consolidation primaire	2
II.3. Tassement de consolidation secondaire.....	2
III. NOTIONS LIEES AU TASSEMEN.....	3
IV. LES FACTEURS DE VARIATION DE L'INTENSITE DU TASSEMENT.....	3
IV.1. La texture.....	3
IV.2. La structure	5
IV.3. La teneur en eau.....	5
IV.4. La matière organique.....	5
V. COMPORTEMENT DES DIFFERENTS TYPES DE SOLS VIS-A-VIS DU TASSEMENT.....	6
V.1. Cas des sols grenus (pulvérulents).....	6
V.2. Cas des sols fins.....	6
VI. CONSOLIDATION.....	7

VI.1. Phénomène de consolidation.....	7
VI.2.Théorie de la consolidation unidimensionnelle.....	8
VI.2.1.Hypothèses.....	8
VI.2.2.Loi de TERZAGHI.....	9
VII. ESSAI OEDOMETRIQUE.....	10
VII.1. Paramètres de compressibilité.....	10
VII.1.1. Contrainte de préconsolidation.....	11
a. Sol normalement consolidé.....	11
b. Sol surconsolidé.....	11
c. Sol sous-consolidé.....	12
VII.1.2. Indices de compression et de gonflement.....	13
VII.1.3. Coefficient de compressibilité.....	13
VII.1.4. Coefficient de changement de volume.....	13
VII.1.5. Module œdométrique.....	13
VII.2. Courbe de consolidation.....	14
VII.3. Degré de consolidation.....	15
VII.4. Facteur temps.....	15
VII.5. Coefficient de consolidation.....	16
VII.6. Coefficient de perméabilité.....	17
VIII. METHODES DE CALCUL DES TASSEMENTS.....	17
VIII.1. Calcul du tassement œdométrique.....	17
VIII.2.Calcul du tassement à partir de l'essai pressiometrique.....	20
IX. CONCLUSION.....	20

Chapitre II : Tassement dans les barrages

I. INTRODUCTION.....	21
II. ORGANE D'ETANCHEITE DES BARRAGES.....	22
II.1. Etanchéité du corps du barrage.....	22
II.1.1. Noyau en argile compacté.....	22
II.1.2. Diaphragme interne.....	23
II.1.3. Masque amont.....	23
a. Masque en béton de ciment.....	24
b. Masque en béton bitumineux.....	24
c. Masque en membrane souple.....	25
II.2. Etanchéité des fondations.....	26
III. ETANCHEITE DES BARRAGES ZONES.....	26
III.1. Barrage en remblais avec noyau central.....	28
III.2. Barrage en remblai avec noyau incliné.....	28
III.3. Avantages et particularités des barrages zonés.....	29
III.3.1. Cas de noyau central.....	29
III.3.2. Cas de noyau incliné.....	30
IV. ANALYSE DES RUPTURES DES BARRAGES.....	30
IV.1. Données statistiques.....	30
IV.2. Cause des désordres.....	32
V. TASSEMENTS DANS LES BARRAGES.....	32
V.1. Tassement de la fondation.....	33
V.2. Tassement du remblai.....	33
VI. CAUSES DU TASSEMENT DANS LES BARRAGES.....	34

VII. MECANISME DU TASSEMENT DANS LES BARRAGE ZONES.....	35
VII.1. Cas de barrage en enrochement.....	36
VIII. FRACTURATION HYDRAULIQUE.....	39
IX. CONCLUSION.....	40

Chapitre III : Auscultation des barrages

I. INTRODUCTION.....	41
II. SURVEILLANCE DES BARRAGES.....	41
II.1. Objectifs de la surveillance.....	41
II.2. Principes généraux de la surveillance des barrages.....	42
III. INSPECTION VISUELLE.....	42
IV. AUSCULTATION.....	44
IV.1. Objectifs de l'auscultation.....	44
IV.2. Caractéristiques des instruments de mesure.....	45
IV.3. Paramètres significatifs à suivre.....	45
IV.4. Instruments et moyen de mesures des barrages.....	46
IV.4.1. Mesure de déplacements.....	48
a. Des mesures de déplacements absolus.....	48
b. Mesure de déplacement interne.....	50
i. Tassomètre.....	50
ii. Pendule.....	52
iii. Inclinomètre.....	53
iv. Extensomètre.....	53
c. Mesure des déplacements relatifs (locaux).....	54
i. Fissuromètre.....	54
ii. Vinchon.....	55
IV.4.2. Mesure des contraintes - cellules de pression totale.....	55
IV.4.3. Mesure des paramètres hydrauliques.....	56

a. Mesure de piézométrie.....	56
b. Mesure du débit.....	57
V. CONCLUSION.....	58

Chapitre IV : Analyse des déformations des noyaux de barrages En terre par la modélisation numérique

I. INTRODUCTION.....	59
II. DESCRIPTION DU CODE DE CALCUL.....	59
III. CONSISTANCE DU CODE DE CALCUL.....	60
III.1. Interface graphique du logiciel.....	60
III.2. Définition des éléments.....	61
III.3. Propriétés des éléments.....	61
III.4. Génération du maillage.....	62
III.5. Système d'unité.....	62
IV. PRESENTATION DU CAS D'ETUDE TRAITE.....	63
V. MODELISATION DES DEFORMATION DE BARRAGE.....	64
V.1. Profil du barrage.....	64
V.2. Caractéristiques des matériaux.....	65
VI. RESULTATS GRAPHIQUES ET ANAYTIQUES DE LA MODELISATION....	66
VI.1. Cas de noyau central.....	66
VI.1.1. Influence du module de déformation E des recharges du barrage.....	66
a. Contraintes.....	66
b. Déformations.....	69
c. Analyse des tassements différentiels entre le noyau et les recharges du barrage.....	73
VI.1.2. Influence de la base du noyau sur les déformations.....	75
VI.1.3. Influence de l'insertion des transitions autour du noyau du barrage.....	77
a. Cas d'une seule transition.....	77

b. Cas de plusieurs transitions.....	84
VI.2. Cas du noyau incliné.....	85
VI.2.1. Influence du module de déformation des recharges.....	86
a. Contraintes.....	86
b. Déformations.....	89
V. CONCLUSION.....	94
CONCLUSION GENERALE.....	XVII

Résumé

Les barrages à noyau centraux constituent une variante de conception assez compétitive sur le plan technique et économique des barrages en terre. Ce type de barrage est projeté en cas d'insuffisance quantitative et/ou qualitative des matériaux fins étanches. Le corps du barrage est complété par des remblais entourant le noyau appelés recharges. Le noyau est donc conçu pour répondre à la fonction principale qui est l'étanchéité du barrage. Toutefois et sous l'effet des différentes sollicitations notamment celles transmises par les recharges, les déformations du noyau ne doivent pas être excessives, particulièrement à sa base où l'effet de la poussée de l'eau est maximal. Les déformations du noyau ne dépendent pas seulement des caractéristiques de ses matériaux mais également des critères généraux liés à la conception globale du barrage : Dimensions de la base du noyau, sa configuration (vertical ou incliné avancé à l'amont), rigidité des recharges ainsi que le nombre et types de transitions.

C'est ainsi, qu'en fonction de ces critères de conception, et en se basant sur la modélisation numérique (Code de calcul Ansys), une analyse paramétrée guidée par l'étude des états de contraintes et des déformations au niveau des noyaux des barrages constitue l'objectif principal du présent travail. Une analyse comparative est menée en relation avec les critères influençant les déformations du noyau, à savoir : Types et rigidité des transitions et recharges, dimensions conceptuelles et configuration (vertical ou incliné).

L'application d'une telle thématique a été menée en considérant le cas du barrage zoné à noyau central Izdihar à sidi Abdelli.

Mots clés : Barrage, noyau, déformation, recharges, transitions, Ansys.

Abstract

Central core dams are a technically and economically competitive design alternative of earth dams. This type of dam is projected in the event of quantitative and/or qualitative insufficiency of the waterproof fine materials. The body of the dam is completed by embankments surrounding the core called refills. The core is therefore designed to respond to the main function which is the sealing of the dam. However, under the effect of the various stresses, in particular those transmitted by the refills, the deformations of the core must not be excessive, particularly at its base where the effect of the thrust of the water is maximal. The deformations of the core do not only depend on the characteristics of its materials but also on the general criteria related to the overall design of the dam: Dimensions of the base of the core, its configuration (vertical or inclined upstream), rigidity of the refills and even the number and types of transitions.

Thus, based on these design criteria and based on numerical modeling (Ansys computation code), a parametric analysis guided by the study of stress states and deformation at the cores of dams is the main objective of this work. A comparative analysis is carried out in relation to the criteria influencing the deformations of the core, namely: Types and rigidity of transitions and refills, conceptual dimensions and configuration (vertical or inclined).

The application of such a theme was carried out by considering the case of the Izdihar zoned central dam in sidi Abdelli.

Key words: Dam, core, deformation, refills, transitions, Ansys.

ملخص

السدود ذات النوى المركزية تشكل مختلف التصاميم القادرة على المنافسة بما فيه الكفاية على الجانب التقني والاقتصادي للسدود الترابية. هذا النوع من السدود متوقع في حالة نقص نوعي و\او كمي من المواد الناعمة العازلة. جسم السدود يكتمل بسواتر ترابية محيطة بالنواة تسمى العبوات. النواة إذا هي مشكلة لتلبية الوظيفة الرئيسية والتي هي ختم السد. لكن وبسبب مختلف الضغوط خاصة تلك التي تنتقل عن طريق العبوات ، تشوهات النواة يجب أن لا يكون مبالغاً فيها خاصة عند قاعدته حيث تأثير فحوى المياه يكون اقصى. تشوهات النواة لا تعتمد فقط على خصائص تلك المواد ولكن على معايير عامة متعلقة بالتصميم العام للسد: أبعاد القاعدة الأساسية، الترتيب (عمودي او مائل متقدم للمنبع)، صلابة العبوات وأيضاً عدد ونوع التحولات.

وهكذا وفقاً على الاعتماد على معايير التصميم وعلى أساس النمذجة الرقمية (رمز الحاسوب ANSYS)، تحليل معلمات تسترشد من خلال دراسة حالة الضغط والتشوهات بنواة السدود تشكل الهدف الرئيسي لهذا العمل. ويجري تحليل مقارن بالنسبة للمعايير المؤثرة على تشوهات النواة اي: نوع وصلابة التحولات والعبوات، الأبعاد التشكيلية، الترتيب (العمودي او المائل).

تطبيق مثل هذا الموضوع قدتم إجراؤه نضراً لحالة السد المخصص ذات النواة، ازدهار بسيدي عبدلي.

الكلمات المفتاحية: سد، نواة، تشوهات، عبوات، تحولات، ANSYS.

Liste des figures

« Chapitre I »

Figure I.1 : Schéma de principe du phénomène de consolidation (magnan, 2000).....	07
Figure I.2 : Variation de la contrainte effective et de la pression interstitielle et du tassement en fonction du temps.....	09
Figure I.3: Courbe œdométrique des sols fins (Magnan, 2000).....	10
Figure I.4: Compressibilité du sol selon son état de consolidation en phase (Magnan, 2000).....	11
Figure I.5 : Courbe de consolidation (Magnan, 2000).....	14
Figure I.6 : Courbe de tassement S en fonction de la racine carrée du temps sous charge constante (Magnan, 2000).....	17

« Chapitre II »

Figure II.1 : Barrage en remblais avec diaphragme interne (Messaid, 2009).....	23
Figure II.2 : répartition des types de masque en fonction de nombre des barrages.....	24
Figure II.3 : Masque amont en béton de ciment (Messaid, 2009).....	24
Figure II.4: Masque en béton bitumineux (Messaid, 2009).....	25
Figure II.5 : Masque en membrane souple (Messaid, 2009).....	25
Figure II.6: tapis amont étanche.....	26
Figure II.7 : Matériaux composant un barrage zoné.....	27
Figure II.8 : barrage à noyau incliné avec surélévation.....	29
Figure II.9 : Déformation diagrammatique d'un CFRD (Concrete Face Rockfill Dam) (Morri, 1999) cité par (Hunter, 2009).....	35
Figure II.10 : Mécanisme causant le tassement d'un barrage en enrochement (Bouchard, 2016).....	37

« Chapitre III »

Figure III.1: Tassomètre type TELEMAT (Smail, 2007).....	51
Figure III.2: Système de tassement multipoints (SISGEO, 2008).....	52
Figure III.3 : Extensomètre à corde vibrante (SISGEO, 2016).....	54
Figure III.4 : Vinchon triaxial (Poupart et Royet, 2001).....	55
Figure III.5 : Cellule de pression totale (SISGEO, 2016).....	56
Figure III.6 : Cellule de pression à corde vibrante (Poupart et Royet, 2001).....	57
Figure III.7: Mesure des pressions interstitielles et du niveau piézométrique de barrages en remblai (OFEG, 2002).....	57

« Chapitre IV »

Figure IV.1: Interface graphique du code de calcul ANSYS.....	60
Figure IV.2 : Action pour la définition des éléments.....	61
Figure IV.3 : Choix des propriétés des éléments.....	63
Figure IV.4 : Profil du barrage servant à la modélisation.....	65
Figure IV.5 : Discrétisation du barrage.....	65
Figure IV.6 : Déformée du barrage et points de comparaison. (Noyau central).....	66
Figure IV.7 : Composante verticale de la contrainte S_y pour $E = 50$ MPa – Cas de noyau vertical.....	68
Figure IV.8 : Composante verticale de la contrainte S_y pour $E = 100$ MPa – Cas de noyau vertical.....	68
Figure IV.9 : Composante verticale de la contrainte S_y pour $E = 200$ MPa – Cas de noyau vertical.....	68
Figure IV.10 : Composante verticale de la contrainte S_y pour $E = 300$ MPa – Cas de noyau vertical.....	68
Figure IV.11 : Composante verticale de la contrainte S_y pour $E = 400$ MPa– Cas de noyau vertical.....	68
Figure IV.12 : Comparaison des contraintes au niveau des recharges du barrage – cas de noyau vertical.....	69
Figure IV.13: Tassement du barrage pou $E = 50$ MPa – Cas de noyau vertical.....	71
Figure IV.14 : Tassement du barrage pour $E = 100$ MPa – Cas de noyau vertical.....	71
Figure IV.15: Tassement du barrage pour $E = 200$ MPa – Cas de noyau vertical.....	71
Figure IV.16: Tassement du barrage pour $E = 300$ MPa – Cas de noyau vertical.....	71
Figure IV.17: Tassement du barrage pour $E = 400$ MPa – Cas de noyau vertical.....	71
Figure IV.18: Tassement du barrage pour $E = 50$ MPa.....	72
Figure IV.19: Tassement du barrage pour $E = 400$ MPa.....	72
Figure IV.20: Tassements différentiels entre le noyau et les recharges du barrage (Noyau vertical).....	74
Figure IV.21: Déformée du barrage (base noyau 43m).....	75
Figure IV.22: Tassement du barrage (base noyau =33m) – Cas de noyau vertical.....	76
Figure IV.23: Tassement du barrage (base noyau =43m) – Cas de noyau vertical.....	76
Figure IV.24: Tassement du barrage (base noyau =53m) – Cas de noyau vertical.....	76
Figure IV.25: Tassement du barrage (base noyau =63m) – Cas de noyau vertical.....	76

Figure IV.26: Déformée du barrage et points de comparaison – Insertion transitions.....	77
Figure IV.27: Tassement du barrage pour une couche de transition de 20m – $E_{\text{TRANSITION}} = 50\text{MPa}$	78
Figure IV.28: Tassement du barrage pour une couche de transition de 40m – $E_{\text{TRANSITION}} = 50\text{MPa}$	78
Figure IV.29: Tassement du barrage pour une couche de transition de 60m – $E_{\text{TRANSITION}} = 50\text{MPa}$	78
Figure IV.30: Tassement du barrage pour une couche de transition de 80m – $E_{\text{TRANSITION}} = 50\text{MPa}$	78
Figure IV.31: Tassement du barrage pour une couche de transition de 100m – $E_{\text{TRANSITION}} = 50\text{MPa}$	79
Figure IV.32: Tassement du barrage pour une couche de transition 20m – $E_{\text{TRANSITION}} = 100\text{MPa}$	80
Figure IV.33: Tassement du barrage pour une couche de transition 40m – $E_{\text{TRANSITION}} = 100\text{MPa}$	80
Figure IV.34: Tassement du barrage pour une couche de transition 60m – $E_{\text{TRANSITION}} = 100\text{MPa}$	80
Figure IV.35: Tassement du barrage pour une couche de transition 80m – $E_{\text{TRANSITION}} = 100\text{MPa}$	80
Figure IV.36: Tassement du barrage pour une couche de transition 100m – $E_{\text{TRANSITION}} = 100\text{MPa}$	80
Figure IV.37: Tassement du barrage pour une couche de transition 20m – $E_{\text{TRANSITION}} = 150\text{MPa}$	81
Figure IV.38: Tassement du barrage pour une couche de transition 40m – $E_{\text{TRANSITION}} = 150\text{MPa}$	81
Figure IV.39: Tassement du barrage pour une couche de transition 60m – $E_{\text{TRANSITION}} = 150\text{MPa}$	82
Figure IV.40: Tassement du barrage pour une couche de transition 80m – $E_{\text{TRANSITION}} = 150\text{MPa}$	82
Figure IV.41: Tassement du barrage pour une couche de transition 100m – $E_{\text{TRANSITION}} = 150\text{MPa}$	82
Figure VI.42: Comparaison des tassements relatifs du noyau du barrage en fonction de l'influence des transitions.....	83
Figure VI.43 : Tassement du barrage muni de plusieurs couches de transitions.....	84
Figure IV.44: Profil du barrage servant à la modélisation – Cas du noyau incliné.....	85
Figure IV.45 : Discrétisation du barrage – Cas du noyau incliné.....	85

Figure IV.46: Déformée du barrage – Cas du noyau incliné.....	86
Figure IV.47 : Composante verticale de la contrainte S_y pour $E=50$ MPa – cas du noyau incliné.....	87
Figure IV.48 : Composante verticale de la contrainte S_y pour $E=100$ MPa – cas du noyau incliné.....	87
Figure IV.49 : Composante verticale de la contrainte S_y pour $E=200$ MPa – cas du noyau incliné.....	87
Figure IV.50 : Composante verticale de la contrainte S_y pour $E=300$ MPa – cas du noyau incliné.....	87
Figure IV.51 : Composante verticale de la contrainte S_y pour $E=400$ MPa – cas du noyau incliné.....	88
Figure VI.52 : Comparaison des contraintes au niveau des recharges du barrage – Cas du noyau incliné.....	88
Figure IV.53 : Comparaison des écarts des contraintes à la base des noyaux vertical et incliné en fonction des modules de déformation des recharges.....	89
Figure IV.54: Tassement du barrage pour $E=50$ MPa – Cas de noyau incliné.....	91
Figure IV.55: Tassement du barrage pour $E=100$ MPa – Cas de noyau incliné.....	91
Figure IV.56: Tassement du barrage pour $E=200$ MPa – Cas de noyau incliné.....	91
Figure IV.57: Tassement du barrage pour $E=300$ MPa – Cas de noyau incliné.....	91
Figure IV.58: Tassement du barrage pour $E=400$ MPa – Cas de noyau incliné.....	91
Figure IV.59: Tassement du barrage pour $E= 50$ MPa – Noyau incliné.....	93
Figure IV.60: Tassement du barrage pour $E= 400$ MPa – Noyau incliné.....	93

Liste des photos

Photo III.1 : Borne sur talus aval servant aux mesures des déplacements Barrage Sidi Abdelli, wilaya de Tlemcen (Smail, 2007).....	50
Photo III.2: Exemple d'un réseau de mesure (CSB, 2005b).....	50
Photo III.3 : Appareil de mesure des déplacements relatifs. Pendule à table de visée avec mesure en Z.....	53
Photo IV.1: Vue par satellite « barrage Sidi Abdelli ».....	63

Liste des tableaux

« Chapitre 01 »

Tableau I.1: Classement des textures selon leur sensibilité au tassement.....	04
---	----

« Chapitre 02 »

Tableau II.1: Ruptures des barrages entre 1859 et 1987.....	31
---	----

Tableau II.2: Tassement post construction de la crête au niveau de certain barrage en terre...	38
--	----

« Chapitre 03 »

Tableau III.1: instrument de mesures des charges et des conditions extérieures.....	46
---	----

Tableau III.2: Instrumentation et contrôles pour les barrages en béton.....	47
---	----

Tableau III.3: Instrumentation et contrôles pour les barrages en remblai.....	48
---	----

« Chapitre 04 »

Tableau IV.1: Système d'unités-code de calcul ANSYS.....	62
--	----

Tableau IV.2: Caractéristiques des matériaux du barrage utilisées dans la modélisation.....	65
---	----

Tableau IV.3: Variations des contraintes $E_{\text{NOYAU VERTICAL}} = 25\text{MPa}$; $E_{\text{RECHARGE}} = [50\sim 400]\text{MPa}$	67
--	----

Tableau IV.4: Variations des déformations $E_{\text{NOYAU VERTICAL}} = 25\text{MPa}$; $E_{\text{RECHARGE}} = [50\sim 400]\text{MPa}$	70
---	----

Tableau IV.5: Variations des coordonnées x et y $E_{\text{NOYAU VERTICAL}} = 25\text{MPa}$; $E_{\text{RECHARGE}} = [50\sim 400]\text{MPa}$	73
---	----

Tableau IV.6: Calcul des tassements différentiels entre le noyau et les recharges du barrage en fonction de la variation du module de déformation des recharges (cas de noyau vertical).....	74
--	----

Tableau IV.7: Variation des déformations en fonctions de la largeur de la base du noyau $E_{\text{NOYAU}} = 25\text{MPa}$; $E_{\text{RECHARGE}} = 400\text{MPa}$	75
---	----

Tableau IV.8: Calcul des tassements relatifs entre le couronnement et la base du noyau en fonction de la variation de la largeur de la base du noyau.....	76
---	----

Tableau IV.9: Valeurs de déformations d'un barrage muni de couches de transition variant de 20 à 100m $E_{\text{NOYAU}} = 25\text{MPa}$; $E_{\text{TRANSITION}} = 50\text{MPa}$; $E_{\text{RECHARGE}} = 400\text{MPa}$	77
--	----

Tableau IV.10: Valeurs de déformations d'un barrage muni de couches de transition variant de 20 à 100m $E_{\text{NOYAU}} = 25\text{MPa}$; $E_{\text{TRANSITION}} = 100\text{MPa}$; $E_{\text{RECHARGE}} = 400\text{MPa}$	79
--	----

Tableau IV.11: Valeurs de déformations d'un barrage muni de couches de transition variant de 20 à 100m $E_{\text{NOYAU}} = 25\text{MPa}$; $E_{\text{TRANSITION}} = 150\text{MPa}$; $E_{\text{RECHARGE}} = 400\text{MPa}$	81
--	----

Tableau IV.12: Tassements relatifs aux interfaces amont et aval du noyau pour des barrages avec ou sans transition.....	83
---	----

Tableau IV.13 : valeurs de déformations pour un barrage muni de couches de transition $E_{\text{NOYAU}}=25\text{MPa}$, $E_{\text{TRANSITION1}}=50\text{MPa}$, $E_{\text{TRANSITION2}}=100\text{MPa}$, $E_{\text{TRANSITION3}}=150\text{MPa}$, $E_{\text{RECHARGE}}= 200\text{MPa}$	84
Tableau IV.14 : Variations des contraintes $E_{\text{NOYAU}} = 25\text{MPa}$; $E_{\text{RECHARGE}} = [50\sim400]$ MPa.....	86
Tableau IV.15 : Calcul des écarts sur les contraintes à la base du barrage pour le cas d'un noyau incliné.....	89
Tableau IV.16: Variations des déformations $E_{\text{NOYAU INCLINE}} = 25\text{MPa}$; $E_{\text{RECHARGE}} = [50\sim400]$ MPa.....	90
Tableau IV.17 : Calcul des tassements différentiels entre le noyau incliné et les recharges du barrage en fonction de la variation du module de déformation des recharges.....	92
Tableau IV.18 : Variation des coordonnées x et y $E_{\text{NOYAU INCLINE}} = 25\text{MPa}$; $E_{\text{RECHARGE}} =$ $[50\sim400]$ MPa.....	93

Liste des notations

Lettres latines

S_t : Tassement total.

S_i : Tassement immédiat.

S_c : Tassement de consolidation primaire.

S_s : Tassement secondaire.

S_f : Tassement final.

S_c : Tassement sphérique.

S_d : Tassement déviatorique.

E : module de déformation.

B : Largeur de la fondation.

I_s : Coefficient d'influence.

e : Indice des vides.

e_0 : Indice des vides initial.

U : Degré de consolidation.

q' : Contrainte effective moyenne appliqué au sol de fondation.

q : Charge uniforme.

C_c : Indice de compression.

C_s : Indice de gonflement (recompression).

a_v : coefficient de compressibilité.

m_v : coefficient de compressibilité.

E_{oed} : Module œdométrique.

E_M : Module pressiométrique.

K : Coefficient de perméabilité.

C_v : Coefficient de consolidation vertical.

C_r : Coefficient de consolidation radial.

H : distance de drainage de l'éprouvette.

V : Volume de l'éprouvette.

H_0 : épaisseur initiale d'une couche de sol.

T_v : Facteur temps de consolidation.

B_0 : Largeur de référence.

OCR : Degré de consolidation (Over Consolidation Ratio).

U_x : Déplacement suivant x.

U_y : Déplacement suivant y.

U_z : Déplacement suivant z.

ROT_x : Rotation suivant x.

ROT_y : Rotation suivant y.

ROT_z : Rotation suivant z.

Lettres grecques

ν : Coefficient de POISSON.

σ : Contrainte totale.

σ' : Contrainte effective.

σ'_p : Pression de préconsolidation.

Δe : Variation de l'indice des vides.

u : Pression interstitielle.

Δu : Surpression interstitielle.

ΔU : Variation du degré de consolidation.

ΔH : Variation de la distance de drainage de l'éprouvette.

ΔV : Variation du volume du sol.

σ'_{v0} : Contrainte effective verticale initiale.

σ'_{vf} : Contrainte effective verticale finale.

$\Delta \sigma'$: Variation de contraintes effectives.

γ : Poids volumique du sol.

γ_w : Poids volumique de l'eau.

α : Coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol.

λ_c, λ_d : Coefficients de forme.

ε_v : Déformation volumique.

Liste des abréviations

CFBR : Comité Français des Barrages et Réservoirs.

CIGB : Commission Internationale des Grands Barrages.

CSB : Comité Suisse des barrages

LPC : Laboratoire des ponts et chaussées.

ICOLD: International Commission Of Large Dams.

OFEG : Office Fédéral des Eaux et de la Géologie.

USACE : US Army Corps of Engineers.

INTRODUCTION GENERALE

Dans le domaine du génie civil, les barrages ont toujours été considérés comme des ouvrages d'art spécifiques. Les raisons se trouvant, d'une part dans le caractère unique de chaque barrage et dans la complexité des comportements et des mécanismes mis en jeu d'autre part. Ces ouvrages présentent des enjeux importants, sur le plan de la sécurité publique, car leur rupture aurait des conséquences catastrophiques, mais aussi sur le plan de l'économie des installations, en raison de l'importance des coûts des travaux de maintien en état.

La grande proportion des barrages en terre dans le parc mondial s'explique par leur simplicité de construction, leur bonne adaptabilité à un grand nombre de sites et leur faible coût de construction. L'insuffisance, sur le plan quantitatif et/ou qualitatif des matériaux étanches oblige le passage par la conception des barrages zonés à noyaux centraux.

Les barrages en terre à noyaux centraux présentent des tassements. Ces ouvrages subissent des déformations de plusieurs types. Afin de concevoir et dimensionner correctement ces ouvrages, il est important que le type et l'amplitude des déformations puissent être définis et anticipés. Les zones potentielles d'apparition des déformations doivent faire l'objet d'attention particulière par des mesures adéquates lors de la conception. La prévention des tassements s'avère en effet capitale pour assurer l'étanchéité et la stabilité des barrages. L'évaluation des déformations constitue également un enjeu important pour la réhabilitation ou la confortation de ces ouvrages.

L'évaluation des différentes déformations des matériaux constituant le corps du barrage permet de mettre en évidence la présence ou pas de déformations différentielles remettant en cause la fonction étanchéité du barrage.

D'un autre côté, l'évaluation des déformations enregistrées sur les barrages zonés intéressent plus particulièrement celles des noyaux en raison de leur rôle d'étanchéité pour lequel ils ont été projetés et conçus.

Les déformations au niveau des noyaux de barrages en terre dépendent de multiples critères de conception : dimensions du noyau, notamment sa base, configuration et position (Noyaux verticaux ou inclinés avancés à l'amont), qualité des matériaux constituant les recharges et écarts de rigidités (modules de déformations) entre ces dernières et l'organe d'étanchéité.

Le recours à la modélisation pour l'évaluation des déformations des noyaux de barrages en terre est capital. Cet outil numérique permet principalement d'évaluer ce paramètre en tenant compte des différentes variantes de conception des noyaux et l'influence des interfaces avec les recharges du barrage.

Le présent travail, se basant sur la modélisation numérique à travers le code de calcul Ansys, s'intègre étroitement dans cette thématique et en fonction des considérations suscitées. Il vise principalement, une analyse paramétrée et comparative des déformations des noyaux de barrages en fonction de leur géométrie, leur configuration, la qualité des matériaux constituant les recharges et l'écart de rigidité des différentes zones de remblais du barrage.

Le travail lié à l'analyse paramétrée des déformations devait impérativement être précédée, à l'amont, par une contribution bibliographique ciblant la compréhension physique et mathématique du phénomène de tassement des sols, les déformations des barrages dans leur contexte général, ainsi que l'auscultation et la surveillance des barrages vis à vis de ce phénomène pour la validation du comportement analysé à travers la modélisation.

Pour atteindre ces divers objectifs, le mémoire a été structuré en plusieurs chapitres:

- Chapitre I : Notions théoriques sur le tassement,
- Chapitre II : Tassement dans les barrages,
- Chapitre III : Auscultation des barrages en terre,
- Chapitre IV : Analyse des déformations des noyaux de barrages en terre par la modélisation numérique.

En finalité, les résultats obtenus par le biais de la modélisation devaient permettre d'orienter les conceptions futures des noyaux de barrages en terre en fonction des paramètres utilisés pour l'analyse paramétrée et de dresser un comparatif s'articulant sur l'évaluation des déformations en relation avec les multiples variantes de conception.

Chapitre I

Notions
théoriques
sur le
tassement

I. INTRODUCTION

Les sols, comme tous les autres matériaux, se déforment lorsqu'on leur applique une charge avec des amplitudes qui peuvent aller de quelques millimètres à quelques mètres. La déformabilité des sols prend des formes différentes selon la nature des sols et le type des ouvrages. La prévision de ces déplacements sera donc préconisée par les normes de calcul pour vérifier qu'ils seront acceptables par les ouvrages à construire.

Dans le cas général, les déplacements des particules d'un sol chargé sont tridimensionnels :

- La composante verticale du déplacement est appelée tassement,
- Les composantes horizontales sont appelées déplacement horizontaux.

Ce chapitre traite successivement le tassement dans les différents types de sols, son évolution au cours du temps (consolidation) et se termine par quelques considérations sur le calcul pratique des tassements.

II. COMPOSANTES DU TASSEMENT

Les tassements peuvent apparaître juste au début de la construction et se stabiliser par la suite : il s'agit alors de tassement instantané et de tassement de consolidation (primaire et secondaire). La consolidation est un phénomène élasto-plastique, différé dans le temps dont la durée dépend de la perméabilité du matériau. Elle prend fin lorsque la pression interstitielle retrouve sa valeur initiale. Parfois, le tassement ne se stabilise pas et continue au-delà de la fin supposée de la consolidation primaire: il s'agit alors de tassement à long terme et ce phénomène est appelé consolidation secondaire ou fluage.

$$S_t = S_i + S_c + S_s \dots \text{Où : } \begin{cases} S_i : \text{tassement immédiat} \\ S_c : \text{tassement de consolidation primaire, lié au temps} \\ S_s : \text{tassement secondaire, aussi lié au temps} \end{cases}$$

II.1. Tassement immédiat

Ce tassement est appelé aussi tassement initial ou compression élastique. Il se passe immédiatement après application de la charge sur le sol. Dans la conception de semelle, il faut tenir compte des tassements immédiats, celle-ci provoque une déformation vers l'extérieur de la semelle de fondation. Même si le tassement immédiat ne peut être qualifié d'élastique, on l'évalue généralement en se basant sur la théorie d'élasticité.

Les équations qui s'expriment dans ce type de tassement sont semblables, principalement, à celle que l'on utilise pour évaluer la déformation d'une colonne sous une charge axiale. Dans la plupart des fondations cependant, le chargement est tridimensionnel, ce qui entraîne une distorsion du sol de fondation. Il est difficile d'évaluer convenablement le module de compression et le volume de sol soumis à ces contraintes externes (ARABET, 2010).

Le calcul du tassement immédiat est évalué par la formule suivante :

$$S_i = q \times B \times \frac{1 - \nu^2}{E} \times I_s$$

q : charge uniforme.

E : module d'élasticité du sol.

ν : Coefficient de POISSON.

B : Le diamètre ou la largeur de la fondation.

I_s : Coefficient d'influence qui dépend de la forme de la semelle et de la position du point où l'on veut déterminer le tassement.

II.2. Tassement de consolidation primaire

Le tassement de consolidation primaire est le déplacement vertical de la surface du sol correspondant à un changement de volume à n'importe quel stade du processus de consolidation.

La consolidation est la réduction graduelle du volume d'un sol complètement saturé, à faible perméabilité due au drainage de quelques quantités d'eau dans les pores. Cette action se poursuit jusqu'à ce que l'excès de pression interstitielle Δu dans les pores dû à une augmentation des contraintes totales $\Delta \sigma$, soit complètement dissipé.

Le tassement de consolidation est un phénomène qui dépend du temps, il se produit dans les sols à grains fins qui présentent un faible coefficient de perméabilité. La vitesse de tassement dépend du taux de drainage de l'eau interstitielle. Le tassement de consolidation peut être calculé en laboratoire à partir des essais œdométriques (ARABET, 2010).

II.3. Tassement de consolidation secondaire

L'expérience montre que le sol continu à tasser une fois la consolidation primaire achevée. Cette nouvelle phase de tassement s'appelle la consolidation secondaire. Elle est

principalement due à l'arrangement graduel des particules de l'argile pour une configuration plus stable et à des modifications viscoélastiques des couches d'eau adsorbée.

Donc le tassement secondaire, qui dépend du temps, se produit à contrainte effective constante, sans qu'il y ait variation des pressions interstitielles.

Le tassement dû à la consolidation secondaire est faible dans la plupart des sols, son effet peut être généralement négligé. Cependant, dans certains sols organiques ou les sols très compressibles, la consolidation secondaire constitue une part importante du tassement total et donc joue un rôle important. Le tassement secondaire peut être calculé en laboratoire à partir des essais de consolidations (ARABET, 2010).

III. NOTIONS LIEES AU TASSEMENT

Au tassement, sont souvent associées les notions d'intensité, de sensibilité ou bien de risque qui ne sont pas toujours bien définies. Selon (LEFEBVRE, 2010), nous considérons que :

- l'intensité du tassement correspond à un état du sol, caractérisé à un instant donné par un profil de masse volumique. On l'appelle également compacité du sol ;
- La sensibilité au tassement correspond à une propriété du sol. C'est à la facilité avec laquelle la masse volumique du sol augmente lors de l'application d'une contrainte mécanique. C'est ce qu'on appelle la compressibilité ;
- Quant au risque de tassement d'un sol, c'est la combinaison de la fréquence avec laquelle la masse volumique augmente et de l'ampleur des conséquences de l'augmentation de cette masse volumique sur les fonctions du sol. Aussi le risque de tassement des sols peut différer selon la fonction du sol considérée.

IV. LES FACTEURS DE VARIATION DE L'INTENSITE DU TASSEMENT

IV.1. La texture

La texture des sols est caractérisée par la teneur en argile, en limon et en sable. Elle joue un rôle complexe sur la sensibilité au tassement car un sol n'est jamais constitué d'un seul type de particules (LEFEBVRE, 2010).

La teneur en argile a également tendance à augmenter la compressibilité du sol selon (SMITH et al., 1997). De manière générale, les sols sableux sont moins sensibles au tassement que les sols argileux car l'argile affecte les propriétés mécaniques des sols.

Un sol sableux est quasiment incompressible d'après (HORN et FLEIGE, 2005). Par contre, un sol à texture limono-sableuse est très vulnérable au tassement du fait de l'arrangement des grains sableux (particules grossières) laissant des interstices facilement comblés par des particules de limon (particules fines) (REMY et MATHIEU, 1972 ; DEXTER, 2004). Ces derniers expliquent que plus la granulométrie d'un sol est variée, plus il est sensible au tassement.

Le tableau (I.1) montre la classification des textures définies par les moins sensibles au plus sensibles au tassement.

Tableau I.1 : Classement des textures selon leur sensibilité au tassement (REMY et MATHIEU ,1972)

Textures	Sensibilité au tassement					
	Très faible	Faible	Modéré	Assez important	importante	Très importante
Sable	•					
Limon léger	•					
Limon léger sableux	•	•				
Argile sableuse	•	•	•			
Argile lourde	•	•	•			
Sable limoneux	•	•	•	•		
Sable argileux	•	•	•	•	•	
Limon moyen		•	•			
Limon moyen sableux		•	•	•		
Argile		•	•	•	•	
Limon sableux			•	•	•	
limon argileux				•	•	
Limon sableux argileux				•	•	•
Argile limoneuse				•	•	•
Limon argileux sableux					•	•

IV.2. La structure

La structure peut être définie par l'hétérogénéité spatiale des propriétés physiques du sol (Dexter, 1988). Le plus souvent, on la caractérise par la masse volumique car c'est une variable facile à mesurer. Il existe, cependant, d'autres variables plus difficiles d'accès qui la caractérisent (indice des vides, volume spécifique,...)(LEFBEVRE, 2010).

L'augmentation de la masse volumique du sol réduit d'une part, les possibilités de réarrangement des particules de sol, ce qui rend le sol de moins en moins sensible au tassement, et augmente, d'autre part les forces de friction internes du sol, ce qui augmente sa capacité de portance (IMHOFF et al., 2004). Quant aux effets de la masse volumique, ils sont plus importants pour les sols sableux que pour les sols argileux. D'après (LEBERT et HORN., 1991) ce serait du au fait que la teneur en argile a tendance à diminuer la masse volumique du sol en augmentant la porosité et le contact entre les particules de sol (renforce l'agrégation du sol).

IV.3. La teneur en eau

La teneur en eau est le facteur qui joue le plus dans les phénomènes de tassement des sols. Ses effets sur le comportement mécanique des sols ont fait l'objet de nombreuses études.

(HORN et FLEIGE, 2003) observent une influence de la teneur en eau qui diffère selon la texture du sol. Les sols à teneur en argile ou en limon élevée ont une forte variation de la pression de pré-consolidation avec la teneur en eau du sol alors que les sols sableux sont beaucoup moins influencés par la teneur en eau des sols car le réarrangement des particules est limité.

IV.4. La matière organique

La matière organique a un effet indirect sur les propriétés mécaniques des sols au travers de son effet sur la capacité de rétention en eau des sols (LEFEBVRE, 2010). Au delà de 2 à 3% de matière organique, l'utilisation des sols en remblais peut engendrer des problèmes de tassement à long terme. Donc, les sols contenant plus de 5% de matière organique sont à proscrire (DEGOUTTE et ROYET, 2009).

V. COMPORTEMENT DES DIFFERENTS TYPES DE SOLS VIS-A-VIS DU TASSEMENT

V.1. Cas des sols grenus (pulvérulents)

Dans les domaines usuels de contraintes, les déformations des sols grenus sont, comme toujours, celles du squelette solide, qui entraînent un réarrangement des grains avec un enchevêtrement supplémentaire lors du chargement et la possibilité d'un désenchevêtrement partiel au déchargement.

Ces déformations sont instantanées ou quasi instantanées, compte tenu de la grande perméabilité de ces matériaux, et en amplitude elles sont identiques quel que soit l'état de saturation initial du sol.

En général, on néglige le tassement d'un sol grenu d'autant si à son voisinage il existe une couche de sol fin saturé elle-même sollicitée (CHIKHI, 2011).

V.2. Cas de sols fins

Le phénomène de consolidation se visualise dans les sols fins de faible perméabilité. Il est caractérisé par:

- L'écoulement forcé de l'eau dû à la surpression interstitielle.
- La diminution de la surpression interstitielle dans le temps en un point donné.
- L'augmentation des contraintes effectives dans le temps en ce même point.

Le tassement d'un sol en consolidation évolue dans le temps jusqu'à l'annulation des surpressions interstitielles Δu , et atteint alors une valeur S_c . Un tel comportement est dit à long terme et la consolidation est appelée consolidation primaire. Le tassement qui en découle est dit aussi tassement de consolidation.

Au-delà de ce stade, le tassement du sol se manifeste toujours et est dû à un réarrangement des grains sans évacuation de l'eau interstitielle, et à des déformations plastiques des couches d'eau adsorbées entourant les grains argileux, sous des contraintes effectives constantes dans le temps. Un tel phénomène est appelé consolidation secondaire ou fluage.

Ce tassement évolue très lentement et est prépondérant dans les sols pratiquement imperméables comme la vase et la tourbe. Le tassement atteint dans ce stade est noté S_f (BOUAFIA, 2010).

VI. CONSOLIDATION

VI.1. Phénomène de consolidation

La consolidation est un phénomène qui se traduit par un tassement progressif des couches de sols fins au cours du temps. La perméabilité de ces sols étant faible, les surpressions interstitielles, générées par une mise en charge des couches se dissipent plus en moins vite.

Un transfert de charge de l'eau au squelette est constaté. L'augmentation de contraintes effectives est responsable du tassement observé (DESODT et REIFFSTECK, 2014).

Le phénomène est illustré par l'analogie représentée sur la figure I.1.

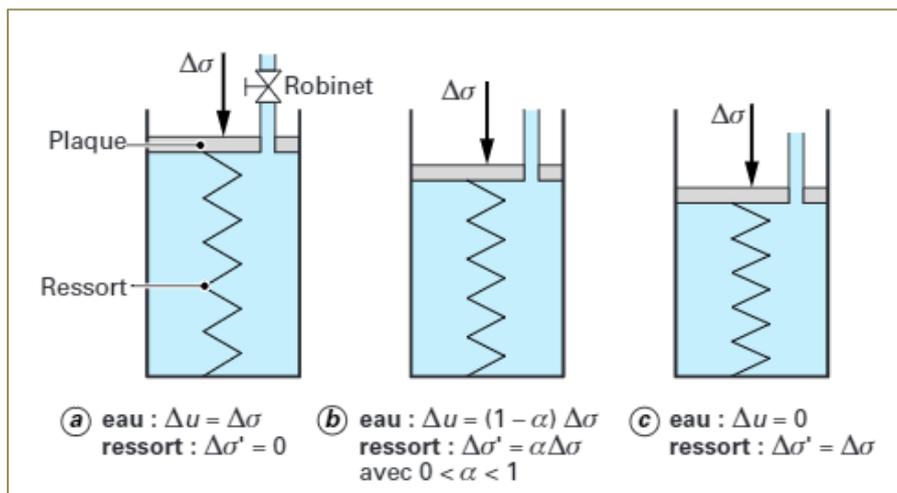


Figure I.1 : Schéma de principe du phénomène de consolidation (MAGNAN, 2000)

Le sol est chargé par l'intermédiaire d'une plaque percée d'un orifice de faible diamètre muni d'un robinet.

Le comportement mécanique du squelette solide du sol est schématisé par un ressort.

La phase liquide est représentée par de l'eau.

La faible perméabilité du sol est simulée en restreignant la section de l'orifice permettant à l'eau de s'échapper à travers la plaque de chargement.

- à l'instant initial **a** : $t = 0$ (robinet fermé), la charge $\Delta\sigma$ appliquée à la plaque est transmise intégralement à l'eau, le ressort n'est pas sollicité,
- Après ouverture du robinet **b** : l'eau s'échappe lentement au cours du temps, la charge étant reprise progressivement par le ressort,
- En fin de consolidation **c** : la surpression dans l'eau est dissipée, l'écoulement s'arrête et la charge est entièrement transférée sur le ressort.

VI.2. Théorie de la consolidation unidimensionnelle

La théorie de la consolidation unidimensionnelle proposée par Terzaghi, au début du XX^e siècle, traite la consolidation d'une couche dans laquelle les déformations et les écoulements sont uniquement verticaux et où la charge est appliquée instantanément à l'instant initial. Elle correspond aux conditions de l'essai œdométrique, sous chaque palier de chargement, et au schéma des couches de sols compressibles horizontales sans déplacements.

Malgré des hypothèses simplifiant fortement certains aspects du comportement des sols, cette théorie reste la référence pour les calculs de consolidation, car elle contient les composantes principales du phénomène et représente correctement les phénomènes observés dans les sols saturés compressibles sous les ouvrages (MAGNAN, 2000).

VI.2.1. Hypothèses

Les hypothèses de la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi sont les suivantes :

1. Le sol est homogène.
2. Le sol est saturé et le reste pendant toute la consolidation.
3. L'eau et les particules solides sont incompressibles.
4. Les déformations du squelette sont uniquement verticales.
5. Il existe une relation linéaire entre la contrainte effective appliquée au squelette et ses variations de volume (qui sont proportionnelles aux déformations verticales).
6. L'écoulement de l'eau interstitielle est uniquement vertical.
7. La loi de Darcy s'applique quelle que soit la valeur du gradient hydraulique.
8. Le coefficient de perméabilité k est constant dans la couche de sol et pendant toute la consolidation.
9. Les déformations du sol restent petites pendant la consolidation.

D'après (MAGNAN, 2000) la plupart de ces hypothèses ne sont que des approximations assez grossières de la réalité :

- l'homogénéité des sols est toute relative : dans les dépôts de sols naturels, les propriétés physiques et mécaniques varient d'un point à l'autre ; elles dépendent, en particulier, de l'état des contraintes initiales, qui varie en fonction de la profondeur.

- pour les sols très compressibles, les propriétés du sol varient au cours de la consolidation et ne sont pas indépendantes du temps.
- pour la plupart des sols, l'indice des vides est une fonction linéaire du logarithme de la contrainte effective et non de la contrainte effective elle-même. La linéarité de la loi de compressibilité de l'hypothèse (5) n'est donc valable que pour des variations de contraintes d'amplitude limitée.
- les sols naturels contiennent, en général, un certain pourcentage de gaz, même très faible, qui fait que la compressibilité du fluide (eau + gaz) qui remplit les pores du sol n'est pas tout à fait négligeable.
- dans les dépôts de sols naturels, les déplacements horizontaux ne peuvent pas toujours être négligés et l'écoulement de l'eau a souvent une composante horizontale.
- dans certains types de sols, les tourbes par exemple, on ne peut pas négliger la compressibilité secondaire qui accompagne la consolidation.

VI.2.2. Loi de TERZAGHI

L'eau qui règne dans les vides (interstices) du sol crée une pression interstitielle u qui se dissipe dans le temps au profit de la contrainte effective σ' dans le sol qui augmente progressivement à long terme. Mais quelque soit le temps la contrainte totale σ selon la loi de Terzaghi est donnée par :

$$\sigma = \sigma' + u$$

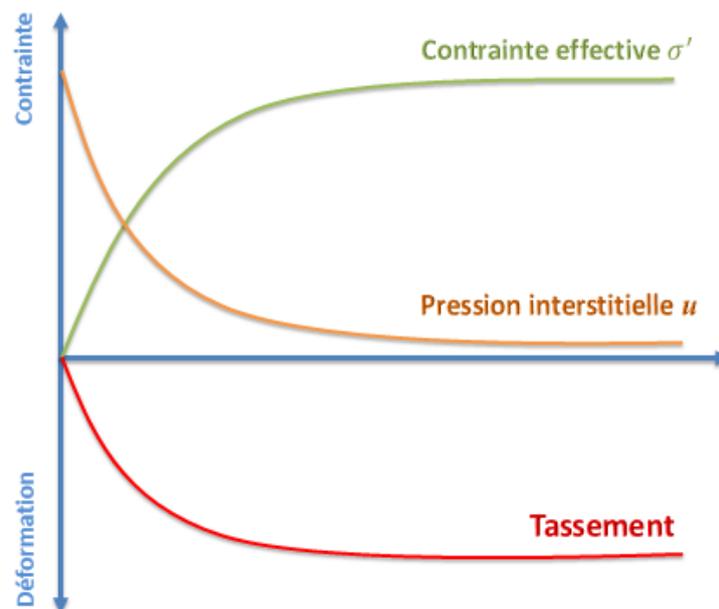


Figure I.2 : Variation de la contrainte effective et de la pression interstitielle et du tassement en fonction du temps

VII. ESSAI OEDOMETRIQUE

On appelle « Essais oedométriques » tous les essais réalisés en laboratoire dans des appareils appelés « Oedomètre », dont la partie principale est constituée d'un moule cylindrique indéformable qui interdit toute déformation radiale de l'éprouvette testée. Les premiers oedomètres sont apparus au début du 20^{ème} siècle (Terzaghi en 1919 à Istanbul ; Frontard en 1914 en France ; Olsson en Suède). Les essais oedométriques permettent de déterminer la courbe de compressibilité unidimensionnelle des sols, dite « courbe oedométrique », et le coefficient de consolidation C_v utilisé dans la théorie de la consolidation unidimensionnelle (MAGNAN, 1998).

VII.1. Paramètres de compressibilité

La courbe œdométrique (figure I.3) peut être caractérisée par quatre paramètres:

- les coordonnées du point P (Contrainte de préconsolidation) notée σ'_p et indice des vides correspondant e_p ,
- la pente de la partie initiale de la courbe: C_s , appelée indice de gonflement. C_s est aussi appelé indice de recompression, pour le distinguer des paramètres caractérisant le comportement des sols gonflants;
- la pente de la partie finale de la courbe: C_c , appelée indice de compression.

Les cinq paramètres de compressibilité utilisés en pratique sont donc: e_0 , σ'_{v0} , C_s , σ'_p et C_c .

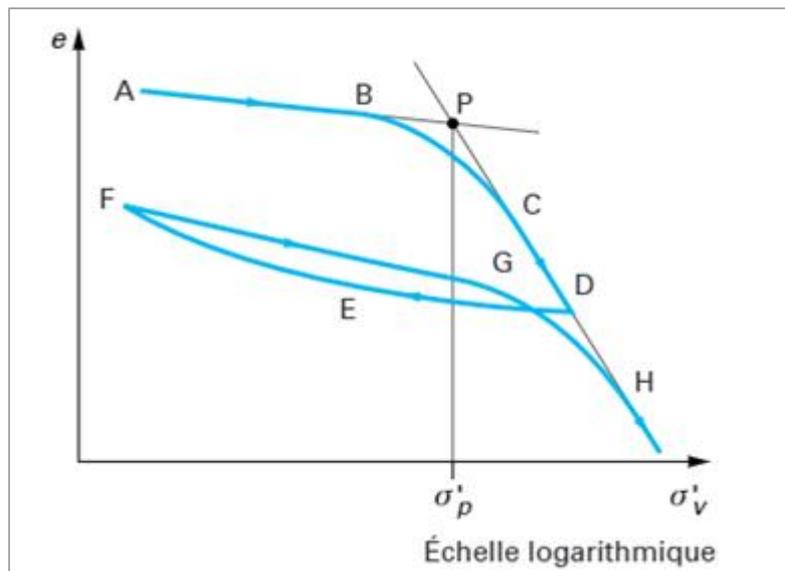


Figure I.3: Courbe œdométrique des sols fins (MAGNAN, 2000)

VII.1.1. Contrainte de préconsolidation

Différentes méthodes ont été proposées pour déterminer la pression de préconsolidation en pratique (méthodes de Casagrande, méthode de Schmertmann, méthode LPC, etc.).

Les sols proprement dit ont une « mémoire » des contraintes et des autres changements qu'ils ont pu subir au cours des siècles et ces changements sont conservés dans la structure du sol. Un échantillon de sol à une profondeur donnée (z) est soumis à une contrainte effective verticale σ'_{v0} appliquée par le poids des terres de couverture (ARABET, 2010).

On utilise la courbe de compressibilité (contrainte effective de préconsolidation) pour classer les différents types de sol, donc il est possible de distinguer trois possibilités :

- Sol normalement consolidé ;
- Sol sur-consolidé ;
- Sol sous-consolidé.

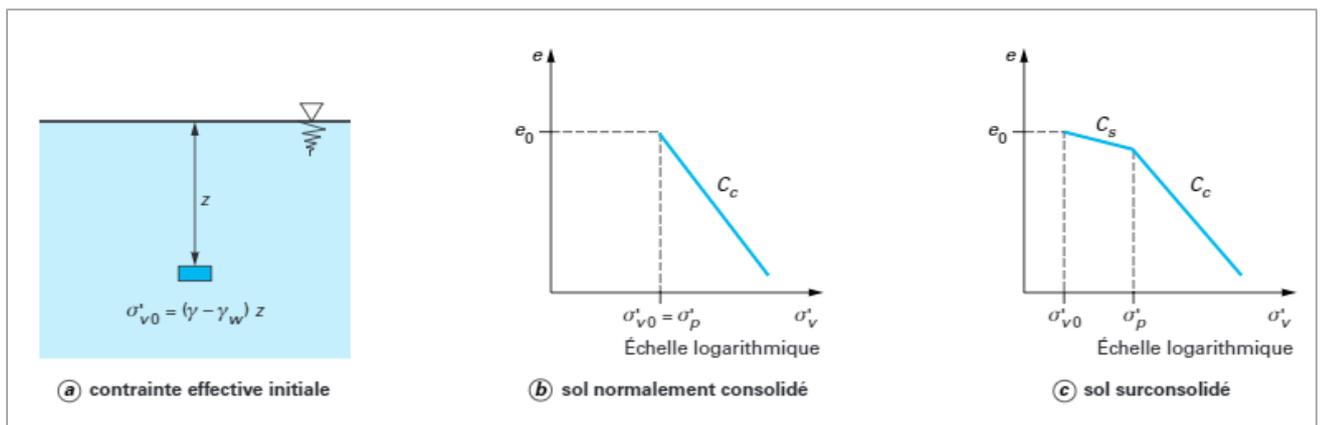


Figure I.4: Compressibilité du sol selon son état de consolidation en phase (MAGNAN, 2000)

a. Sol normalement consolidé

Lorsque la contrainte effective verticale est égale à la contrainte effective de préconsolidation ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$), le sol est dit normalement consolidé (figure I.4) C'est-à-dire dans le passé, ce sol a été tassé uniquement sous son propre poids et celui des terres de couverture. Si on construit sur ce type de sol, toute la surcharge entraîne un tassement dépendant de C_c (ARABET, 2010).

b. Sol surconsolidé

Lorsque la contrainte effective verticale est inférieure à la contrainte effective de préconsolidation ($\sigma'_{v0} < \sigma'_p$), le sol est dit sur consolidé. C'est-à-dire à un moment antérieur de son histoire, ce sol a été soumis à une contrainte supérieure au poids des terres actuel.

La surconsolidation peut être due à un certain nombre de facteurs comprenant:

- la surcharge due à des terrains qui furent ensuite érodés.
- La dessiccation par exposition de la surface souvent accompagnée de l'altération des matériaux argileux.
- Les forces tectoniques dues à des mouvements de l'écorce terrestre.
- La surcharge temporaire telle qu'il peut s'en produire dans le cas d'une nappe de glace continentale.
- Les forces de percolation prolongées.

On peut définir le rapport de surconsolidation OCR (Over Consolidation Ratio) comme le quotient de la contrainte de préconsolidation par la contrainte due au poids des terres :

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}$$

Dans les sols normalement consolidés, $OCR = 1$ et lorsque $OCR > 1$, ils sont surconsolidés.

Si on pouvait mesurer les pressions dans ces conditions, on obtiendrait des pressions qui sont inférieures à la pression de préconsolidation. Donc il y a un faible tassement, voire négligeables. C'est-à-dire le sol est constructible (ARABET, 2010).

c. Sol sous-consolidé

Lorsque la contrainte effective verticale est supérieure à la contrainte effective de préconsolidation ($\sigma'_{v0} > \sigma'_p$), le sol est dit sous consolidé. C'est-à-dire le sol est en cours de consolidation, donc le sol n'a pas encore été soumis à une contrainte aussi élevée que σ'_{v0} (poids des terres actuel). Le degré de consolidation est inférieure à un ($OCR < 1$).

La sous-consolidation peut se produire par exemple, dans les sols qui ont été déposés récemment soit par un processus géologique ou par une intervention humaine. Dans ces conditions, la couche de sol n'est pas encore en équilibre avec le poids des terres.

Si on pouvait mesurer les pressions interstitielles dans ces conditions, on obtiendrait des pressions qui dépassent les pressions hydrostatiques. Donc le sol est inconstructible sans traitement particulier (déformations même sans surcharge) (ARABET, 2010).

VII.1.2. Indices de compression et de gonflement

C'est deux paramètres sont indépendants de la valeur de la contrainte effective σ'_v0 et sont donnés sous la formule:

$$C_s \text{ ou } C_c = \frac{e_i - e}{\log \sigma' - \log \sigma'_i} = \frac{\Delta e}{\log \frac{\sigma'}{\sigma'_i}}$$

VII.1.3. Coefficient de compressibilité

L'indice de compressibilité est le rapport du changement d'indice des vides à la variation de contrainte effective normale correspondant (ARABET, 2010). Sa valeur numérique est la pente de la courbe ($e - \sigma'$):

$$a_v = \frac{de}{d\sigma'}$$

Le signe moins (-) indique que e est une fonction décroissante de σ' . La valeur du coefficient de compressibilité n'est pas une constante, elle décroît lorsque la contrainte effective augmente. Toutefois, pour des petites valeurs de $\Delta\sigma'$, le coefficient a_v peut être considéré comme étant constant et égal à:

$$a_v = \frac{e_i - e}{\sigma' - \sigma'_i} = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma}$$

VII.1.4. Coefficient de changement de volume

La déformation volumique due à un accroissement unitaire de pression est appelée coefficient de changement volumétrique. Il est donné par la relation :

$$m_v = - \frac{\varepsilon_v}{\Delta \sigma'}$$

VII.1.5. Module œdométrique

Le module œdométrique est une valeur relie les déformations aux contraintes. Lorsque le tassement final de consolidation primaire est atteint, donc les contraintes interstitielles sont nulles et les contraintes totales et effectives sont égales, dans ce cas seulement on peut définir le module œdométrique comme suit :

$$E_{oed} = \frac{\Delta \sigma'}{\frac{\Delta H}{H_o}}$$

Donc :

$$E_{oed} = \frac{(1+e_0) \times \Delta\sigma'}{\Delta e} = \frac{1}{m_v}$$

VII.2. Courbe de consolidation

Les courbes de consolidation représentent, pour chaque palier de chargement les variations de l'épaisseur de l'éprouvette en fonction du temps (BOUDLEL, 2013). Cependant, trois parties sont à distinguer sur ces courbes :

- La compression initiale ou instantanée, lors de l'application de la charge,
- La consolidation primaire, qui correspond à la dissipation de la pression interstitielle, elle présente le phénomène prépondérant,
- La compression secondaire, qui se poursuit dans le temps après la dissipation de la surpression interstitielle.

Les courbes de consolidation fournissent, d'une part, le coefficient de consolidation (C_v) correspondant au palier de chargement considéré, et d'autre part, le coefficient de perméabilité (K_v) déduit de C_v , en utilisant le module œdométrique.

La courbe de variation du tassement s en fonction du logarithme du temps t a l'allure indiquée sur la figure (I.5).

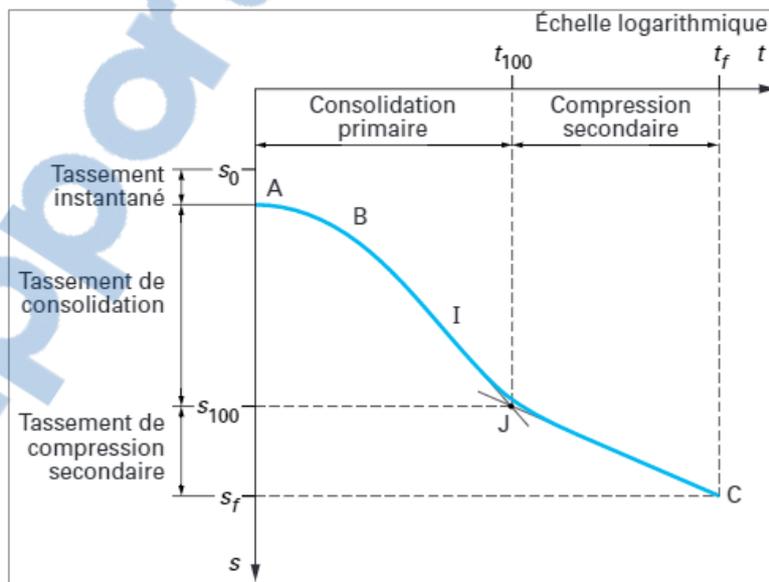


Figure I.5: Courbe de consolidation (MAGNAN, 2000)

VII.3. Degré de consolidation

Au fur et à mesure de la consolidation dans un sol, la surpression interstitielle diminue.

On appelle degré de consolidation à l'instant t en un point d'un sol où la surpression interstitielle avait pour valeur ΔU_i à l'instant initial et a pour valeur ΔU à l'instant t , le rapport :

$$U = 1 - (\Delta U / \Delta U_i)$$

- A l'instant initial $t = 0$, le degré de consolidation est nul $\Delta U = \Delta U_i$, $U = 0$.
- A la fin de la consolidation, le degré de consolidation a pour valeur $\Delta U = 0$, $U = 1$.

Par définition, le degré de consolidation noté U est le rapport du tassement au temps t au tassement final (pour $t = \infty$) :

$$U = \frac{S_t}{S_\infty} \times 100$$

VII.4. Facteur temps

La théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi a conservé une grande utilité dans la pratique de la mécanique des sols parce que, malgré les nombreuses simplifications qu'elle apporte à la nature, elle décrit convenablement les traits essentiels de l'évolution au cours du temps des tassements des massifs de sols fins. En particulier, elle produit bien une observation courante, qui est que la durée des tassements est proportionnelle au carré de l'épaisseur de la couche compressible. On le voit dans l'expression du facteur-temps, qui est la mesure adimensionnelle du temps dans la solution de l'équation différentielle : Le facteur-temps a pour expression:

$$T_v = \frac{C_v \times t}{H^2}$$

Dans un massif de sol de propriétés mécaniques données (représentées par C_v) , pour obtenir le même facteur-temps, donc le même degré de consolidation, donc le même pourcentage du tassement final, il suffit de choisir une même valeur du rapport t/H^2 , c'est à dire que le temps de consolidation est proportionnelle au carré de H , épaisseur d'une couche limitée par une surface perméable et une surface imperméable. La longueur H représente la plus grande distance que l'eau doit parcourir pour sortir du sol. On l'appelle « distance de drainage ».

Dans le cas d'une couche drainée des deux côtés, la solution de l'équation différentielle reste la même à condition de rechercher la solution sur la moitié seulement de la couche pour se ramener au cas d'une surface drainante et d'une surface imperméable (le plan médian de la couche, par raison de symétrie).

Il faut donc faire attention, lorsque l'on détermine les paramètres d'un calcul de consolidation unidimensionnelle, à bien choisir la distance de drainage, qui peut être égale à l'épaisseur de la couche ou sa moitié (SCHLOSSER, 1988).

VII.5. Coefficient de consolidation

Différentes méthodes sont utilisées pour déterminer la valeur de C_v . Les méthodes les plus courantes sont (MAGNAN, 2000):

- la méthode de **Casagrande**, qui détermine le temps t_{50} correspondant à un degré de consolidation de 50 % sur la courbe de consolidation représentée en fonction du logarithme du temps. Le coefficient de consolidation est calculé au moyen de la formule donnée par :

$$C_v = \frac{0.197 H^2}{t_{50}}$$

- la méthode de **Taylor**, qui détermine le temps t_{90} correspondant à un degré de consolidation de 90 % sur la courbe de consolidation représentée en fonction de la racine carrée du temps (figure I.6). Pour cette méthode la formule du coefficient de consolidation sera donnée par :

$$C_v = \frac{0.848 H^2}{t_{90}}$$

Avec : H la distance de drainage de l'éprouvette (épaisseur si l'éprouvette n'est drainée que d'un côté ; demi-épaisseur si l'éprouvette est drainée par ses faces supérieure et inférieure).

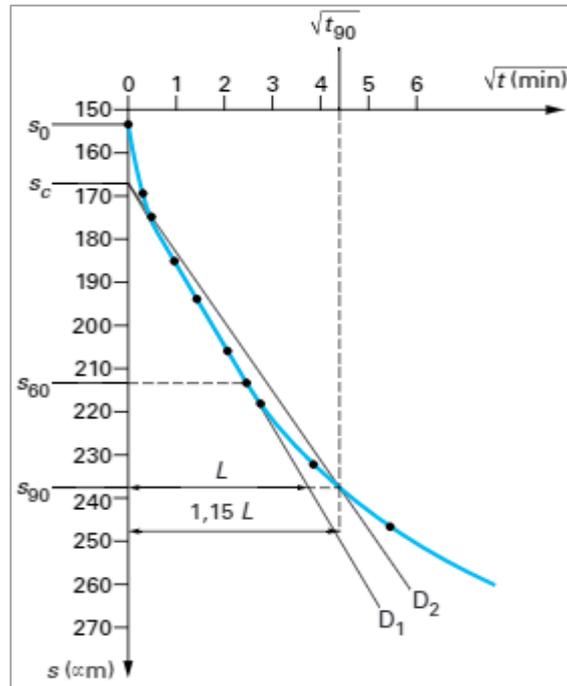


Figure I.6 : Courbe de tassement S en fonction de la racine carrée du temps sous charge constante (MAGNAN, 2000)

VII.6. Coefficient de perméabilité

Le coefficient de perméabilité est lié au coefficient de consolidation déterminé par l'une des deux méthodes précédentes et au module œdométrique correspondant au palier de chargement considéré par la relation :

$$k_v = \frac{C_v \times \gamma_w}{E_{oed}}$$

VIII. METHODES DE CALCUL DES TASSEMENTS

Il existe deux grandes classes de méthodes de détermination du tassement:

- les méthodes à partir des essais de laboratoire : Il s'agit essentiellement de l'essai œdométrique, surtout utilisé pour les sols fins cohérents;
- les méthodes à partir des essais in-situ : Il s'agit des essais pressiométriques Ménard, très utilisés notamment pour les sols pulvérulents, à cause des difficultés évidentes de prélèvement et d'essai en laboratoire.

VIII.1. Calcul du tassement œdométrique

Dans un essai œdométrique, comme les déformations horizontales du sol sont nulles, les variations de volume du sol se réduisent à celles qui résultent de la composante verticale du déplacement:

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{\Delta H}{H_0}$$

Avec

H : épaisseur de l'éprouvette,

V : volume de l'éprouvette.

Si l'on suppose négligeable la déformation des particules du squelette solide, on peut écrire que le volume de ces particules reste constant pendant l'essai, ce qui se traduit par la condition :

$$\frac{H}{1 + e} = \text{Constante}$$

On en déduit que :

$$\frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

Lors de l'essai œdométrique, on détermine l'épaisseur finale de l'éprouvette sous chacune des charges qui lui sont successivement appliquées, de sorte que l'on dispose d'une série de

Connaissant l'épaisseur initiale de l'éprouvette H_0 et l'indice des vides initial e_0 (que l'on détermine en fin d'essai à partir de l'état final du sol et de sa déformation totale), on peut calculer les valeurs successives de l'indice des vides au moyen de la formule:

$$e = e_0 - \Delta e = e_0 - \frac{1 + e_0}{H_0} \Delta H$$

Inversement, pour déduire le tassement œdométrique d'un sol (c'est-à-dire son tassement en l'absence de déplacements horizontaux) de la courbe de compressibilité œdométrique, on

utilisera la formule :

$$\Delta H = H_0 \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

Qui donne le tassement entre l'état initial du sol et son état actuel.

La variation de l'indice des vides Δe est facile à calculer connaissant les valeurs des indices de gonflement C_s et de compression C_c et celles de la contrainte effective initiale σ'_{v0} , de la pression de préconsolidation σ'_p et de la contrainte effective finale σ'_{vf} :

- si le sol est **normalement consolidé** ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) :

$$\Delta e = C_s \lg \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_p}$$

- si le sol est **surconsolidé** ($\sigma'_{v0} < \sigma'_p$) :

$$\Delta e = \begin{cases} C_s \lg \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}} & \text{si } \sigma'_{vf} < \sigma'_p \\ C_s \lg \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + C_c \lg \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_p} & \text{si } \sigma'_{vf} > \sigma'_p \end{cases}$$

En règle générale, le premier terme de la formule correspondant au cas du sol surconsolidé est nettement plus faible que le second.

Pour calculer le tassement œdométrique d'une couche de sol, on doit donc connaître:

- l'épaisseur initiale de la couche considérée (H_0);
- l'état initial du sol (e_0, σ'_{v0});
- ses paramètres de compressibilité (C_s, C_c, σ'_p);
- la charge $\Delta \sigma'_v$ appliquée ($\sigma'_{vf} = \sigma'_{v0} + \Delta \sigma'_v$).

La formule de calcul du tassement peut être extrapolée au cas d'une succession de n couches horizontales, caractérisées chacune par son épaisseur initiale, et par l'état initial et les caractéristiques du sol.

En termes de coefficients de compressibilité ou de module œdométrique, la formule de calcul du tassement œdométrique s'écrit:

$$\Delta H = H_0 \times m_v \times \Delta \sigma'_v$$

Ou :

$$\Delta H = \frac{H_0 a_v}{1 + e_0} \Delta \sigma'_v$$

$$\Delta H = H_0 \frac{\Delta \sigma'_v}{E_{oed}}$$

On observe que ces formules ne tiennent pas compte des différences de comportement du sol de part et d'autre de la pression de préconsolidation. Les valeurs des coefficients de compressibilité ou du module œdométrique doivent donc être adaptées à l'intervalle de contraintes effectives correspondant à la charge appliquée.

VIII.2. Calcul du tassement à partir de l'essai pressiométrique

La méthode de calcul des tassements à partir du pressiometre est la méthode de calcul originellement proposée par Ménard et Rousseau.

Le module pressiométrique E_M est un module déviatorique, particulièrement adapté au calcul du tassement des fondations pour lesquelles le champ de contrainte déviatorique est Prépondérant.

Dans le cas d'un sol homogène, le tassement final S_f se calcule en le décomposant en un tassement sphérique S_c et un tassement déviatorique S_d (DEGOUTTE et ROYET, 2009).

$$S_f = S_c + S_d$$

Avec :

$$S_c = \frac{\alpha}{9E_M} \times (q' - \sigma'_{v0}) \times \lambda_c B \quad \text{et} \quad S_d = \frac{2}{9E_M} (q' - \sigma'_{v0}) \left(\lambda_d \times \frac{B}{B_0} \right)^\alpha \times B_0$$

E_M : module pressiométrique;

q' : contrainte effective moyenne appliquée au sol par la fondation;

σ'_{v0} : contrainte verticale effective calculée avant travaux au niveau de la fondation;

B_0 : largeur de référence égale à 0,60 m;

λ_c et λ_d : coefficients de forme, fonction du rapport L/B ;

α : coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol.

IX. CONCLUSION

L'étude des tassements a pour but d'évaluer approximativement les déformations verticales auxquelles on peut s'attendre pendant et après la construction, et de prévoir également l'évolution de ce phénomène dans le temps. Cependant cette contribution bibliographique exige une connaissance approfondie des aspects liés au tassement des sols, à la théorie de consolidation ainsi que les méthodes d'essai et de calcul contribuant à la réussite de ces études dans les ouvrages géotechniques. L'évaluation des tassements pour les barrages est une préoccupation capitale en vue des conséquences néfastes liées à leur comportement mécanique et sécurité générale.

Chapitre II

Tassement dans les barrages

I. INTRODUCTION

Par leur complexité, les barrages, imposantes constructions du génie civil, peuvent être considérés comme des ouvrages particuliers. Ils présentent par ailleurs la caractéristique de pouvoir être affectés à différentes fonctions. Ils jouent cependant deux rôles principaux : celui, d'une part, de stocker les apports d'eau afin de répondre aux besoins vitaux et économiques des populations (eau potable, irrigation, fourniture d'énergie, navigation) et celui, d'autre part, de protection contre des effets destructeurs de l'eau (maîtrises des crues, rétention de sédiments, protection contre les avalanches) ou de recours en cas de pénurie en eau.

Il existe deux grandes familles de barrages, ceux construits en béton, concernant surtout les retenues de très grande capacité et ceux construits en terre ou en enrochements (Remblai).

On appelle barrages en remblais tous les barrages construits avec des matériaux terreux. Cette catégorie de barrages regroupe plusieurs catégories différentes par les types de matériaux utilisés et la méthode employée pour assurer l'étanchéité.

Toutes fois, une telle construction pose des problèmes nombreux et délicats auxquels sont confrontés géotechniciens et mécaniciens des sols. Ces problèmes sont liés en partie à la faible résistance des sols mous ainsi que leur compressibilité entraînant des difficultés à assurer la stabilité des remblais, et se traduisant par des tassements et des déformations importants. Les tassements de la fondation peuvent atteindre un à plusieurs mètres. Ils doivent donc être pris en compte dans le choix de la hauteur totale de l'ouvrage pour assurer en tout temps une revanche en crête suffisante et garantir la sécurité contre le risque de déversement. Ces tassements interviennent aussi dans la définition de la structure interne de l'ouvrage (épaisseur et plasticité du noyau, épaisseur des filtres, zonage) pour minimiser les risques de fissuration liés au développement des tassements différentiels.

Ce chapitre est consacré à la présentation de différents types des barrages zonés et de leurs organes d'étanchéité, tant dans le massif lui-même que dans ses fondations, un rappel d'un certain nombre de mécanismes de rupture dans les barrages en terre et traitera finalement les tassements de ces ouvrages.

II. ORGANE D'ÉTANCHEITE DES BARRAGES

L'étanchéité au droit du barrage repose en fait sur :

- L'étanchéité du corps du remblai,
- L'étanchéité de la fondation.

II.1. Etanchéité du corps du barrage

Lorsque la terre du remblai n'est pas suffisamment imperméable pour constituer un remblai homogène étanche, il faut équiper le barrage d'un organe d'étanchéité spéciale.

Les techniques les plus couramment mise en œuvre sont les noyaux en matériaux argileux compactés, en béton bitumineux et les masques amont en béton de ciment, bitumineux ou en polymère de synthèse (géomembrane).

Il existe néanmoins d'autres techniques telles que parois moulées, membranes souples etc. (ROLLEY, 1989).

II.1.1. Noyau en argile compacté

Le noyau faisant office de barrière contre la percolation, il doit être constitué de matériaux étanches. Le coefficient de perméabilité doit être faible, il sera de l'ordre 10^{-7} m/s ou moins (SCHELEISS, ET AL., 2011).

Vers le sommet le noyau doit être monté au-dessus des plus hautes eaux et pratiquement, compte tenu des remontées capillaires, jusqu'à la crête du barrage. Il doit être protégé de la dessiccation à sa partie supérieure pour éviter toute fissure de retrait qui risquerait de se révéler catastrophique. Cette protection peut être assurée par une couche de sable ou de préférence, en traitant le sommet du barrage en chemin avec une chaussée enrobée bitumineux.

Latéralement, on dispose de part et d'autre d'un drain filtre vers l'aval pour recueillir les eaux de percolation, vers l'amont pour absorber les eaux de ressuyage après vidange.

Vers le bas, il faut assurer la continuité de l'étanchéité en raccordant celle-ci à la fondation imperméable ou au dispositif d'étanchéité des fondations (ROLLEY, 1977).

II.1.2. Diaphragme interne

Si l'on ne dispose pas de matériaux argileux pour réaliser un noyau assurant l'étanchéité, on peut recourir à la solution de diaphragme central (MESSAID, 2009). Les principaux modes de mise en œuvre de cette membrane interne sont :

- Un noyau bitumineux ($e_{\min} = 50 \text{ cm}$; $H/e \leq 120$),
- Une paroi moulée à sec ($e_{\min} = 80 \text{ cm}$),
- Des palplanches (notamment pour batardeaux, digues latérales le long d'un cours d'eau).

Celle avec noyau bitumineux est la plus répandue du fait de la grande souplesse de l'étanchéité qui lui permet de s'adapter aux déformations des corps d'appui. Il faut noter que le béton bitumineux résiste à l'érosion et au vieillissement (SCHELEISS, et al., 2011).

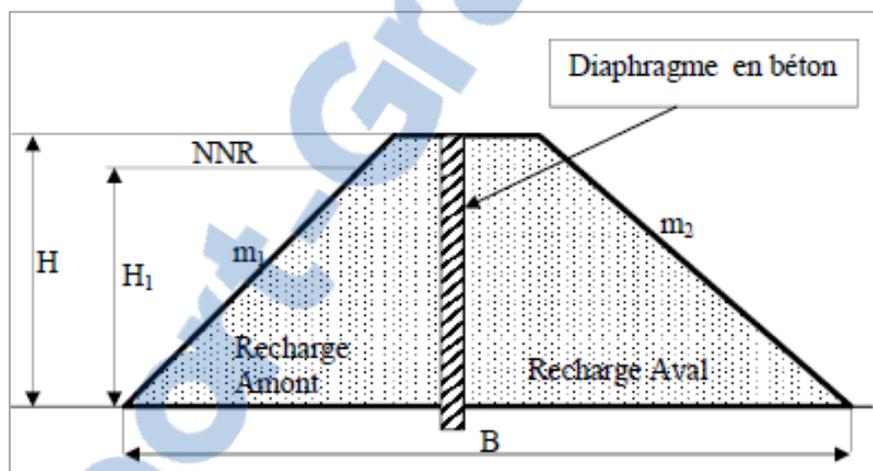


Figure II.1 : Barrage en remblais avec diaphragme interne (MESSAID, 2009)

II.1.3. Masque amont

Cet organe d'étanchéité est classiquement exécuté en béton de ciment, en béton bitumineux ou en géomembrane. Il a une épaisseur réduite, ce qui lui permet de s'accommoder aux déformations faibles mais inévitables du massif support (MESSAID, 2009).

La figure (II.2) donne la répartition des types de masque en relation avec le nombre des barrages.

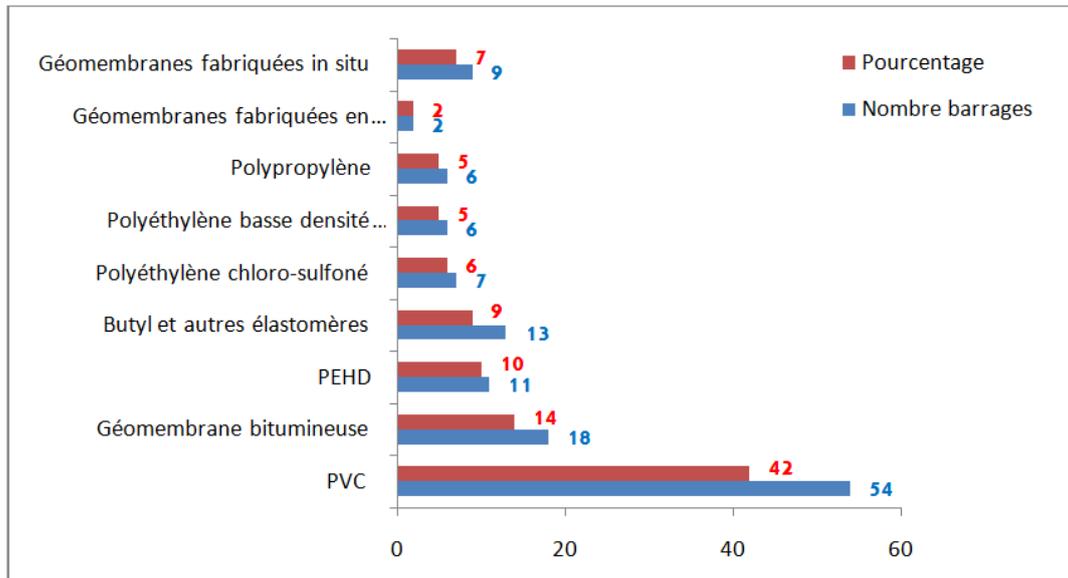


Figure II.2 : répartition des types de masque en fonction de nombre des barrages

a. Masque en béton de ciment

Les masques en béton de ciment sont constitués d’une dalle mince (30 à 80 cm) de béton armé, avec très peu de joints ; mieux adaptés aux pentes fortes, et sensibles aux tassements, ils ne peuvent être posés que sur des remblais en enrochements compactés et sur des fondations rocheuses ; cette solution connaît un développement important dans le monde, pour des ouvrages de toutes hauteurs qui dépassent 200 m (CARRERE, 1994).

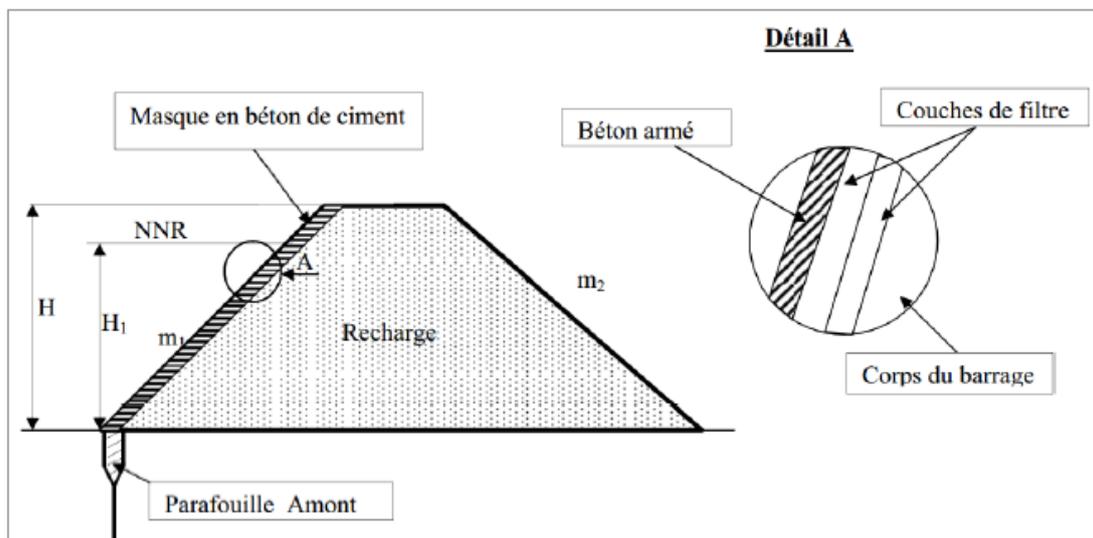


Figure II.3 : Masque amont en béton de ciment (MESSAID, 2009)

b. Masque en béton bitumineux

Le masque en béton bitumineux est certainement la solution la plus facile à réaliser et la plus économique qui puisse être conçu pour l’étanchement parfait des barrages en remblais (DJEMILI et al., 2012). C’est à priori le produit idéal en raison de sa résistance à la flexion.

Si certaines fissures se produisent, elles se colmatent d'elles-mêmes peu à peu sous l'effet de la pression de l'eau par déformation plastique. Un béton bitumineux agit de façon plastique aux déformations lentes, et de façon élastique aux déformations rapides or le tassement s'effectue de façon lente (MALFI et KOLLI, 2012).

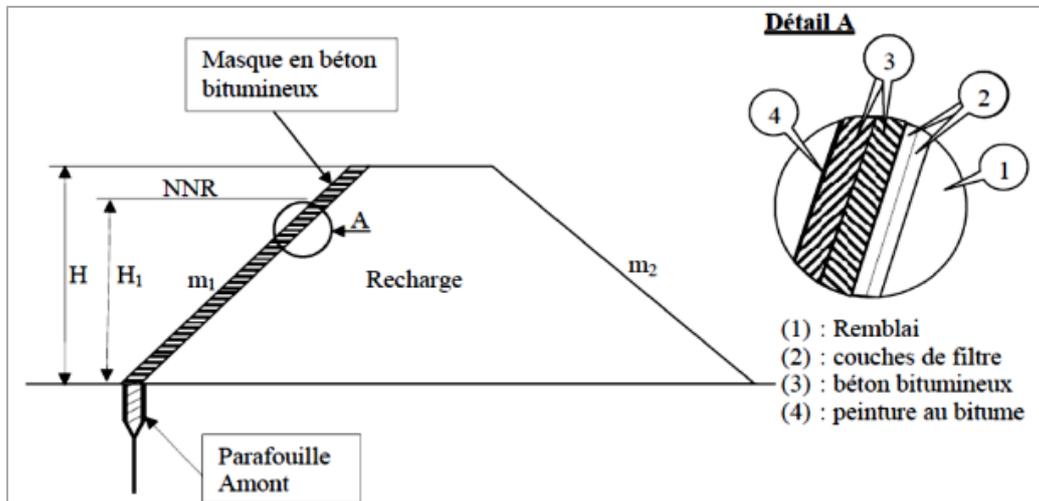


Figure II.4: Masque en béton bitumineux (MESSAID, 2009)

c. Masque en membrane souple

Le masque en membrane souple est un procédé d'étanchéité relativement récent.

Il présente l'avantage d'être très simple à réaliser et résistant physiquement et chimiquement avec toutefois l'inconvénient d'être sensible aux chocs, aux poinçonnements et aux poussées des racines de végétaux. Pour la réalisation de ce type de masque les produits, les plus utilisés sont : le butyle caoutchouc, les matières plastiques, les produits bitumineux etc. (MESSAID, 2009).

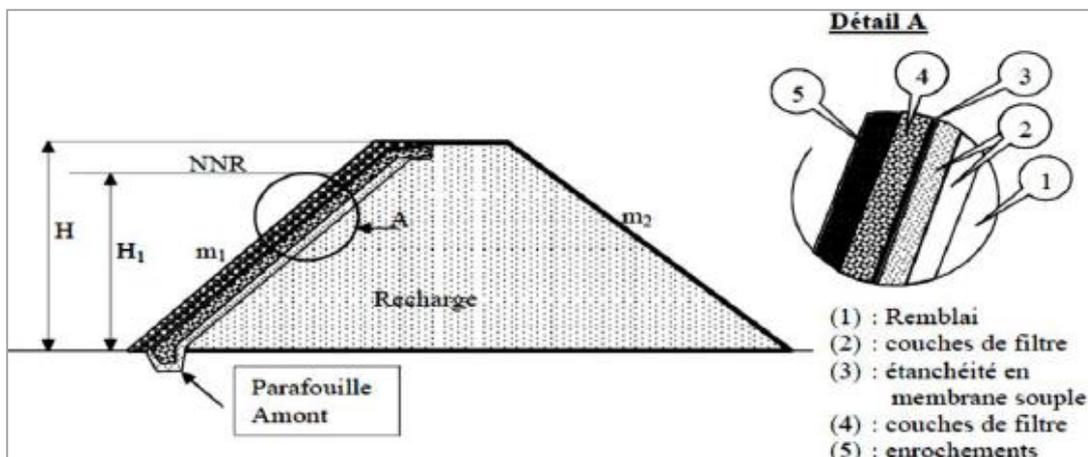


Figure II.5 : Masque en membrane souple (MESSAID, 2009)

II.2. Etanchéité des fondations

Lorsque les fondations du barrage sont suffisamment imperméables, la liaison barrage-fondation est réalisée par une tranchée d'ancrage remblayée en matériau étanche, destinée à éviter les infiltrations préférentielles le long du contact barrage-fondation (ROLLEY, 1989).

Si les fondations comportent une ou plusieurs couches perméables deux solutions sont possibles :

- Un **écran vertical** coupant complètement ou partiellement les couches imperméables.
- Un **tapis étanche** horizontal servant à diminuer les fuites et les risques de renard, en allongeant vers l'amont les lignes d'infiltrations.

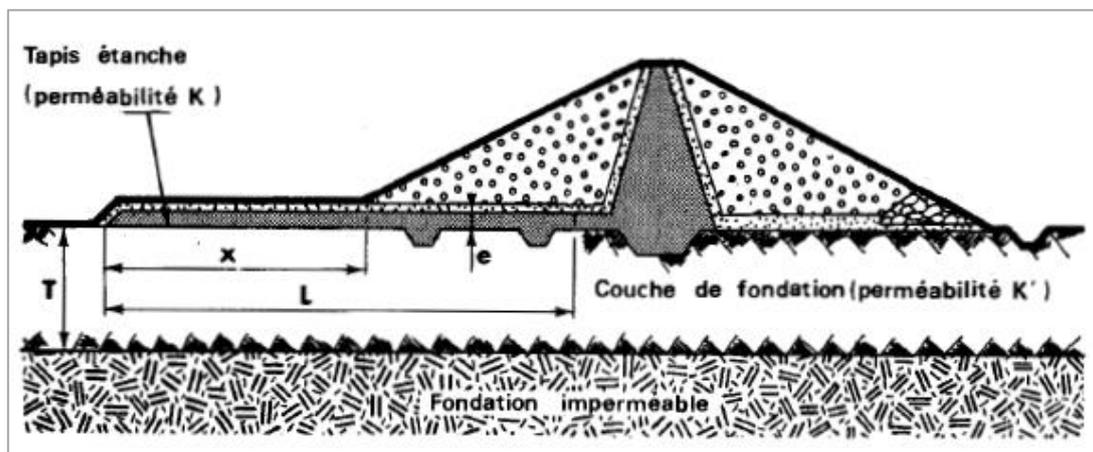


Figure II.6: tapis amont étanche (ROLLEY, 1989)

III. ETANCHEITE DES BARRAGES ZONES

Les barrages zonés sont des barrages en remblai constitués de plusieurs types des matériaux disposés de façon à assurer séparément les fonctions de stabilité du barrage et d'étanchéité. Le découpage du corps du barrage en matériaux différents est appelé zonage. Il permet de faire de grandes économies dans les volumes mis en œuvre et d'utiliser au mieux les matériaux disponibles sur le site (MINISTERE AGRICULTURE FRANÇAISE, 1977).

La figure (II.7) illustre de manière simplifiée une coupe de barrage zoné, comprenant un noyau imperméable (vertical ou incliné), de part et d'autre du noyau sont interposé des systèmes filtres et de drains (LE DELLIOU, 2003), une zone de transition et une autre d'épaulement en enrochement.

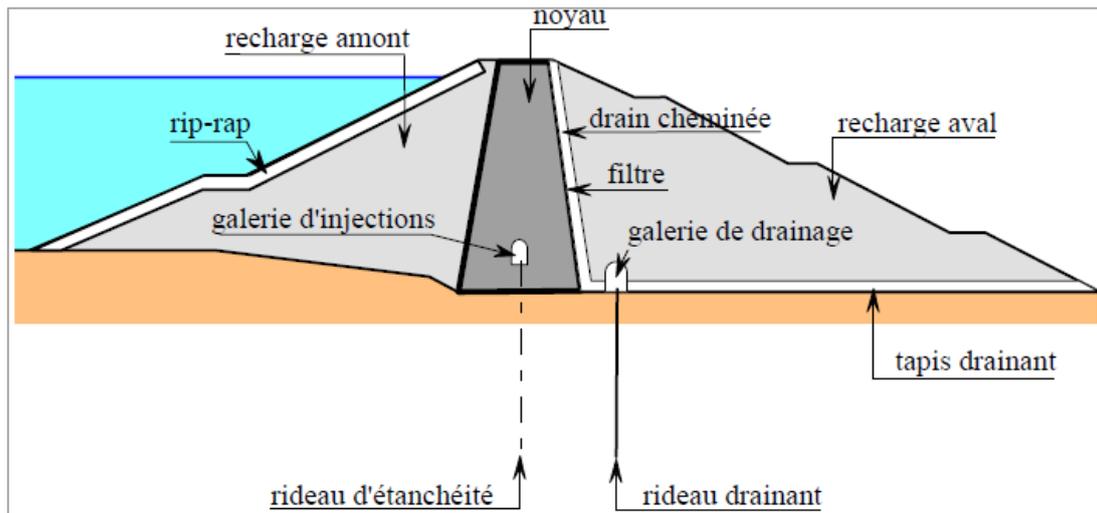


Figure II.7 : Matériaux composant un barrage zoné (BURON et MEILHAC, 1995)

Ce type de barrage est composé des éléments ci-dessous :

- Le noyau : partie assurant l'étanchéité, disposée au centre ou parfois à l'amont,
- Les recharges (amont ou aval) : parties construites avec des sols frottant, perméables de préférence, qui assurent la résistance et supportent le noyau,
- Les drains : zones (souvent peu épaisses) de forte perméabilité, aptes à collecter les fuites donc à réduire les pressions interstitielles,
- Les filtres : zones (souvent peu épaisses) dont la granulométrie intermédiaire entre celles des parties voisines s'oppose aux migrations de particules sous l'action des écoulements et lutte donc contre l'érosion interne,
- Le rip-rap : ce terme désigne une couche superficielle d'enrochements posée sur un remblai plus fin et le protégeant contre les vagues, les courants, etc. (CARRERE, 1994).
- Le drain cheminée : Il est ainsi nommé car il est disposé quasi verticalement à l'aval du noyau (ou situé vers le centre d'un remblai homogène). Son épaisseur est de l'ordre de 3 m pour des raisons constructives,
- Le tapis drainant aval : Il couvre environ la moitié aval de la fondation à partir du noyau et conduit les fuites jusqu'au pied aval. Son épaisseur est d'au moins 50 cm (BURON et MEILHAC, 1995).

III.1. Barrage en remblais avec noyau central

Ces barrages sont d'une conception bien plus récente et moderne que les barrages simples en terre. Ils séparent les fonctions principales dans des matériaux distincts (CFBR, 2012) :

- Une zone centrale, appelée noyau, assure le rôle d'étanchéité. Placée au cœur du remblai, elle est constituée de matériaux argileux, imperméables. Le noyau est généralement d'épaisseur variable, plus épais à la base à cause des pressions interstitielles plus fortes.
- Des recharges à l'amont et à l'aval du noyau en zone centrale, apporte la fonction de stabilité. Ces massifs plus perméables que le noyau sont réalisés en enrochements, ou en terre plus grossière.

En raison de la discontinuité importante de la granulométrie, le noyau et les corps d'appui doivent être séparés par des filtres et si nécessaire des zones de transition. D'après (SCHELEISS et POUGATSCH., 2011), les filtres jouent un rôle d'importance primordiale :

- Ils permettent d'éviter la migration du noyau vers le corps d'appui en cas d'abaissement rapide du niveau d'eau dans la retenue.
- Ils produisent un effet de colmatage en cas d'apparition de cheminement de percolation préférentiel à travers le noyau.

Par ailleurs, un drain peut être réalisé entre le noyau et le corps aval si celui-ci n'est pas suffisamment perméable pour évacuer sans pression les écoulements parvenu sur la face aval du noyau.

III.2. Barrage en remblai avec noyau incliné

L'élément étanche (ou très peu perméable), comme par exemple un noyau en limon argileux, peut dans certains cas être déplacé vers l'amont jusqu'à l'élimination complète du corps amont. On obtient la solution d'une digue à noyau incliné. Plus le noyau est incliné, plus la pente du parement amont est conditionnée par les propriétés mécaniques du matériau du noyau. Les surfaces potentielles de glissement traversent le noyau et la pente du parement amont est donc plus douce pour garantir la stabilité. La masse du corps d'appui aval augmente également, ce qui représente un certain atout pour le barrage (SCHELEISS et POUGATSCH., 2011).

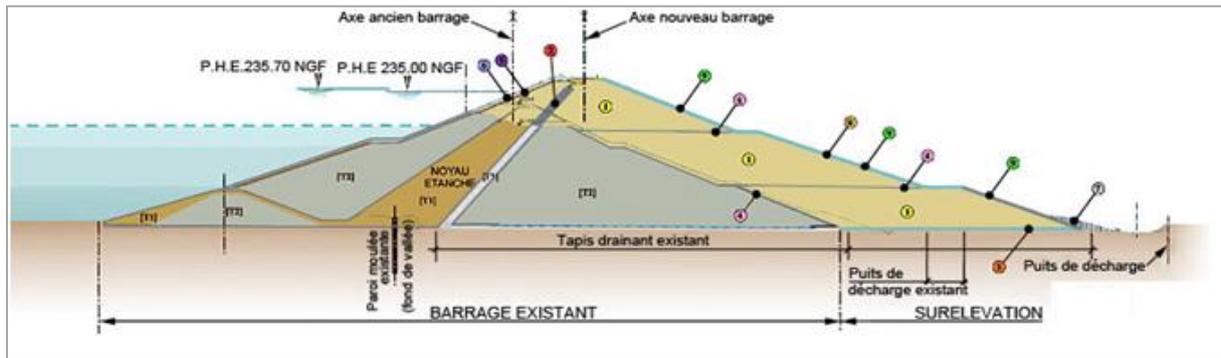


Figure II.8 : barrage à noyau incliné avec surélévation

Légende :

[T₁] : Limons

[T₂] : Recharge marno-gréseuse

[F₁] : Filtre sable fin

- 1 Remblais corps de barrage (mélange d'argile et de limons silteux éventuellement complétés à l'aval par des matériaux plus sableux)
- 2 Filtre incliné (Sable fin : épaisseur = 2.00m)
- 3 Tapis drainant tri couche (Sable fin/gravier : épaisseur = 0.90m)
- 4 Tapis intermédiaire (Sable fin : épaisseur minimum = 0.30m)
- 5 Géotextile filtre et anti poinçonnement
- 6 Protection parement amont (Gros enrochement : épaisseur = 0.90m)
- 7 Protection pied parement aval (Petits enrochements)
- 8 Protection parement aval (Protection anti-retrait sable/gravier : épaisseur = 0.80m)
- 9 Terre végétale (épaisseur = 0.20m)

III.3. Avantages et particularités des barrages zonés

En guise de résumé, les avantages et particularités essentiels des barrages zonés sont énumérés ci-après (SCHELEISS et POUGATSCH., 2011) :

III.3.1. Cas de noyau central

- Corps du barrage très flexible s'adaptant aux conditions de terrain,
- Structure très peu sensible aux tassements et aux séismes,
- Excavations limitées,
- Contraintes très faibles sur le sol de fondation,

- Gradient hydraulique faible dans le noyau et dans la fondation.

Il possède les particularités suivantes :

- Volume de matériau à mettre en place très important,
- Disponibilité de matériau argileux en grande quantité à proximité du site,
- Mise en place du noyau argileux impossible lors de conditions météorologiques défavorables.

III.3.2. Cas de noyau incliné

- Le noyau s'appuie sur le corps d'appui et est comprimé par la poussée de l'eau,
- Le corps d'appui peut être mis en place de manière indépendante du noyau, on peut ainsi profiter des périodes de forte pluviométrie durant lesquelles la mise en place du noyau est difficile, voire impossible,
- La surélévation éventuelle du barrage est plus facile à réaliser.

IV. ANALYSE DES RUPTURES DES BARRAGES

La Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB) formule la définition de la rupture comme étant la rupture d'une partie du barrage ou de sa fondation, tel que l'ouvrage ne puisse retenir l'eau. En général, le résultat sera une lâchure d'un volume d'eau important, entraînant des risques pour les personnes ou les biens à l'aval.

Les ruptures dépendent du type de barrages et peuvent avoir pour origine des problèmes liés au projet (vice de conception et de construction, insuffisance des études et du contrôle de l'exécution), des difficultés techniques (dommages majeurs dans le corps du barrage, défaut de stabilité du barrage et de sa fondation, défaillance des organes de décharge), des causes naturelles (crue, séisme, glissement de terrain dans la retenue d'eau) et des conditions particulières d'exploitation (montée non contrôlée du plan d'eau, surveillance et entretien insuffisant (SCHELEISS et POUGATSCH., 2011).

IV.1. Données statistiques

Entre 1859 et 1987, 30 accidents de rupture de barrages ont été recensés dans le monde, faisant 18 000 victimes. Seuls les accidents ayant causé plus de 100 morts ont été répertoriés par (MEDD, 2004) dans le tableau (II.1)

Tableau II.1 : Ruptures des barrages entre 1859 et 1987 (MEDD, 2004)

Barrage	Pays	Date De rupture	Hauteur du barrage (m)	Volume de la retenue (hm ³)	Nombres de Victimes
<i>Barrage en remblais, rupture durant la construction</i>					
Panshet	<i>Inde</i>	1961	49	214	1000
Sempor	<i>Indonésie</i>	1967	60	56	200
<i>Barrage en remblais, rupture lors de la mise en eau</i>					
Dale Dyke	<i>Grande Bretagne</i>	1864	29	3,2	230
<i>Barrage en remblais, rupture en service</i>					
Iruhaïke	<i>Japon</i>	1868	28	18	1200
Mill River	<i>Etats-Unis</i>	1874	13	inconnu	140
<i>Barrage poids, rupture en service</i>					
Fergoug	<i>Algérie</i>	1881	33	30	200
Tigra	<i>Inde</i>	1917	25	124	1000
Malpasset	<i>France</i>	1959	60	49	423
Khadakwasla	<i>Inde</i>	1961	33	137	1000
<i>Barrage à contreforts et voûtes multiples</i>					
Gleno	<i>Italie</i>	1923	35	5	600
Vega de Terra	<i>Espagne</i>	1959	33	7,3	140

On peut tirer trois renseignements importants des statistiques de rupture de barrages établies par la Commission Internationale des Grands Barrages :

- Un très grand nombre de ruptures de barrages se produisent au cours de la première mise en eau de la retenue ou très peu de temps après celle-ci.
- Entre un quart et un tiers, des ruptures se produisent à l'occasion d'une crue, soit qu'il s'agisse d'une crue très supérieure aux capacités d'évacuation de l'ouvrage, soit (mais ce n'est pas exclusif) du fait d'un dysfonctionnement de l'évacuateur.

- Les ruptures d'ouvrages récents sont moins nombreuses que par le passé très vraisemblablement du fait accompli dans les domaines de la conception, la construction et la surveillance des barrages.

IV.2. Cause des désordres

Terzaghi a justement constaté que «les ruptures réellement catastrophiques sont celles dues aux érosions internes par infiltration ou renards, du fait qu'elles se produisent sans avertissement, le réservoir étant plein et parfois plusieurs années après le premier remplissage». Ces infiltrations dangereuses, qui finissent par produire une érosion interne du barrage ou des fondations, peuvent avoir des origines très diverses (POST et GUERBER, 1973) :

- Fissuration due à des tassements différentiels,
- Fuites à travers la fondation, au contact avec le noyau, ou dans une rive,
- Fissuration horizontale due à des transferts de charge du noyau sur les massifs amont et aval et à un claquage ou fracturation hydraulique des zones peu comprimées,
- Entraînements de fines à la suite d'élongation et de rupture de tuyaux enterrés collecteurs de puits filtrants.
- Tassements différentiels près d'une faille, d'une fondation compressible particulièrement érodable.

Les principaux facteurs influant ces derniers ne sont autres que : La nature des matériaux (en particulier, l'utilisation de matériaux évolutifs), l'eau, les conditions de réalisation, la géométrie des remblais (pentes, dissymétries, etc.), l'alternance gel-dégel et l'augmentation des charges (BOUYGE et *al.*, 1992).

V. TASSEMENTS DANS LES BARRAGES

Tout type de barrages tasse. On peut distinguer trois types de tassements, dus au changement de contraintes totales ou effectives durant la vie de l'ouvrage (SILVANI, 2007) :

- Les tassements pendant la construction,
- Les tassements lors du remplissage de la retenue,
- Les tassements post-construction observés sur le long terme.

Le tassement peut être un tassement du remblai ou de la fondation, en général, la plupart des tassements ont lieu durant la construction, en particulier dans les sols grenus à grain grossier (Limoneux et sableux) (LEWIS, 2013).

V.1. Tassement de la fondation

Un tassement significatif de la fondation, local ou généralisé peut :

- Réduire la revanche en crête d'ouvrage en se cumulant, par exemple, avec un tassement du remblai ;
- Détruire ou endommager des conduites et des dispositifs de drainage situés à la base du remblai : cassures ou déboitement des canalisations, apparition de contrepentes.

Aussi, les couches reconnues comme très compressibles à l'étude préalable (terre végétale, tourbe, alluvions non stabilisées) sont à décaper lors des travaux préparatoires afin de minimiser la valeur des tassements potentiels .si l'enlèvement complet de ces couches n'est pas économiquement possible, des dispositions constructives particulières doivent être prévues dans le projet (larges risbermes amont et aval) (BAGHZIM, 2015).

V.2. Tassement du remblai

Le remblai, même après compactage, reste un matériau compressible, surtout s'il s'agit d'une argile. Les couches de base du remblai sont, en effet, soumises au poids des couches supérieures et sont d'autant plus sujettes au tassement que la hauteur de l'ouvrage est importante.

Cependant, pour les petits barrages, construits avec des moyens de compactage appropriés, le tassement après du corps de remblai demeure limité voire négligeable. On considère habituellement que le tassement après construction d'un remblai correctement compacté est de l'ordre de 1% de sa hauteur, ce tassement étant quasiment nul pour les remblais de moins de 10 à 15 m de hauteur (BAGHZIM, 2015).

Le tassement total est égal au tassement du corps de digue augmenté du tassement du terrain de fondation (ROLLEY, 1989).

VI. CAUSES DU TASSEMENT DANS LES BARRAGES

Les causes pouvant entraîner des tractions dans le corps du remblai étanche, et créer des fissures plus ou moins ouvertes ou prêtes à s'ouvrir sous l'effet de l'eau de la retenue, sont très nombreuses (LOWE III, 1970).

Ce sont d'abord les tassements différentiels pendant et après la construction, qu'ils soient dus à la fondation irrégulière de par sa topographie ou de par sa nature, ou aux compressibilités différentes et différées des remblais des différentes zones.

Les phases de construction et notamment la construction tardive d'une section du barrage réservée au passage de la rivière sont également l'origine de tassements différentiels souvent importants.

Au cours de la construction des remblais argileux des couches trop exposées à la dessiccation peuvent se fissurer finement, le défaut passant inaperçu sans qu'il y soit apporté remède.

Mais si des fissures peuvent s'être développées avant la mise en eau, de nombreuses autres causes de déformations peuvent contribuer à créer des zones faiblement comprimées ou même tendues sans qu'il y ait fissuration.

Ce sont notamment les déformations dues au remplissage et à la vidange du réservoir, celles dues à la saturation de certains matériaux (enrochements insuffisamment arrosés ou compactés, silts argileux compactés trop secs), aux transferts de charge entre un noyau argileux relativement mince et des recharges latérales peu compressibles ou autour d'un saillant rocheux ou d'un point dur dans la fondation, comme en constitue par exemple une conduite passant sous les remblais (POST et GUERBER, 1973).

Des barrages à noyau central vertical ou légèrement incliné vers l'amont ont été construits à de très nombreux exemplaires ces dernières décennies; les noyaux étant souvent relativement très minces, ces barrages sont particulièrement sensibles aux transferts de charge à moins que soit organisée une variation continue de la compressibilité des différentes zones, réalisable, par exemple, en préparant le noyau avec le même matériau que les recharges encadrantes, enrichi simplement en fines pour obtenir l'étanchéité voulue (LOWE III, 1970).

Des effets d'arc peuvent se produire entre les rives abruptes d'une vallée étroite, même avec des noyaux épais.

Enfin les secousses sismiques, en entraînant des déformations et tassements différentiels, peuvent créer sinon des fissures ce qui apparaît toutefois comme un risque non négligeable, du moins des zones «tendues ».

Il est suffisant de connaître approximativement (à l'aide de calculs par éléments finis par exemple) les zones d'extension ou de tassements différentiels pour renforcer les filtres et drains dans ces régions. Il faut bien dire que le jugement de l'homme de l'art et la référence aux mesures de déformations effectuées sur de nombreux barrage (POST ET GUERBER, 1973).

VII. MECANISME DU TASSEMENT DANS LES BARRAGE ZONES

- Pendant la construction d'un barrage en remblai, des déformations du corps du barrage se produisent. Ces déformations sont provoquées par l'augmentation des contraintes effectives lors de la construction par couches et aussi par des effets de fluage. Les déformations de la fondation, le transfert de contraintes entre les différentes zones du barrage et d'autres facteurs influencent les déformations (MASSIERA et *al.*, 2008).

- Après la fin de la construction d'un barrage, des mouvements appréciables de la crête et du corps du barrage peuvent se développer pendant le premier remplissage du réservoir.

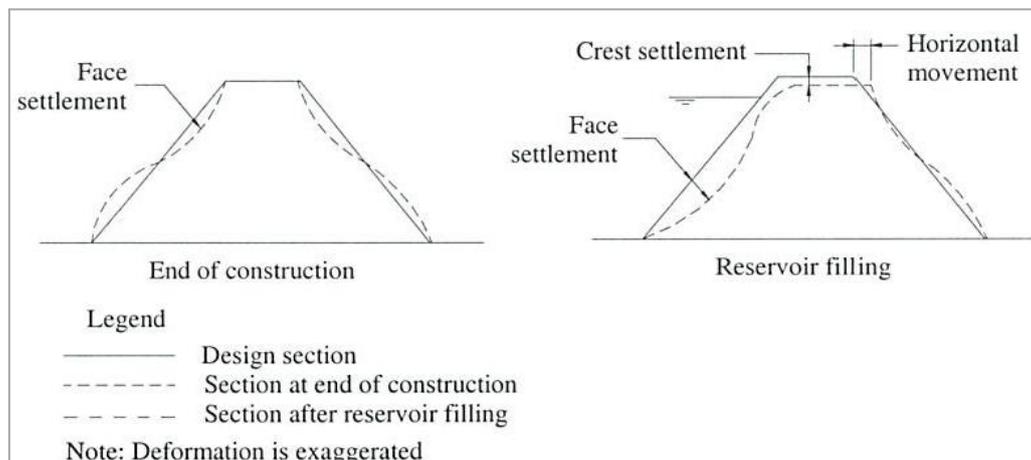


Figure II.9 : Déformation diagrammatique d'un CFRD (Concrete Face Rockfill Dam) (MORRI, 1999) cité par (HUNTER, 2003)

- Pendant le remplissage du réservoir, les matériaux qui constituent l'épaulement, la transition et le filtre amont d'un barrage zoné en remblai sont submergés s'ils sont situés sous le niveau de l'eau du réservoir.

La lente percolation de l'eau à travers le noyau sature progressivement les matériaux du noyau situé sous la ligne de saturation correspondant à l'écoulement permanent. Pendant ce processus de submergence et de saturation progressive, les valeurs des paramètres

géotechniques des matériaux et, par conséquent, les valeurs des modules de déformation (E) correspondants, décroissent. De plus, les matériaux situés à l'amont du noyau sont soumis aux forces de déjaugement. Le noyau est directement soumis à la poussée hydrostatique de l'eau du réservoir. Le remplissage du réservoir a donc pour effet de produire des déformations supplémentaires.

- Par après, le taux des déformations diminue généralement avec le temps, à l'exception des variations associées aux variations périodiques du niveau du réservoir (DASCAL, 1987), et dans les zones sismiques, aux tremblements de terre. L'intensité, le taux et la direction des mouvements, à un point spécifique du corps du barrage ou de sa crête, peuvent varier pendant les différentes phases de la construction et de l'opération du réservoir (MASSIERA, 2008).

VII.1. Cas de barrage en enrochement

Les tassements dans les barrages en enrochement sont habituellement définis en trois étapes, soit pendant la construction, la mise en eau et l'exploitation (figure II.10). Les tassements qui se produisent pendant la mise en eau peuvent être nommés : déformations d'effondrement.

Pendant l'exploitation, les tassements continuent sur une très longue période et à un taux décroissant. Les tassements de l'enrochement peuvent être engendrés par différents mécanismes, soit (BOUCHARD, 2016) :

- L'augmentation des contraintes causée par la mise en place de remblai. Lors de l'application d'une contrainte, les particules se réarrangent jusqu'à l'obtention d'une position d'équilibre. Ce mécanisme régit principalement les tassements se produisant pendant la construction,

- La perte de résistance des blocs par mouillage lors du remplissage du réservoir. Ce mécanisme régit principalement les tassements se produisant pendant la mise en eau. Ces tassements se produisent à un haut taux de déformation (HUNTER et FELL, 2002).

- Le fluage où les déformations se produisent sur une longue période et à plus faible taux.

Le fluage est caractérisé par des tassements qui augmentent sans que les forces externes et les conditions d'équilibre ne varient. (SOWERS et al., 1965) et (MARSAL, 1973) ont observé dans leurs essais que la déformation résultante de l'augmentation d'une contrainte survenait presque instantanément suite à l'application de la force et qu'ensuite, de plus petites déformations étant fonction du log du temps se produisaient (le fluage).

Le fluage régit principalement les tassements se produisant pendant l'exploitation.

Remarque : Toutefois, ces trois mécanismes peuvent survenir en même temps.

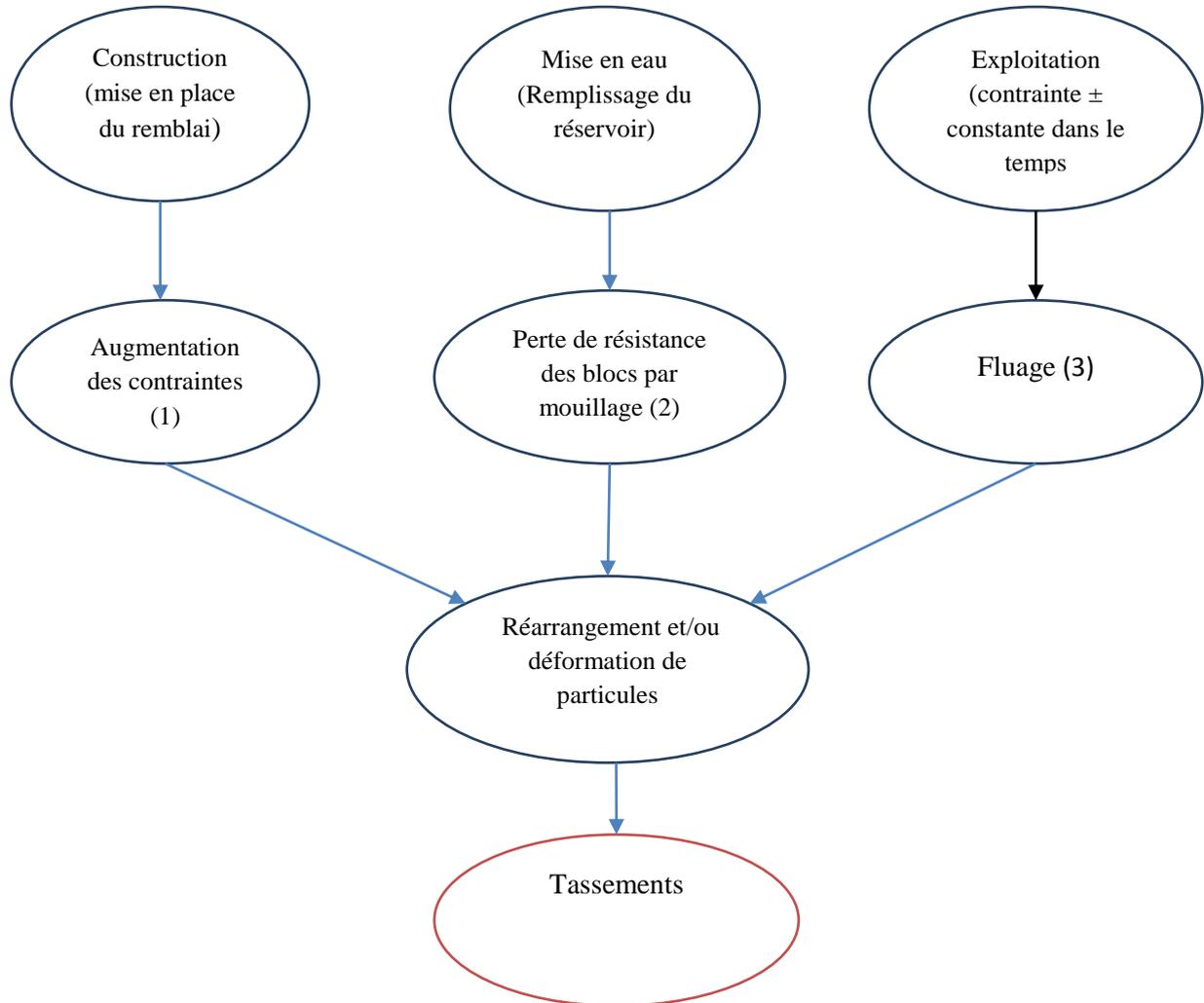


Figure II.10 : Mécanisme causant le tassement d'un barrage en enrochement (BOUCHARD, 2016)

Les tassements post-construction de la crête observés sur le long terme sont répertoriés dans le tableau (II.2)

Tableau II.2 : tassement post construction de la crête au niveau de certain barrage en terre

Barrage	Pays	Hauteur (m)	Période	Année	Tassement (mm)	% de hauteur	Source
Sidi Abdeli	<i>Algérie</i>	60	1989-2003	14	800	1.33	ROUISSAT, 2007
Bouhrara	<i>Algérie</i>	61	1998-2009	11	950	1.55	ROUISSAT, 2014
Crotty	<i>Australie</i>	83	1991-2000	9	56	0.07	FITZPATRICK et al., 1985
Kangaroo Creek	<i>Australie</i>	60	1969-1998	29	180	0.30	COOKE, 1998
Minase	<i>Bosnie</i>	67	1963-1975	12	400	0.60	MATSUMOTO et al., 1985
Ilta	<i>Brésil</i>	125	1999-1984	2	450	0.36	SOBRINHO et al., 2000
Areia	<i>Brésil</i>	160	1980-2000	20	210	0.13	SOBRINHO et al., 2000
Xingo	<i>Brésil</i>	150	1993-1997	4	490	0.33	COOKE, 1998
segredo	<i>Brésil</i>	145	1992-2000	8	160	0.11	SOBRINHO et al., 2000
Tianshengqi ao	<i>Chine</i>	178	1999-2000	1.5	1060	0.60	WU et al., 2000
Chengbing	<i>Chine</i>	75	1989-1999	10	100	0.13	WU et al., 2000
Alto Anchicaya	<i>Colombie</i>	140	1974-1994	20	170	0.12	COOKE, 1998
Kenney	<i>Colombie</i>	100	1952-1998	46	950	0.95	COOKE, 1998
Golillas	<i>Colombie</i>	125	1978-1984	6	57	0.04	AMAYA et al., 1985
R.D.Bailey	<i>États-Unis</i>	96	1980-1998	18	420	0.44	COOKE, 1998
Sugarloaf	<i>États-Unis</i>	85	1984-1997	13	40	0.04	COOKE, 1998
Cabin Creek	<i>États-Unis</i>	64	1966-1995	29	110	0.22	-
Taum sauk	<i>États-Unis</i>	36	1963-1998	35	450	1.50	COOKE, 1998

Aguamilpa	<i>Mexique</i>	187	1993-2000	7	340	0.18	MACEDO GOMEZ et al., 2000.
Khao Laem	<i>Thaïlande</i>	115	1984-1998	14	150	0.16	COOKE, 1998
Turimiquire	<i>Venezuela</i>	115	1978-1995	17	270	0.23	COOKE, 1998 COOKE, 2000

VIII. FRACTURATION HYDRAULIQUE

Ce phénomène est observé dans les barrages en terre à noyau central, peut être défini comme une annonce vers la rupture, et qui est causé par le chargement hydraulique (C'est-à-dire la pression appliquée). Si la fracturation hydraulique existe, elle fait apparaître un initiateur dangereux de la migration du matériau fin du noyau. Cette dernière augmente avec l'augmentation du gradient de pression.

Cette migration est causée par le mauvais compactage. Le compactage insuffisant des matériaux lors de la phase construction, cela peut conduire notamment lorsque les matériaux ont été compactés du côté sec de l'optimum d'humidité et avec une énergie de compactage insuffisante pour assurer une réduction suffisante des vides. La mise en eau conduit alors à un effondrement du matériau. Si le sol est de façon uniforme insuffisamment compacté, on constate un tassement général de parties saturées du remblai lors de mise en eau. Un contrario, si les défauts de compactage sont localisés, on observe des tassements différentiels pouvant produire une fracturation hydraulique, ces situations favorisent la circulation d'eau dans le remblai (GHEFFIR, 2008).

Dans un barrage en remblai de type zoné, les variations de contraintes peuvent être provoquées par des tassements différentiels entre le noyau et les zones filtres amont et aval. Si le noyau est plus compressible que les zones filtres amont et aval, il se tasse sous son propre poids et, par l'effet de voûte, il s'appuie sur les zones filtres plus rigides, ce qui tend à réduire les contraintes verticales et par conséquent les contraintes latérales vers la base du noyau. Cette situation peut provoquer un claquage hydraulique et un risque d'érosion des particules fines du noyau (MASSIERA, 2008).

IX. CONCLUSION

Dans le domaine du génie civil, les barrages ont toujours été considérés comme des ouvrages d'art spécifiques, Ils sont l'image forte de l'ingénieur civil. Cependant les exigences quant à la sécurité de ces ouvrages sont extrêmes, elles sont présentes dans toutes les phases d'un projet à savoir la planification, la conception, la réalisation et tout au long de l'exploitation. La période d'exploitation est certainement la plus sensible en termes de sécurité de populations, c'est pour cette raison que le suivi de l'évolution des déformations au sein des barrages en remblais homogènes ou zonés, particulièrement les déplacements verticaux ou tassements est primordial et doit faire apparaître les principales causes de ces déplacements d'une part et leur ampleur d'une autre part.

Cette action permet donc de juger le comportement de l'ouvrage sous l'effet de son poids propre et sous l'effet des charges permanentes qu'il supporte.

Chapitre III

Auscultation des barrages

I. INTRODUCTION

Face à un projet de barrages, les technologies de surveillance sont de plus en plus sollicitées et le besoin de qualification de leurs performances est d'une grande importance tel que la durée de vie des instruments, leur fiabilité ainsi que leur précision.

Les effets conjugués du fonctionnement et du vieillissement sur les barrages entraînent leur détérioration graduelle, c'est la raison pour laquelle ces ouvrages d'art nécessitent une surveillance étroite afin d'évaluer de façon continue les faiblesses de structure et d'y remédier.

Parmi les innombrables perspectives de recherches et après l'établissement d'un bilan sur les problèmes rencontrés au niveau des barrages dans le chapitre précédent, nous présenterons dans la même lignée les dispositifs d'auscultation relatifs aux mesures de pression, de mouvements, des débits d'infiltration et des déformations. Par ailleurs, c'est sur ce dernier point qu'est centré l'essentiel du travail.

II. SURVEILLANCE DES BARRAGES

La surveillance de l'ouvrage fait partie intégrante de la gestion du cycle de vie. Un programme de surveillance régulière de l'ouvrage et de son environnement permet d'évaluer la sécurité, l'état et la fonctionnalité de l'ouvrage. Il donne également la possibilité de planifier en temps voulu les activités de réparation et de remplacement et permet d'acquérir une bonne compréhension des mécanismes de rupture et de l'évolution des dommages (USACE, 2003).

II.1. Objectifs de la surveillance

La surveillance des barrages vise à gérer ce risque et réduire au mieux ses probabilités d'occurrence, en mobilisant les moyens nécessaires à l'identification précoce d'événements indésirables susceptibles d'engendrer une éventuelle défaillance ou rupture.

Toute organisation d'un processus de surveillance devrait donc viser à faire en sorte que l'on réduit au maximum les probabilités de défaillance par :

- L'identification des modes de rupture et leur prise en compte dans un programme de surveillance,
- La détection précoce de phénomènes initiaux et évolutifs qui pourraient mener à ces mécanismes de ruptures,

- La connaissance, via des paramètres physiques, du comportement du barrage et de ses composantes (CHRISTIAN KERT, 2008).

II.2. Principes généraux de la surveillance des barrages

La surveillance inclut trois composantes complémentaires :

- L'inspection visuelle dont l'objectif est de déceler des anomalies perceptibles à l'œil. Purement qualitative, elle est fondamentale surtout pour les petits ouvrages, car elle intègre en fait le maximum de paramètres,
- L'auscultation est une méthode quantitative, qui permet de mesurer l'évolution de certains paramètres et d'établir une analyse du comportement de l'ouvrage sur le long terme,
- Les essais périodiques de certains organes, les vannes en particulier, dans différentes conditions de fonctionnement.

III. INSPECTION VISUELLE

Ces contrôles sont indispensables et efficaces, c'est le fondement même de la sécurité des petits barrages. Une fois ceux-ci construits. Elle doit être effectuée continuellement et consciencieusement.

En effet, il est reconnu que plus de deux tiers des événements extraordinaires ont été mis en évidence par des observations visuelles. Même aujourd'hui, avec les moyens informatiques et les possibilités de l'automatisation, il est essentiel de procéder régulièrement à des inspections visuelles. Les mesures ne permettent pas de déceler des changements d'état. Ainsi, par exemple, l'apparition d'une zone humide ou d'une source à l'aval d'un barrage peut révéler une modification de l'écoulement souterrain, avant même que cela soit perceptible par les instruments (POUGATSH ET *al.*, 2001) cité par (SCHLEISS et POUGATSH, 2011).

Il convient de distinguer trois niveaux dans l'inspection visuelle du barrage et de ses abords :

- La surveillance visuelle de routine,
- La surveillance spéciale à l'occasion d'une circonstance ou suite à un phénomène extérieur particulier : crue, glissement de terrain, chute de pierres, avalanches séisme.
- La visite technique approfondie de l'ingénieur ou du cabinet d'ingénierie chargé, par le maître d'ouvrage, du suivi du barrage (MERIAUX, 2008).

Sur cette même lancée, les visites doivent se dérouler selon un circuit préétabli et ne négliger aucun point d'observation. Les points principaux de l'inspection sont les suivants :

Pour tous les barrages :

- Niveau d'eau dans la retenue,
- Apparition ou évolution de zones humides sur le parement ou le pied aval du barrage,
- Apparition ou évolution de fuites, y compris dans la zone en aval du barrage,
- Obstruction des vannes ou des seuils par des corps flottants,
- Obstruction du coursier de l'évacuateur des crues par de la végétation, des éboulements...,
- Etat des appareils d'auscultation, s'ils existent.

Pour les barrages en remblai (terre ou enrochement) :

- Fuites localisées, éventuellement avec entraînement de grains de sol,
- Apparition de bourrelets et/ou de fissures en crête ou sur le parement aval (amorces de glissement),
- Tassements en particulier en crête ou au contact d'ouvrage en béton,
- Creusement des ravines sur les parements amont et aval,
- Désordre sur la protection anti batillage (pierre déplacées, désagrégées...),
- Désordre sur la végétation arbustive sur les talus et près du pied aval,
- Corrosion et rupture des fils de cages d'ouvrage en gabions,
- Dignes dues aux animaux fouisseurs.

Pour les barrages en béton ou en maçonnerie :

- Dégradation des joints du parement amont,
- Décollement de l'enduit amont,
- Fissures (ouvertes ou fermées, avec ou sans fuites, traversantes ou non),
- Dépôts de calcite,
- Apparition ou évolution de zones de fuites ou de suintements (ROYET, 2006).

Il importe que les personnes en charge de ses inspections aient une parfaite connaissance de l'ouvrage et soient impliquées sur une longue durée. Elles pourront ainsi déceler une évolution, ou au contraire une stagnation de certains des points observés.

L'inspection visuelle fournit des informations qualitatives sur l'état et le comportement du barrage et de ses fondations. Par ailleurs l'auscultation fournit des mesures quantitatives. Les deux, inspection et auscultation, sont réalisées de manière périodique et complémentaire voire simultanée. Parfois cependant des inspections spéciales sont nécessaires (ICOLD, 2007).

IV. AUSCULTATION

L'auscultation représente l'ensemble des investigations, des méthodes et des moyens mis en œuvre sur un site visant à étudier et caractériser le phénomène et les mécanismes mis en jeu (INTERREG IIIA, 2006) cité par (DJERBAL, 2013).

L'auscultation des barrages regroupe tous les dispositifs permettant de mesurer des grandeurs physiques susceptibles d'évoluer dans la vie du barrage, de façon à mettre en évidence son comportement et les phénomènes évolutifs significatifs de son vieillissement (POUPART et ROYET, 2001).

Le dispositif d'auscultation est un système de mesures qui, s'il est judicieusement conçu, permet de juger, par le suivi de paramètres représentatifs, le comportement du barrage et de ses fondations en regard des charges qui les sollicitent. Les contrôles sont exécutés tout d'abord pendant la construction et le premier remplissage, puis pendant l'exploitation afin de pouvoir garantir la détection rapide de tout comportement anormal. L'analyse des résultats est effectuée de façon à obtenir une appréciation du comportement à court et à long terme (COMITE SUISSE DES BARRAGES, 2005).

IV.1. Objectifs de l'auscultation

Le dispositif d'auscultation a entre autres les objectifs suivants :

- Exécuter des contrôles pendant la construction et le premier remplissage,
- Exécuter des contrôles pendant l'exploitation,
- Disposer de renseignements complémentaires en cas d'anomalie de comportement,
- Compléter et améliorer les connaissances de l'ingénieur (recherches techniques ou scientifiques) (OFEG, 2002).

- Améliorer les études et expertises dans leurs différents aspects techniques et économiques.
- Faire progresser la connaissance sur le comportement et le vieillissement du barrage.

Il est primordial d'apporter un soin particulier au choix des instruments de mesure et à leur mise en place afin de garantir une excellente fiabilité des mesures et une interprétation correcte des résultats (OFEG, 2002).

IV.2. Caractéristiques des instruments de mesure

Le choix des instruments de mesure dépend des paramètres à observer, du mode de construction de l'ouvrage et des possibilités d'installation. La priorité doit être donnée aux instruments répondant aux critères suivants :

- Simples dans leur concept et leur exploitation (les mesures sont généralement effectuées par le personnel de l'exploitant)
- Robustes,
- Insensibles aux conditions environnementales : température, humidité, surtensions,
- Durables (la longévité des appareils doit être assurée surtout pour ceux qui sont directement intégrés dans le corps de l'ouvrage lors de la construction),
- Précis et fiables,
- Lecture facile,

Pour autant qu'ils ne soient pas noyés dans le corps de l'ouvrage

- Accessibles,
- Remplaçables fiablement (pour assurer la continuité des mesures) (OFEG, 2002).

IV.3. Paramètres significatifs à suivre

En ce qui concerne les sollicitations extérieures, elles sont les suivantes :

- La charge hydrostatique par la mesure du niveau du plan d'eau,
- La charge des sédiments,
- La température de l'eau,

- Les conditions climatiques (radiation du soleil, température de l'air, pluviométrie, hauteur de neige),
- Les conditions sismiques,
- La poussée de la glace.

Ces charges directes et les conditions extérieures vont engendrer :

- Des déformations et des déplacements,
- Des variations de température particulièrement dans le corps d'un ouvrage en béton.
- Des pressions (sous-pression, pressions interstitielles),
- Des fuites et des percolations à travers le barrage et les fondations.

Tableau (III.1) : instrument de mesures des charges et des conditions extérieures (SCHLEISS et POUGATSCH, 2011)

TYPES DE MESURE	INSTRUMENTS
Niveau du plan d'eau	Echelle limnimétrique Balance à pression Manomètre Câble avec témoins (sonore ou lumineux)
Niveau des sédiments	Bathymétrie
Température de l'eau	Thermomètre
Conditions climatiques	Thermographe Thermomètre Pluviomètre
Conditions sismiques	Sismomètre Accélérographe

IV.4. Instruments et moyen de mesures des barrages

De nombreux instruments de mesure sont disponibles sur le marché de l'auscultation. Les plus couramment utilisés dans les barrages sont répertoriés sur les tableaux (III.2), (III.3) :

Tableau (III.2) : Instrumentation et contrôles pour les barrages en béton (Schleiss et Pougatsch, 2011)

TYPES DE MESURE	INSTRUMENTS
Déformation de la structure	Pendule direct Pendule indirect Clinomètre Extensomètre Géodésie Réseau extérieur (mesures terrestres et GPS) Nivellement Polygonale Visée verticale Mesure d'angle Alignement
Mouvements particuliers (fissures, joints)	Jointmètre Micromètre Rissmaximètre
Température dans le corps du barrage	Thermomètre Thermomètre électrique
Sous-pression au contacte béton-fondation	Manomètre Cellule de pression
Débit de fuites et de percolation et de drainage	Déversoir, venturi Mesure volumétrique

Tableau (III.3) : Instrumentation et contrôles pour les barrages en remblai (Schleiss et Pougatsch, 2011)

TYPES DE MESURE	INSTRUMENT
Déformation horizontales et verticales (tassement)	Géodésie Réseau extérieur (mesures terrestre et GPS) Nivellement Polygonale Alignement Mesures d'angles et de distances Tassomètre
Ligne de saturation	Piézomètre
Pressions interstitielles	Manomètre Cellule de pression
Débit de fuite et de drainage	Déversoir, venturi Mesure volumétrique
Température dans le corps du remblai	Thermomètre électrique, fibre optique

Les paramètres généralement retenus sont :

- Des déplacements absolus ou relatifs,
- Des déformations locales, éventuellement traduites en contraintes,
- Des pressions (totales dans un remblai, sous-pressions ou pressions interstitielles),
- Des débits de drainage ou de fuite (LE DELLIOU, 2003).

IV.4.1. Mesure de déplacements

On peut distinguer plusieurs types de déplacements :

a. Des mesures de déplacements absolus

Des mesures de déplacements absolus de repères du barrage par rapport à des piliers d'observation fixes implantés dans des zones non susceptibles d'être affectées par des mouvements. La géométrie absolue du barrage peut être suivie par topographie de haute précision.

Ces mesures sont d'une mise en œuvre assez lourde, en temps et en technicité nécessaire, et d'une précision inférieure aux capteurs installés à demeure. Elles demeurent, néanmoins, le seul moyen de mesures de déplacement dans de nombreux ouvrages où d'autres moyens de mesures ne sont pas envisageables, techniquement ou économiquement. Trois méthodes sont employées sur les barrages :

- La planimétrie, Il s'agit d'une mesure par triangulation à partir de piliers situés autour de l'ouvrage. Ces mesures exigent une très grande technicité du topographe (utilisation de méthodes de compensation d'erreurs et calcul des ellipses d'incertitude). L'incertitude des mesures, de l'ordre du millimètre dans les situations favorables, peut atteindre plusieurs millimètres pour les vallées larges. En résumé, ce type de dispositif n'est pas recommandé pour les petits barrages (ROYET, 2006).

- Le nivellement donnant le déplacement vertical des repères installés sur les ouvrages. Cette méthode est utilisée pour la mesure des tassements de barrages en remblai. Complément indispensable de la planimétrie pour les grands barrages, le nivellement est souvent le seul suivi topographique des petits barrages, dont la hauteur ne justifie pas de mettre en place les lourds dispositifs de triangulation.

- Les mesures d'alignement, faites sur des repères scellés sur le couronnement de l'ouvrage, à partir de piliers implantés sur les rives, dans l'alignement des repères. Les mesures à l'alidade permettent d'obtenir le déplacement dans le sens amont - aval. Ces mesures, dont la précision est de l'ordre du mm sont bien adaptées à des barrages rectilignes, de taille moyenne et de tous types (POUPART et ROYET, 2001).

Actuellement plusieurs appareils permettent la réalisation d'un suivi topographique :

- Les appareils manuels classiques : Niveaux théodolite, stations complètes,
- Les appareils automatisés : Théodolite motorisé, système RMS, GPS.

En outre, pour le suivi des phénomènes d'instabilité de sites naturels, la méthode GPS élargit les possibilités techniques des techniques traditionnelles de topographie (DJERBAL, 2013).



Photo III.1 : Borne sur talus aval servant aux mesures des déplacements Barrage Sidi Abdelli, wilaya de Tlemcen (ROUISSAT, 2007)

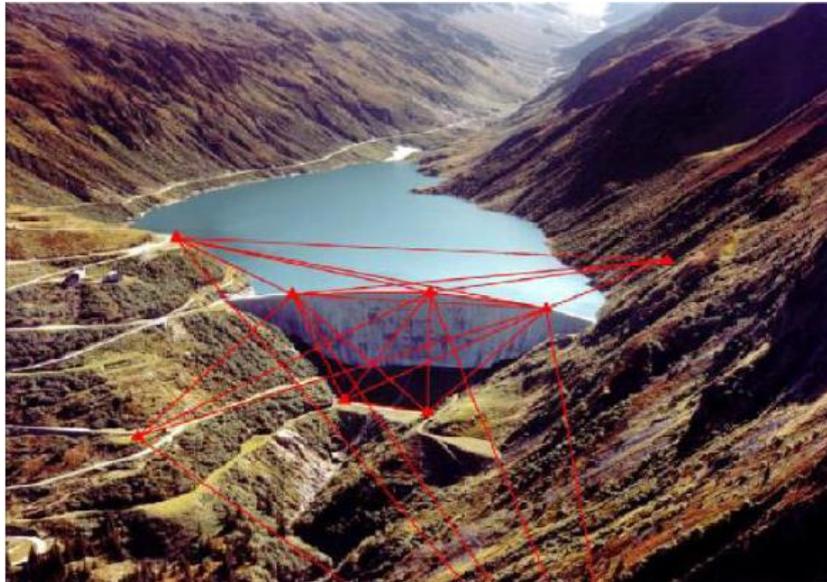


Photo III.2: Exemple d'un réseau de mesure (CSB, 2005b)

b. Mesure de déplacement interne

Les mesures peuvent être réalisées directement selon un ou plusieurs aspects :

- Mouvements en Z (tassement),
- Mouvement en X et Y.

On mettra donc en œuvre différents matériels adaptés aux phénomènes que l'on souhaite mesurer:

i. Tassomètre

L'appareil de mesure dans le cas de barrages en remblai est constitué d'un tube plastique vertical mis en place dans la digue au fur et à mesure de la construction. Des plaques en acier

(ou des bagues métalliques) sont placées à des intervalles réguliers à l'extérieur du tube, solidaires du remblai et pouvant coulisser sur le tube (figure III.1). Une sonde à induction introduite dans le tube depuis la surface capte les interférences électromagnétiques créées par la présence des plaques en acier. La distance est mesurée par rapport à l'arête du bord supérieur du tube. La précision demandée est de l'ordre de $\pm 1\text{cm}$ en phase d'exploitation, pour des longueurs pouvant atteindre 100 m. Cette mesure est toujours combinée avec un nivellement du couronnement (SCHLEISS et POUGATSCH, 2011).

Les tassomètres mesurent des déplacements verticaux du terrain. Il existe deux catégories fondamentales de tassomètres:

- Monopoint : les tassements sont mesurés en un point donné uniquement.
- Multipoints : les tassements sont mesurés à plusieurs niveaux le long d'une verticale de sondage.

Les systèmes de tassement multipoints comprennent plusieurs jauges de tassement hydrauliques, connectées par des lignes à une citerne de référence située sur un sol surélevé et stable (figure III.2).

La jauge de tassement est un capteur de pression à technologie corde vibrante ou capacitive, monté sur une plaque avec un capot de protection.

Selon les exigences, le système de tassement peut être composé par un ou plusieurs capteurs (SISGEO, 2008).

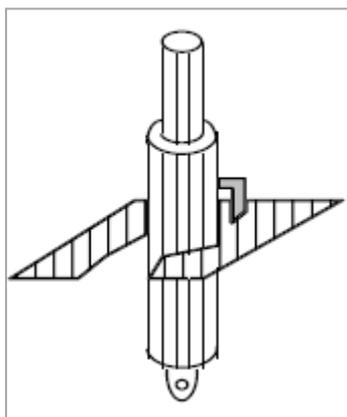


Figure III.1: Tassomètre type TELEMAT (ROUISSAT, 2007)

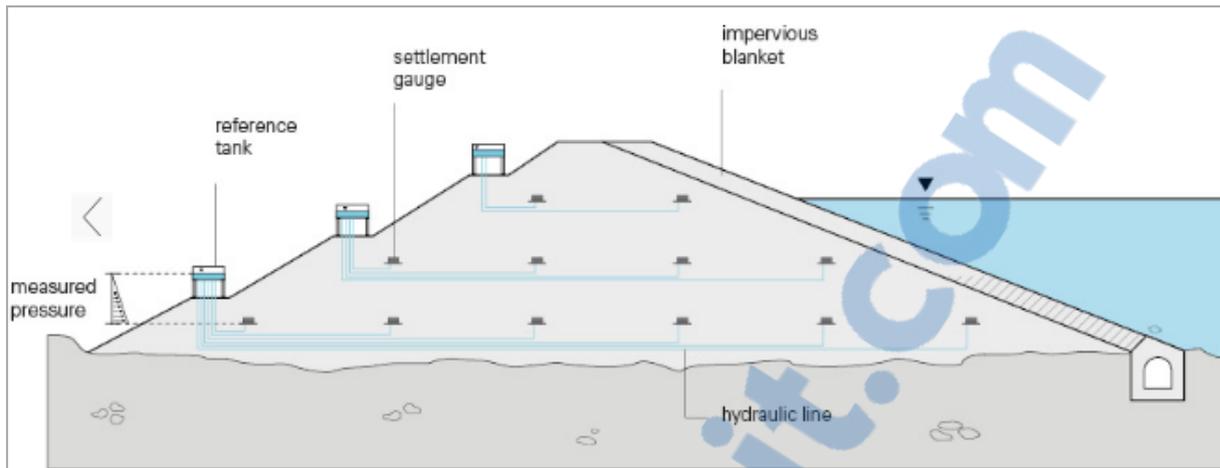


Figure III.2: Système de tassement multipoints (SISGEO, 2008)

ii. Pendule

Les pendules sont des appareils permettant la mesure de déplacements relatifs horizontaux, dans les deux directions, entre deux points situés sur la même verticale. On les classe selon deux catégories : les pendules directs et les pendules inversés. Pour les pendules directs, une masse est suspendue au bout d'un fil ancré sur la crête de l'ouvrage. Le pendule traverse le barrage sur sa hauteur jusqu'aux fondations où se trouve la masse. À l'aide d'une table de lecture placée au niveau des fondations, on peut mesurer les déplacements du fil par rapport au terrain naturel.

Le pendule inversé utilise le même principe mais le câble est ancré en fondation et la masse est remplacée par un flotteur en haut de l'ouvrage (VIDAL, 2010).

Pour un pendule directe ou inverse, il est possible de fixer plusieurs tables de lecture à différents niveaux, ce qui permet d'améliorer la qualité des résultats.

Ces instruments sont simples et par conséquent fiables sur le long terme, ils donnent des mesures plus précises que celles obtenues par des mesures géodésiques de précisions. Cependant les mouvements peuvent être observés à des intervalles fréquents sans nécessiter de mesures répétées et coûteuses.



Photo III.3 : Appareil de mesure des déplacements relatifs. Pendule à table de visée avec mesure en Z

iii. Inclinomètre

Une sonde coulisse dans un tube scellé dans le substratum et dans l'ouvrage, elle permet de mesurer, dans deux plans orthogonaux, l'inclinaison par rapport à la verticale et en opérant par pas de mesure réguliers, de reconstituer la déformée du tube.

La comparaison des déformées successives permet de déceler des mouvements en X et Y, à tous niveaux des horizons traversés par le tube (ANTOINE et *al.*, 1992).

L'augmentation de la fiabilité des résultats est proportionnelle à la réduction des périodes de temps écoulées entre deux mesures successives. En effet, les résultats obtenus permettent l'évaluation des types de déplacements et le calcul des vitesses moyennes ainsi que la profondeur du mouvement permettant ainsi une meilleure analyse et corrélation du glissement étudié (Djerbal, 2013)

iv. Extensomètre

Dans certains barrages importants en béton, des jauges extensométriques issues de technologies diverses sont disponibles pour accomplir cette opération et peuvent être installée à l'extérieur, sur une face de la structure, ou noyées dans la masse; on s'intéresse particulièrement à cette dernière catégorie. Chacune des différentes jauges se distingue par ses performances spécifiques. En ce qui a trait aux mesures des déformations, l'extensomètre à corde vibrante est sans contredit très populaire pour la mesure des déformations latérales de sols, remblais et massifs rocheux sur les sites de barrages.

La technologie des cordes vibrantes est considérée comme étant fiable et les instruments basés sur celle-ci présentent une longévité et une précision de mesure qui cadrent assez bien avec les conditions et objectifs de l'instrumentation de grandes structures.

La figure (III.3) montre un type d'extensomètre à corde vibrante. Quant à son fonctionnement, disons simplement qu'il est basé sur la mesure de la fréquence d'oscillation d'un petit fil métallique tendu à l'intérieur d'un tube de protection qui constitue le corps même de la jauge. Si l'on connaît la variation de la fréquence d'oscillation du fil, il est possible de calculer la variation de déformation en combinant les équations décrivant les oscillations des corps à celles de la propagation des ondes (Quirion, 1999).

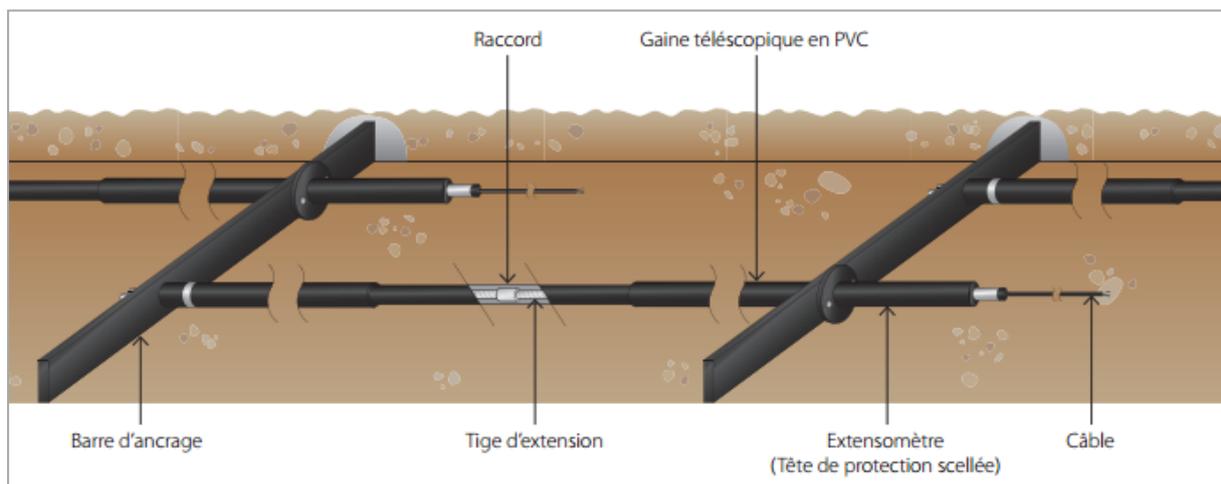


Figure III.3 : Extensomètre à corde vibrante (ITMSOL)

Les principaux avantages sont leur solidité, leur longévité et aussi le fait que le signal en fréquence peut parcourir sans atténuation notable, plusieurs kilomètres de distance.

a. Mesure des déplacements relatifs (locaux)

Le long d'un joint ou d'une fissure, Ces déplacements quantifiés par des instruments le plus souvent installés à la demande.

i. Fissuromètre

Ces appareils sont installés sur une fissure ou un joint dont on veut suivre l'évolution. On mesure les déplacements relatifs des deux lèvres de la fissure, au moins dans l'axe perpendiculaire à son plan.

Dans cette famille il existe une gamme d'instruments, du plus simple au plus sophistiqué :

- Le fissuromètre avec mesure au vernier (précision de l'ordre de $1/10^e$ de mm, mesure sur un axe),
- Le fissuromètre avec mesure au comparateur (précision de l'ordre de $1/100^e$ de mm, mesure sur un axe),
- Le fissuromètre avec capteur inductif (précision de l'ordre de $1/100^e$ de mm mais nécessite une alimentation électrique) (POUPART et ROYET, 2001).

ii. Vinchon

Fissuromètre triaxial constitué de deux pièces métalliques scellées de part et d'autre du joint ou de la fissure qu'il ausculte. La section des pièces métalliques doit être au minimum de 2×2 cm.

La mesure se fait au pied à coulisse avec une précision de lecture de l'ordre de $1/100^e$ de mm. Cependant, compte tenu d'autres sources d'erreurs, la précision de la mesure est d'environ 0.05mm. La qualité globale de la mesure dépend largement du soin apporté au scellement de l'appareil et de la rigidité des pièces métalliques (ROYET, 2006)

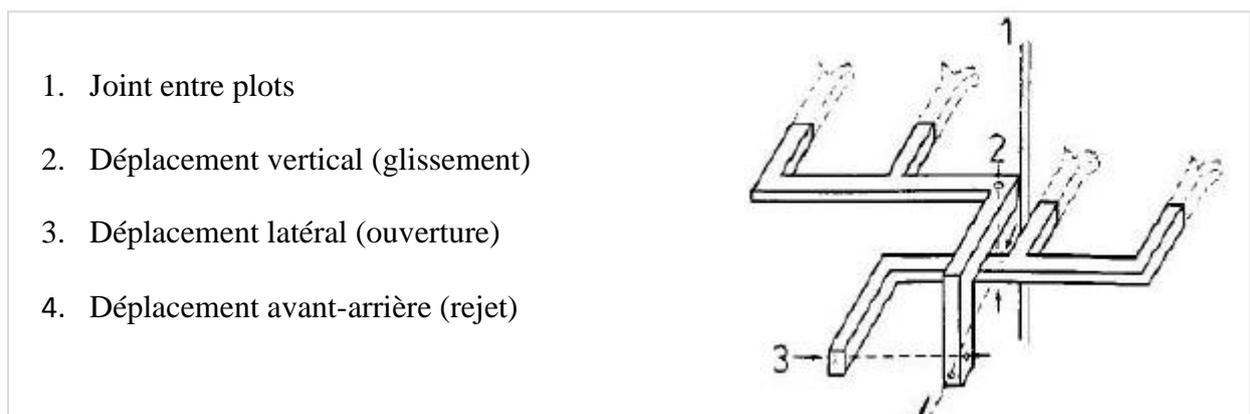


Figure III.4 : Vinchon triaxial (POUPART et ROYET, 2001)

IV.4.2. Mesure des contraintes - cellules de pression totale

Les cellules de pression dans les sols sont utilisées pour surveiller la pression totale dans barrages et digues en remblai ou à l'interface entre la structure et la paroi de l'excavation. La cellule de pression est reliée au capteur grâce à un tube en acier inoxydable, formant un circuit hydraulique fermé. La contrainte appliquée à la cellule est convertie en un signal électrique par le capteur de pression et peut être lue à distance avec une variété d'unités de lecture portables ou des enregistreurs de données.

Différents types de capteurs disponibles : à corde vibrante, pneumatique ou à fibre optique.

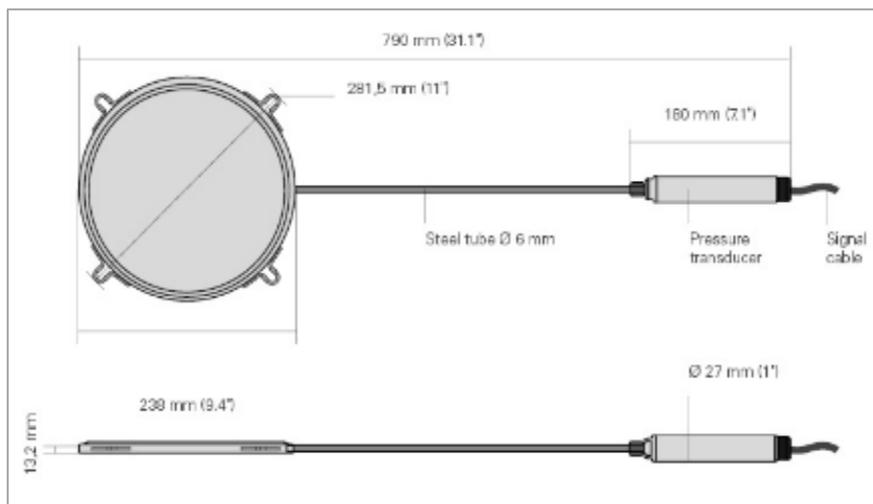


Figure III.5 : Cellule de pression totale (ITMSOL)

IV.4.3. Mesure des paramètres hydrauliques

Les mesures hydrauliques regroupent l'ensemble des techniques de surveillance utilisées pour la mesure de l'évolution et des fluctuations de la surface piézométrique, des pressions interstitielles, ainsi que celle du débit.

a. Mesure de piézométrie

Il est important de contrôler dans la fondation et dans le remblai la position de la surface phréatique et l'évolution des pressions interstitielles. On peut classer les appareils de mesure en deux types :

- les piézomètres à tube ouvert dont la longueur crépinée est de quelques dm à plusieurs mètres,
- les cellules de pression interstitielle : à corde vibrante (figure III.6), à contre-pression.

Les cellules de pression interstitielle fournissent des mesures ponctuelles précises et elles ont des temps de réponse plus rapides que les piézomètres.

Le piézomètre à tube ouvert, peu coûteux et de lecture aisée, permet de détecter les anomalies dans la fondation (mise en évidence d'une perte de charge insuffisante), ou dans le talus aval (problème de saturation). On plante alors les piézomètres dans des profils rive à rive (attention au contact avec le tapis drainant). Compte tenu du temps de réponse, le piézomètre à tube ouvert convient mieux aux terrains perméables.

Par contre, si on souhaite suivre finement des phénomènes plus complexes, tels que la consolidation des matériaux argileux humides de la fondation, du remblai, la progression de la

saturation, l'efficacité d'un drain cheminée, on préfère des mesures ponctuelles de la pression interstitielle regroupées dans quelques profils amont-aval (CFGB, 2002).

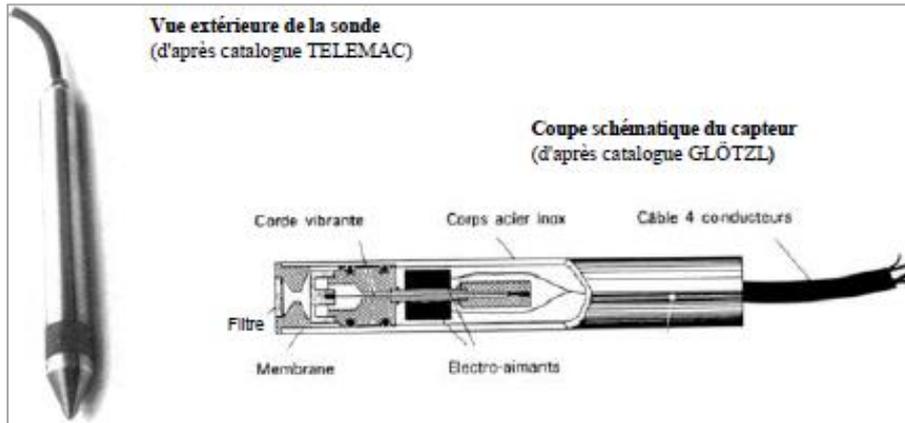


Figure III.6 : Cellule de pression à corde vibrante (POUPART et ROYET, 2001)

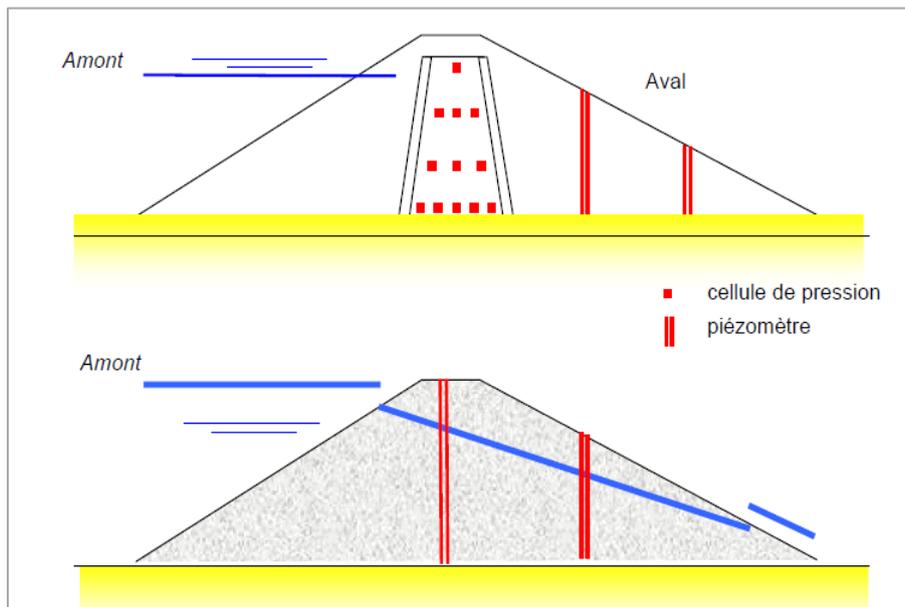


Figure III.7: Mesure des pressions interstitielles et du niveau piézométrique de barrages en remblai (OFEG,2002)

b. Mesure du débit

Le contrôle des fuites, des suintements et des zones humides est d'abord visuel. La mesure des débits suppose leur collecte : fossé de pied, aménagement d'exutoires. Deux procédés de mesure des débits sont envisageables :

- Par capacité (mesure du volume recueilli dans une capacité jaugée pendant un temps donné),

Par mesure de la lame déversante en amont d'un seuil calibré.

Ces dispositifs sont installés sur les ouvrages neufs à la sortie des organes de drainage, et sur les barrages en service dans des zones où l'on observe des fuites (CFGB, 2002).

En cas d'augmentation anormale de débit, des mesures de teneurs en éléments fins peuvent renseigner sur un processus éventuel d'érosion interne. Dans cette optique, la conservation d'un échantillon témoin des matériaux constitutifs du drain est donc préconisée, afin de pouvoir comparer avec les éventuels dépôts aux exutoires des drains (POUPART ET ROYET, 2001).

V. CONCLUSION

Un barrage, en raison de son élasticité, n'est pas un solide invariable dans le temps, il est sujet à des déformations dues à des causes internes et externes. Ces déformations varient selon le type de barrage, sa dimension, la saison d'observation, le volume et le niveau d'eau dans le réservoir. Elles peuvent être de quelque millimètre pour un barrage en béton stable et peuvent atteindre plusieurs centimètres dans le cas de tassements des barrages en remblais.

Il existe actuellement une panoplie de procédés et d'appareils. Toutefois, les dispositifs d'auscultation doivent être associés à l'examen visuel régulier de l'exploitant averti de l'ouvrage et de ses abords, et qui a ainsi la possibilité de repérer tout indice de fissure ou de fuite.

Reconnaissons néanmoins qu'à ce jour, l'inspection visuelle représente à bien des égards une source d'information à peu près irremplaçable, c'est la partie majeure de la surveillance des barrages, cette dernière est complétée par l'auscultation qui constitue la partie quantifiée de la surveillance puisqu'elle s'appuie sur des mesures : elle est de ce fait une activité de spécialiste nécessitant également une excellente maîtrise de la chaîne de mesure du dispositif d'auscultation.

Par ailleurs, la disponibilité des mesures de ces déformations peut constituer un outil d'analyse du comportement des barrages en terre à long terme et être en l'occurrence une alternative aux méthodes numériques utilisées pour l'étude de ce comportement. La modélisation et l'auscultation sont complémentaires. Elles permettent de juger le comportement des barrages par rapport à un référentiel, de valider ou pas les choix conceptuels et décider en finalité sur les dispositions à prendre si une divergence importante est constatée sur le comportement des ouvrages pendant l'exploitation par rapport au projet conçu initialement.

Chapitre VI

Analyse des
déformations
des noyaux
des barrages
en terre par la
modélisation
numérique

I. INTRODUCTION

Le suivi de l'évolution des déformations au sein des barrages en remblais homogènes ou zonés, particulièrement les déplacements verticaux ou tassements peuvent être effectués avec différents cas de traitement.

Les travaux de recherche réalisés ces dernières décennies ont développé des approches physiques, fonctionnelles ou statistiques, et des méthodes puissantes ont été mises au point : modélisation des lois de comportement, calculs par éléments finis, modèles statistiques. Dans cette grande famille de méthodes, notre choix s'est porté sur la méthode des éléments finis. Pour ce faire nous avons utilisé « ANSYS.V011 », qui permet de traiter la majorité des problèmes mécaniques de la rupture et fissuration des ouvrages en géotechnique. Il offre des outils puissants pour l'analyse en deux et trois dimensions.

C'est dans cette optique que s'inscrit notre travail ayant trait à une analyse comparative des déformations des noyaux argileux des barrages en terre en fonction de leur géométrie, des caractéristiques de recharges, ainsi que leur conception « verticaux ou inclinés ».

II. DESCRIPTION DU CODE DE CALCUL

Le logiciel ANSYS a été développé par Dr. John Swanson, fondateur de la société ANSYS Inc. Qui a son siège à Houston, PA, USA. Il s'agit d'un outil de développement en analyse d'ingénierie. La méthode utilisée est celle des éléments finis, utilisé dans des domaines extrêmement variés.

Le code « ANSYS » comprend plusieurs composantes telles que : ANSYS/Professionnel, ANSYS/Multiphasiques, ANSYS/Structural...etc. Chaque Composante est destinée à l'un des domaines d'ingénierie, et son choix met automatiquement à la disposition de l'utilisateur les processus adéquats (type d'élément, conditions aux limites, tracées,...etc.)

Les principales capacités de ce logiciel sont :

- l'analyse statique,
- l'analyse modale,
- l'analyse harmonique (réponse forcée)
- l'analyse temporelle ou transitoire,
- la gestion de différentes situations non linéaires (contacts, plasticité des matériaux, grands déplacements ou grandes déformations,

- simulations en matière de mécanique des fluides,
- permet de résoudre des modélisations mettant en jeu des phénomènes électromagnétiques (CHORFI, 2010).

III. CONSISTANCE DU CODE DE CALCUL

III.1. Interface graphique du logiciel

Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. L'interface d'utilisation d'Ansys se compose dix sous-programmes (figure IV.1).

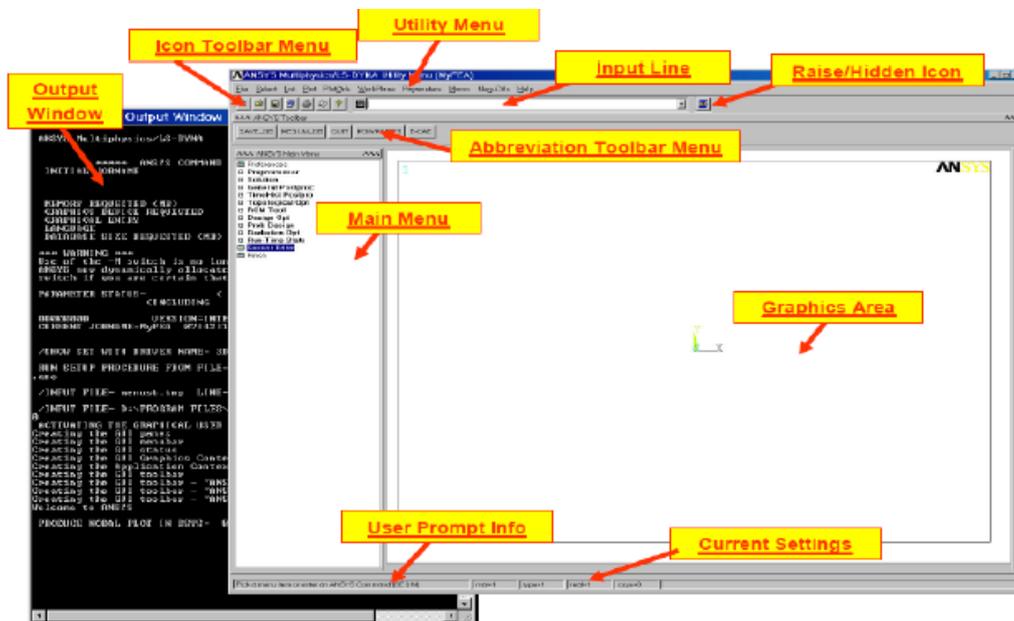


Figure IV.1: Interface graphique du code de calcul ANSYS

En générale l'interface graphique d'ANSYS contient dix principales commandes:

- *Icontoolbar Menu*: contient les graphiques qui exécutent des commandes fréquemment utilisées par ANSYS
- *Utility Menu*: contient les fonctions de service qui sont disponibles dans toute la session, d'ANSYS,
- *Input Line*: sert à exécuter des commandes plus complexes ; ou même des programmes APDL,
- *Raise/Hidden Icon*,
- *Abberviation toolbar Menu*,

- *Main Menu* : contient les principales fonctions d'ANSYS organisées comme suit (preprocessor, solution, générale postprocesseur, design optimizer, ...ect).
- *Graphics Area*,
- *User Prompt Info*,
- *Current Setting*,
- *Output Window* : reçoit tout le texte externe du programme : les réponses des commandes, notes, erreurs, et d'autres messages.

III.2. Définition des éléments

Le choix du type d'élément c'est l'étape la plus importante, car on détermine les caractéristiques des éléments tel que :

- Le degré de liberté (D.O.F), par exemple pour l'élément structural à plus de six degré de liberté : $U_x, U_y, U_z, ROT_x, ROT_y, ROT_z$,
- La forme d'élément : 2D solide, 3D solide.

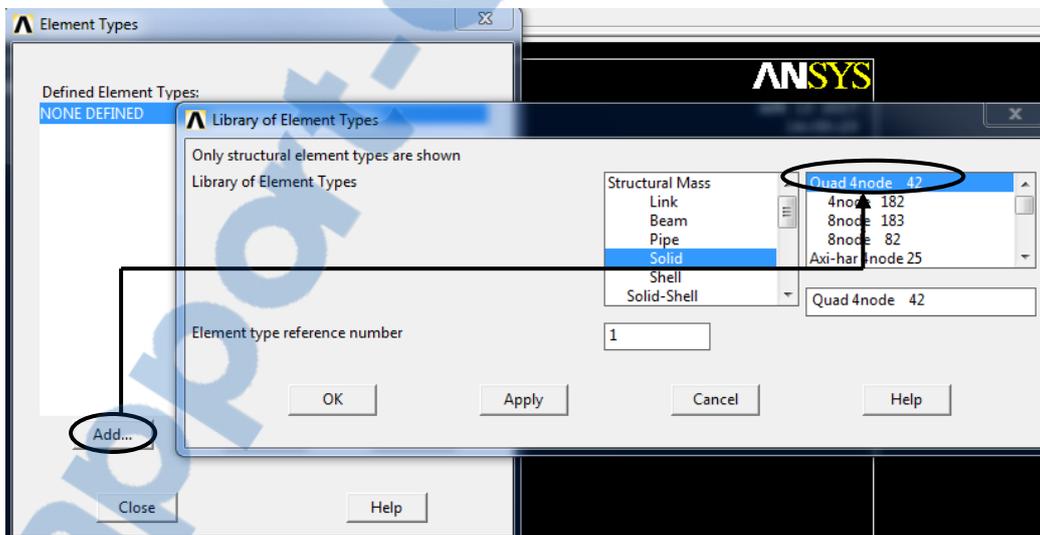


Figure IV .2 : Action pour la définition des éléments

III.3. Propriétés des éléments

Chaque analyse a besoin de définir les propriétés des matériaux, tel que: module d'élasticité, coefficient de poisson, etc ...

Une ou plusieurs propriétés de matériaux peuvent être définie selon le problème

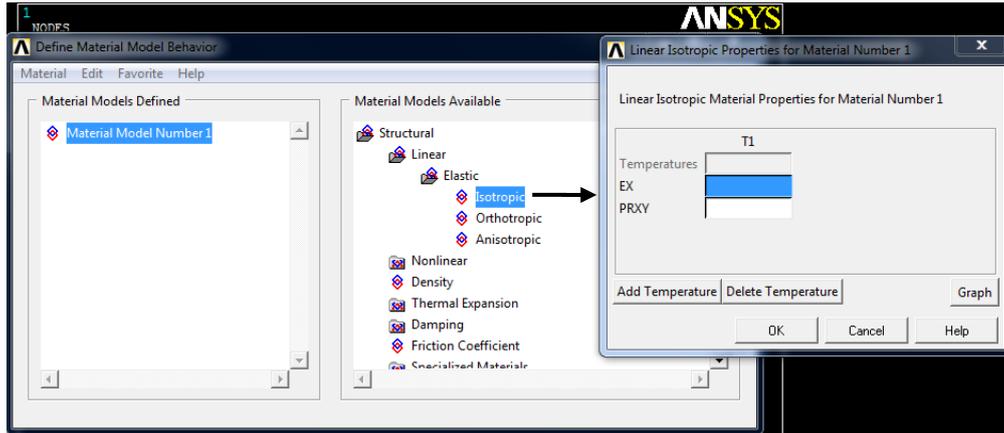


Figure IV .3 : Choix des propriétés des éléments

III.4. Génération du maillage

Lorsqu'un modèle géométrique est entièrement défini et que les propriétés des matériaux sont assignées à toutes les couches et à tous les éléments de structure, la géométrie doit être divisée en éléments finis afin de réaliser le calcul par éléments finis. Une composition d'éléments finis s'appelle un maillage d'éléments finis.

III.5. Système d'unité

ANSYS n'exige pas un système d'unité pour les analyses (sauf pour l'analyse magnétique). On peut choisir n'importe quel système d'unité, mais on doit l'employer pour toutes les données entrées durant l'analyse. Il est préférable d'utiliser le système d'unité international pour éviter toute équivoque. Le tableau (IV.1) donne, à titre d'exemple e système d'unités pouvant être utilisé par le code de calcul ANSYS.

Tableau IV.1 : Système d'unités-code de calcul ANSYS

GRANDEUR	UNITE
Temps	S
Longueur	m
Masse	Kg
Force	N
Température	°K
Energie	J
Densité	Kg/m ³
Conductivité	J/ (S.m.K)
Chaleur spécifique	J/ (Kg.K)
Flux	J/ (S.m ²)
Contrainte	N/m ²
Convection	J/(S.m ² .K)

IV. PRESENTATION DU CAS D'ETUDE TRAITE

La thématique engagée est relative à l'analyse des déformations des barrages à noyaux (vertical ou incliné) et particulièrement son volet modélisation s'est appuyée sur un cas réel de barrage à noyau central situé dans la wilaya de Tlemcen.

Le barrage EL-Izdihar à Sidi Abdelli est situé au Nord-Ouest de l'Algérie, sur l'oued Isser au Nord du village de Sidi Abdelli et à l'amont de la ville de Bensakrane, à 37 km de la ville de Tlemcen, au lieu de coordonnées Lambert : $X = 150.50$, $y=206.20$. C'est un barrage en terre à noyau central d'une hauteur de 60 m. Les principales caractéristiques de l'aménagement arrêtées lors du projet d'exécution se résument ainsi : Le barrage El Izdihar est une digue zonée, constituée d'un noyau en argile et encadré par des recharges en amont et en aval.

- Hauteur maximale au-dessus du lit de l'oued : 60m.
- Longueur en crête : 665m
- Largeur en crête : 13m
- Côte de la crête : 353.5m
- Côte de la retenue normale : 345m
- Côte des plus hautes eaux : 351.3m
- Base de la digue: 340m

La photo (IV.1) donne une vue satellitaire situant le barrage à l'échelle de sa cuvette.



Photo IV.1: Vue par satellite « barrage Sidi Abdelli »

Les fondations sont constituées par des alternances de marnes et de grès. Les grès sont plus ou moins cimentés, les bancs les plus compacts présentent des discontinuités bien développées formant des blocs parallélépipèdes. Ces formations se présentent en structure légèrement anticlinale N30°E avec des familles de failles orientées N57°E localisées au pied du versant gauche. Un voile profond d'environ 70m en partie centrale a été exécuté depuis la galerie d'injection située dans l'axe du barrage pour assurer l'étanchéité hydraulique de la fondation (ROUISSAT,2007).

V. MODELISATION DES DEFORMATION DE BARRAGE

La modélisation reste un outil pour l'analyse du comportement des barrages. Elle constitue le référentiel par rapport auquel le comportement des barrages en exploitation est comparé. Dans le présent mémoire et en fonction de son objectif principal qui est l'analyse des déformations des noyaux de barrages (organe d'étanchéité), la modélisation engagée devait répondre à un certain nombre de préoccupations en l'occurrence :

- Influence des matériaux constituant les recharges des barrages, notamment leurs modules de déformation (E), sur les déformations des noyaux. Cette préoccupation a été mise évidence par l'analyse des déformations du noyau pour des modules (E) des recharges variant de 50 à 400MPa.
- Influence de la géométrie conceptuelle des noyaux, en particulier la largeur de la base sur les déformations.
- Influence de l'insertion de transitions entre les noyaux et les recharges, particulièrement celles à rigidité élevée sur les déformations.
- Influence de la configuration des noyaux par rapport aux recharges par la projection de noyaux inclinés vers l'amont sur leurs déformations.

L'analyse de tous ces cas a été menée par l'étude des tassements globaux des barrages ainsi que les tassements différentiels entre noyaux et recharges.

V.1. Profil du barrage

Les figures (IV.4) et (IV.5) illustrent respectivement le profil du barrage servant à la modélisation ainsi que la discrétisation de sa géométrie.

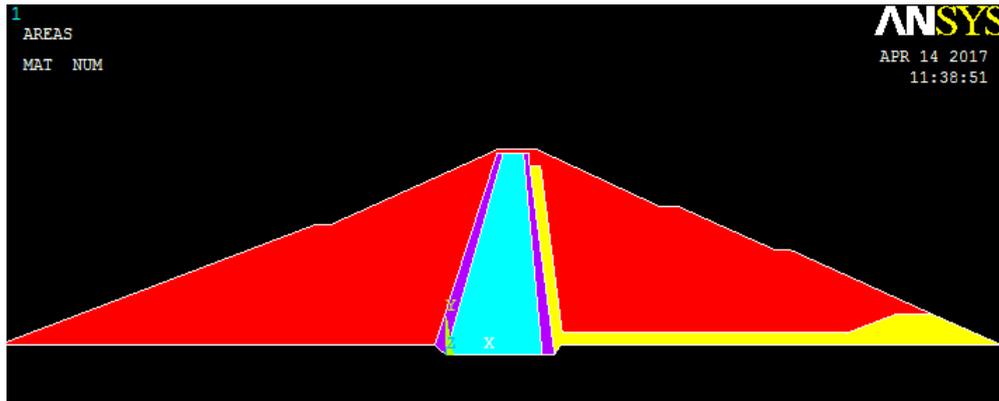


Figure IV.4 : Profil du barrage servant à la modélisation

- 1. Noyau
- 3. Drain
- 2. Filtres
- 4. Recharges

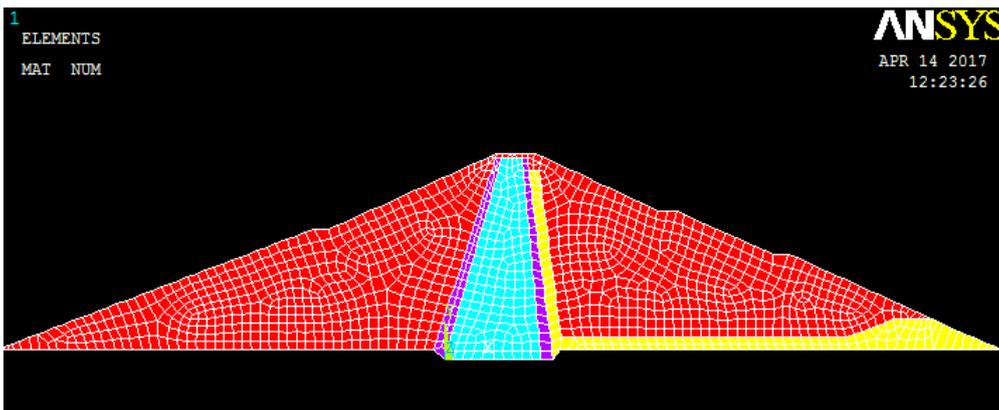


Figure IV.5 : Discrétisation du barrage

V.2. Caractéristiques des matériaux

Les caractéristiques mécaniques des matériaux du barrage sont récapitulées dans le tableau (IV.2)

Tableau IV.2 : Caractéristiques des matériaux du barrage utilisées dans la modélisation

	Module de déformation E (MPa)	Masse volumique (kg/m ³)	Coefficient de poisson
Noyau	28	1 700	0.3
Filtres	50	1 750	0.3
Recharges, Drain	90	1 800	0.3

VI. RESULTATS GRAPHIQUES ET ANALYTIQUES DE LA MODELISATION

VI.1. Cas de noyau central

VI.1.1. Influence du module de déformation E des recharges du barrage

L'influence du module de déformation des recharges sur les déformations du noyau a été conduite par sa variation de 50 à 400MPa. Pour des raisons liées à la comparaison des déformations certaines positions ont été définies :

- Points de 1 à 10 sur le noyau du barrage,
- Points de 11 à 13 sur la recharge amont de barrage,
- Points de 14 à 16 sur la recharge aval du barrage.

Ces positions de comparaison sont montrées sur la figure (IV.6)

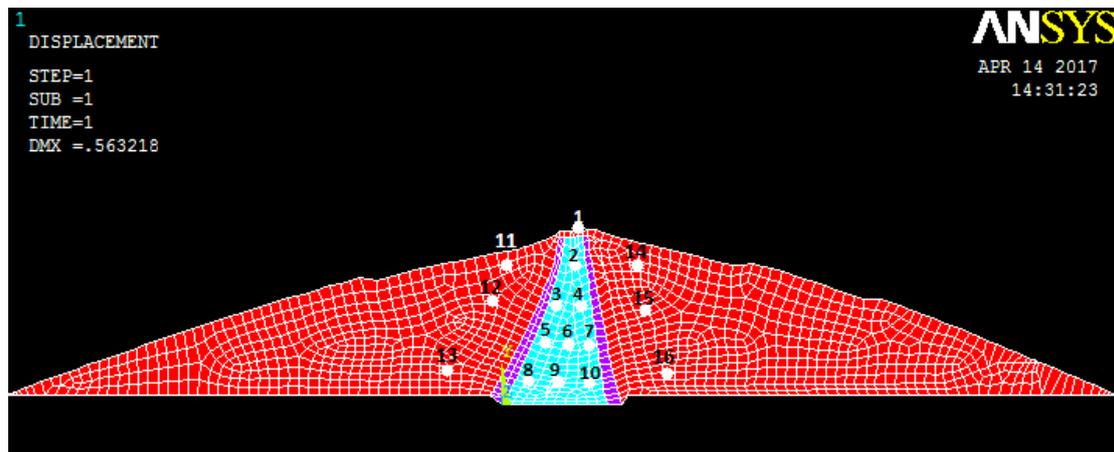


Figure IV.6 : Déformée du barrage et points de comparaison (Noyau central)

a. Contraintes

Le tableau (IV.3) donne pour différents modules de déformation des recharges et au niveau des différentes positions de comparaison les variations de contraintes dans les remblais du barrage.

Tableau IV.3 : Variations des contraintes pour $\begin{cases} E_{NOYAU} = 25 \text{ MPa} \\ E_{RECHARGES} = [50 \sim 400] \text{ MPa} \end{cases}$

E (MPa) Points	50	100	200	300	400
	Contraintes (Pa)				
1	3785.55	10326	30314.9	43640	53209.4
2	58795.4	15604.4	12399.2	10123.2	18378.6
3	193690	90040.7	26738.9	1425.08	13084.4
4	225972	120928	560563	30144	15485.3
5	307700	155294	59201.5	21398.3	426.44
6	330653	181475	73267.1	39421.7	20517.1
7	341176	187855	92526.7	55715.6	35649.2
8	539318	300100	163392	88715.4	79145.3
9	590393	316405	193227	119558	93739.8
10	564245	323820	190811	139727	112258
11	153197	162974	229283	245000	257540
12	387630	402946	412877	486906	495267
13	1064280	1195750	1310750	1371380	1411430
14	177694	199667	266813	279603	333904
15	440607	470612	549976	552769	623824
16	1113500	1218220	1290940	1322030	1339990

Les résultats graphiques de la modélisation relatifs à l'analyse de l'influence du module de déformation E des recharges sur les déformations du noyau sont présentés sur les figures de (IV.7) à (IV.11)

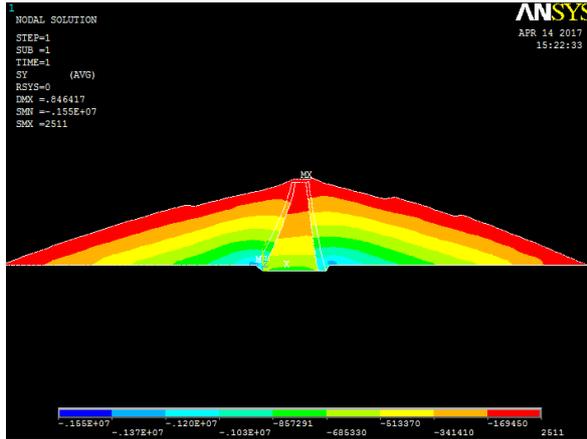


Figure IV.7 : Composante verticale de la contrainte S_y pour $E = 50 \text{ MPa}$ – Cas de noyau vertical

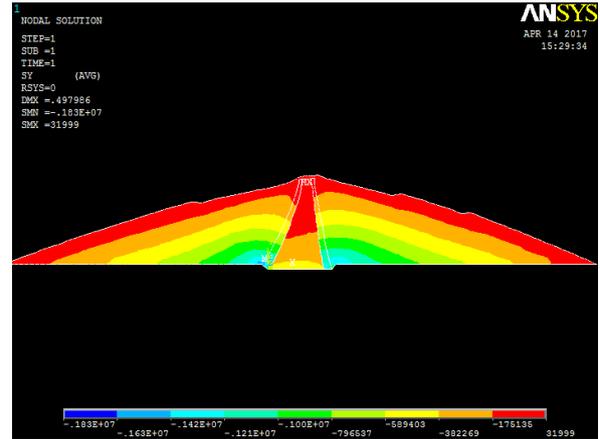


Figure IV.8 : Composante verticale de la contrainte S_y pour $E = 100 \text{ MPa}$ – Cas de noyau vertical

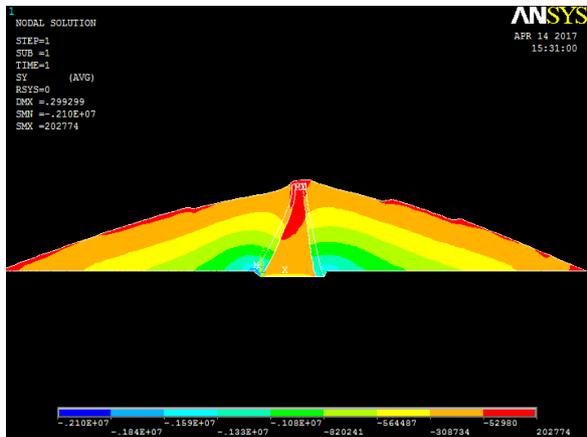


Figure IV.9 : Composante verticale de la contrainte S_y pour $E = 200 \text{ MPa}$ – Cas de noyau vertical

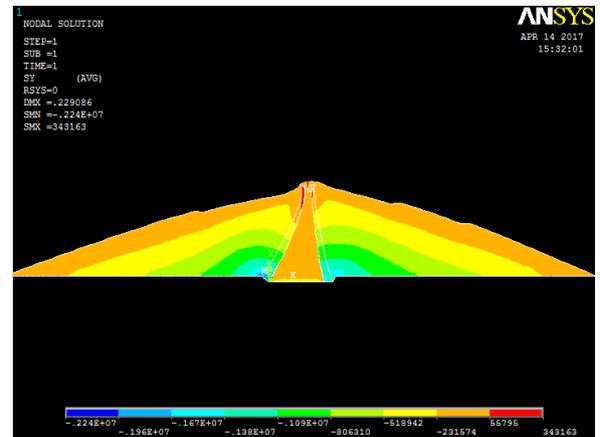


Figure IV.10 : Composante verticale de la contrainte S_y pour $E = 300 \text{ MPa}$ – Cas de noyau vertical

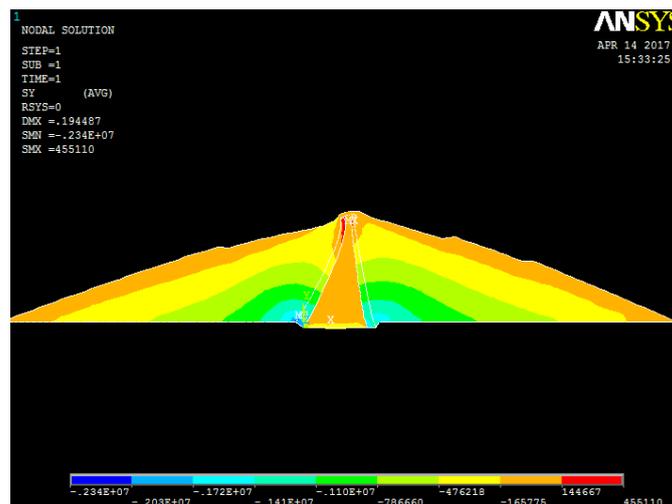


Figure IV.11 : Composante verticale de la contrainte S_y pour $E = 400 \text{ MPa}$ – Cas de noyau vertical

Afin de comparer l'influence de la variation des contraintes au niveau des recharges et liées à leurs modules de déformation E sur les contraintes enregistrées au niveau du noyau, la figure (IV.12) donne la variation des contraintes comparées sur les recharges et le noyau au niveau de la base du barrage pour différentes rigidités des recharges.

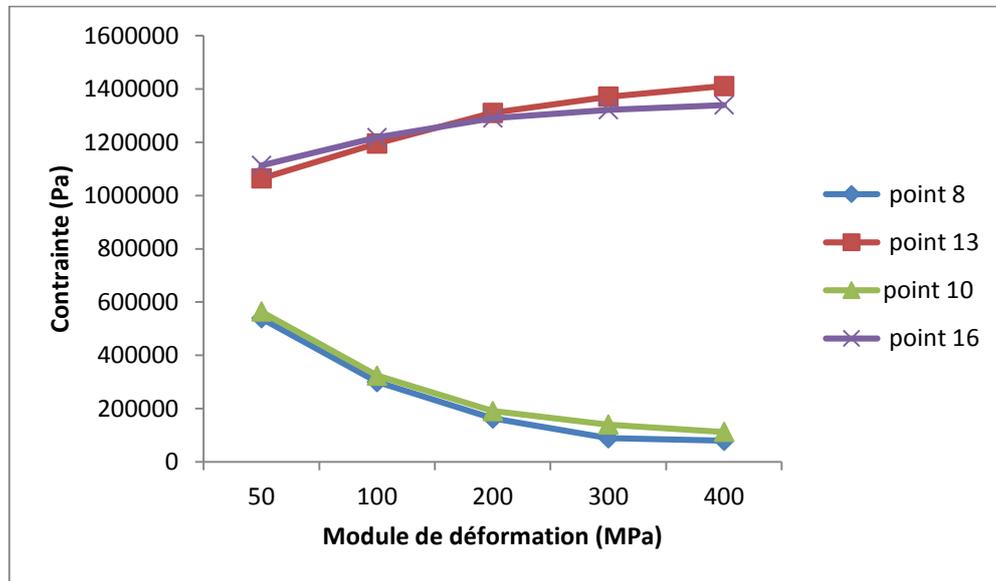


Figure IV.12 : Comparaison des contraintes au niveau des recharges du barrage – cas de noyau vertical

L'analyse des contraintes au niveau de la base du barrage attire une attention particulière. En effet les contraintes enregistrées au point 8 appartenant au noyau sont respectivement de 539,31KPa pour $E_{RECHARGES} = 50\text{MPa}$ et 79,14KPa pour $E_{RECHARGES} = 400\text{MPa}$. L'écart relatif des contraintes est de 86,66% en diminution.

Cette importante diminution n'a été suivie que par une augmentation plus faible des contraintes au niveau du point 13, situé à la même altitude que le point 8 et appartenant à la recharge amont, soit 24,60% d'augmentation.

La même situation est enregistrée entre les points 10 (noyau du barrage) et 16 (recharge aval) au niveau de laquelle une augmentation des contraintes dans la recharge de 16,90% engendre leur diminution de 80% au niveau du noyau du barrage.

b. Déformations

Pour les mêmes variations du module de déformation des recharges le tableau (IV.4) et les figures de (IV.13) à (IV.17) donnent respectivement les résultats analytiques et graphiques de la modélisation pour les déformations verticales du barrage.

Tableau IV.4 : Variations des déformations pour $\begin{cases} E_{NOYAU\ VETICAL} = 25\ MPa \\ E_{RECHARGES} = [50\sim 400]\ MPa \end{cases}$

E (MPa)	50	100	200	300	400
Tassement maximal (m)	0.8464	0.4976	0.2990	0.2290	0.1944
Points	Tassement (m)				
1	0.8347	0.4672	0.2676	0.1657	0.1243
2	0.8434	0.4808	0.2619	0.1819	0.1405
3	0.7859	0.4799	0.2891	0.2163	0.1770
4	0.7626	0.4566	0.2691	0.1992	0.1622
5	0.6731	0.4237	0.2642	0.2022	0.1685
6	0.6767	0.4354	0.2902	0.2280	0.1944
7	0.6378	0.3878	0.2333	0.1753	0.1446
8	0.3330	0.2584	0.1695	0.1496	0.1142
9	0.3131	0.3020	0.2133	0.1928	0.1710
10	0.2846	0.2216	0.1659	0.1312	0.1126
11	0.8115	0.4746	0.2604	0.1856	0.1455
12	0.7060	0.4149	0.2360	0.1609	0.1260
13	0.1474	0.0830	0.0456	0.0318	0.0246
14	0.7540	0.4183	0.2204	0.1513	0.1130
15	0.6968	0.3909	0.2016	0.1385	0.1007
16	0.1675	0.0919	0.0488	0.0334	0.0254

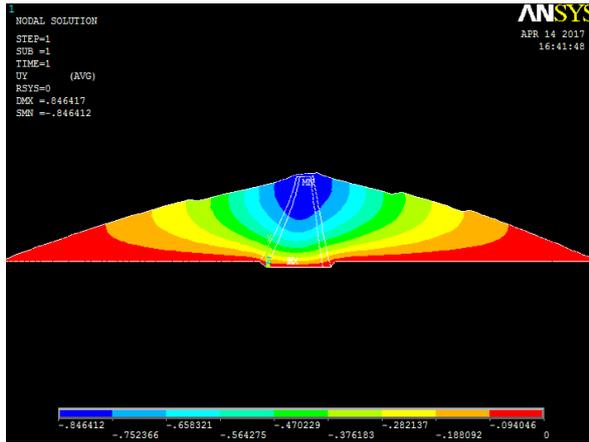


Figure IV.13 : Tassement du barrage pour $E = 50\text{MPa}$ – Cas de noyau vertical

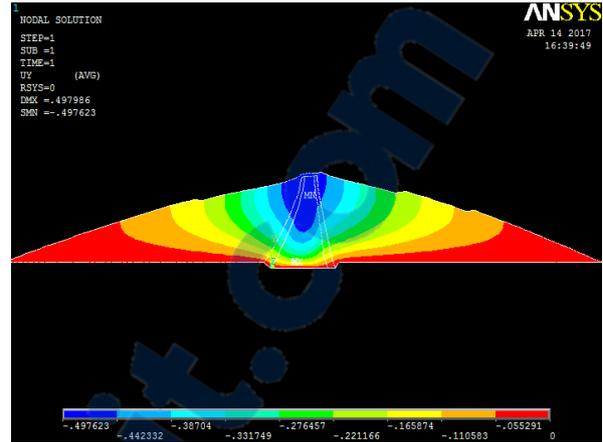


Figure IV.14 : Tassement du barrage pour $E = 100\text{MPa}$ – Cas de noyau vertical

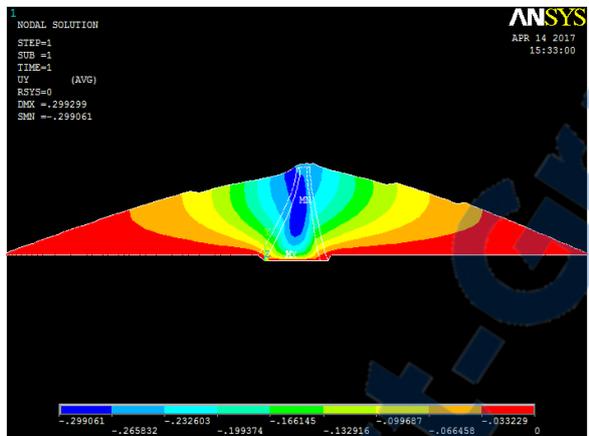


Figure IV.15 : Tassement du barrage pour $E = 200\text{MPa}$ – Cas de noyau vertical

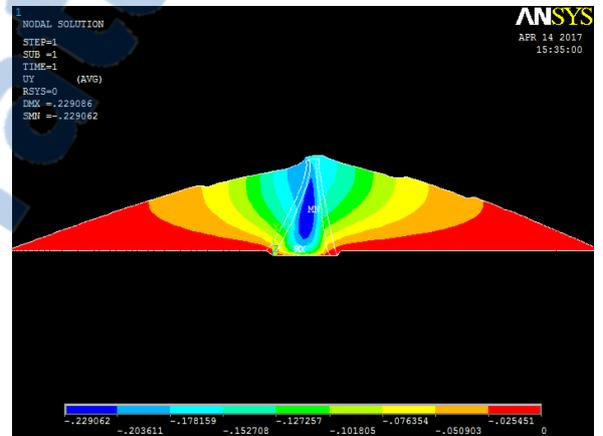


Figure IV.16 : Tassement du barrage pour $E = 300\text{MPa}$ – Cas de noyau vertical

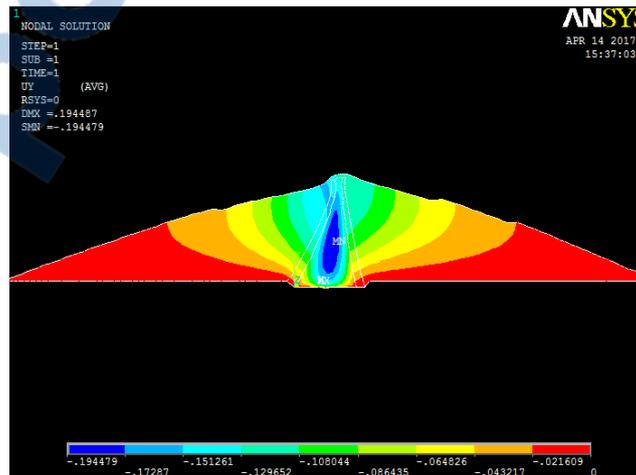


Figure IV.17 : Tassement du barrage pour $E = 400\text{MPa}$ – cas de noyau vertical

D'après l'allure des champs de déformations, nous constatons sur le plan qualitatif, que les déformations maximales se translatent de la crête vers la base du noyau au fur et à mesure que $E_{RECHARGE}$ augmente. Lorsque le module devient supérieur à 300MPa, un confinement prononcé du noyau à sa base et un soulèvement au niveau de son couronnement sont enregistrés. Ces raisons nous poussent à analyser les déformations au niveau du couronnement du noyau avec plus de détails. Les figures (IV.18) et (IV.19) représentent les déformations du barrage pour deux modules de déformations des recharges $E = 50\text{MPa}$ et $E = 400\text{MPa}$, 5 points ont été considérés au couronnement pour l'analyse.

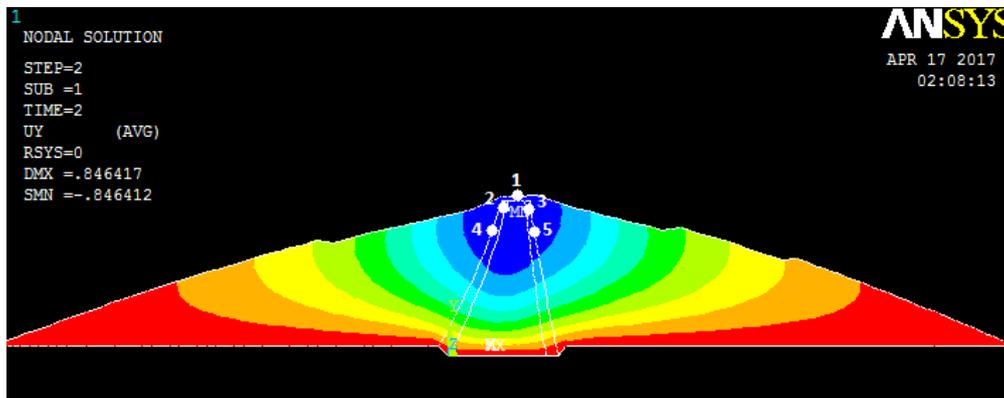


Figure IV.18: Tassement du barrage pour $E = 50\text{MPa}$

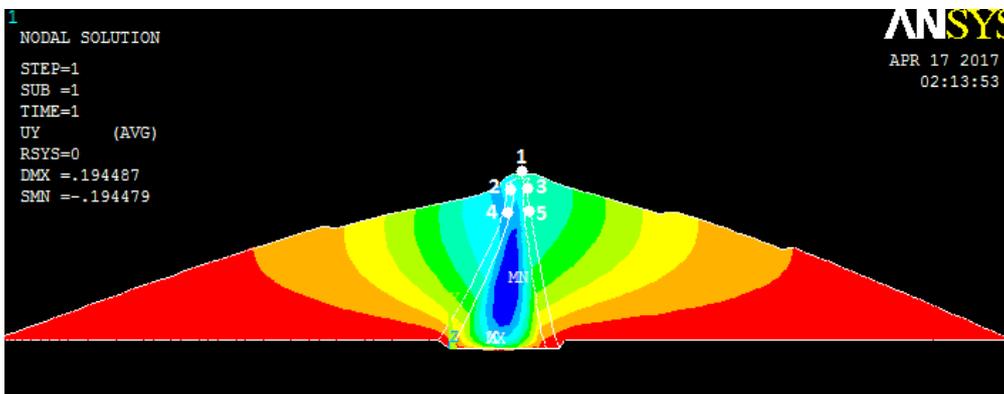


Figure IV.19: Tassement du barrage pour $E = 400\text{MPa}$

Le tableau (IV.5) détaille au niveau des points d'analyse les déformations planimétriques au niveau du couronnement du noyau du barrage.

Tableau IV.5: Variations des coordonnées x et y pour $\begin{cases} E_{NOYAU VERTICAL} = 25MPa \\ E_{RECHARGES} = [50\sim 400] MPa \end{cases}$

E (MPa)	50	100	200	300	400
POINTS	COORDONNEES				
1	$\begin{cases} x = 23.674 \\ y = 53.999 \end{cases}$	$\begin{cases} x = 23.475 \\ y = 54.821 \end{cases}$	$\begin{cases} x = 23.569 \\ y = 56.820 \end{cases}$	$\begin{cases} x = 23.724 \\ y = 58.524 \end{cases}$	$\begin{cases} x = 23.861 \\ y = 59.974 \end{cases}$
2	$\begin{cases} x = 17.402 \\ y = 50.688 \end{cases}$	$\begin{cases} x = 17.971 \\ y = 51.025 \end{cases}$	$\begin{cases} x = 18.893 \\ y = 52.267 \end{cases}$	$\begin{cases} x = 19.433 \\ y = 53.493 \end{cases}$	$\begin{cases} x = 19.712 \\ y = 54.671 \end{cases}$
3	$\begin{cases} x = 27.641 \\ y = 50.800 \end{cases}$	$\begin{cases} x = 27.127 \\ y = 53.999 \end{cases}$	$\begin{cases} x = 26.820 \\ y = 53.410 \end{cases}$	$\begin{cases} x = 26.771 \\ y = 54.987 \end{cases}$	$\begin{cases} x = 26.281 \\ y = 56.356 \end{cases}$
4	$\begin{cases} x = 15.830 \\ y = 45.273 \end{cases}$	$\begin{cases} x = 16.741 \\ y = 45.452 \end{cases}$	$\begin{cases} x = 18.050 \\ y = 46.498 \end{cases}$	$\begin{cases} x = 18.752 \\ y = 47.629 \end{cases}$	$\begin{cases} x = 19.083 \\ y = 48.764 \end{cases}$
5	$\begin{cases} x = 28.253 \\ y = 46.161 \end{cases}$	$\begin{cases} x = 27.664 \\ y = 46.918 \end{cases}$	$\begin{cases} x = 27.148 \\ y = 48.688 \end{cases}$	$\begin{cases} x = 26.955 \\ y = 50.226 \end{cases}$	$\begin{cases} x = 26.919 \\ y = 51.572 \end{cases}$

D'après les valeurs mentionnées sur le tableau (IV.5), deux remarques fondamentales se dégagent :

- Incrément sur les valeurs de l'ordonnée y lorsque le module de déformation des recharges augmente (soulèvement du noyau),
- Les points opposés 2 et 3 et les points 4 et 5 accusent des abscisses dont les variations, en termes de directions, sont contraires.

Ces déductions témoignent de l'influence des recharges sur les déformations du noyau.

c. Analyse des tassements différentiels entre le noyau et les recharges du barrage

Afin de juger l'influence des tassements différentiels entre le noyau du barrage et ses recharges, il a été procédé au calcul des tassements relatifs au niveau du noyau et au niveau de la recharge aval. A titre indicatif, il a été considéré les points 2 et 10 (noyau) et les points 14 et 16 (recharge aval) pour cette analyse. Le tableau (IV.6) donne le détail de ces calculs.

Tableau IV.6 : Calcul des tassements différentiels entre le noyau et les recharges du barrage en fonction de la variation du module de déformation des recharges (cas de noyau vertical)

E (recharges)	50	100	200	300	400
Noyau du barrage					
Tassement point 2 (m)	0.8434	0.4808	0.2619	0.1819	0.1405
Tassement point 10 (m)	0.2846	0.2216	0.1659	0.1312	0.1126
Tassement relatif (%)	66.25	53.91	36.66	27.87	19.86
Recharge aval barrage					
Tassement point 14 (m)	0.7540	0.4183	0.2204	0.1513	0.1130
Tassement point 16 (m)	0.1675	0.0919	0.0488	0.0334	0.0254
Tassement relatif (%)	77.79	78.03	77.86	77.92	77.52
Tassements différentiels noyau - recharge					
Tassement différentiel (%)	11.51	24.12	41.2	50.05	57.66

La figure (IV.20) illustre les variations des tassements relatifs du noyau et des recharges du barrage ainsi que les tassements différentiels y afférents.

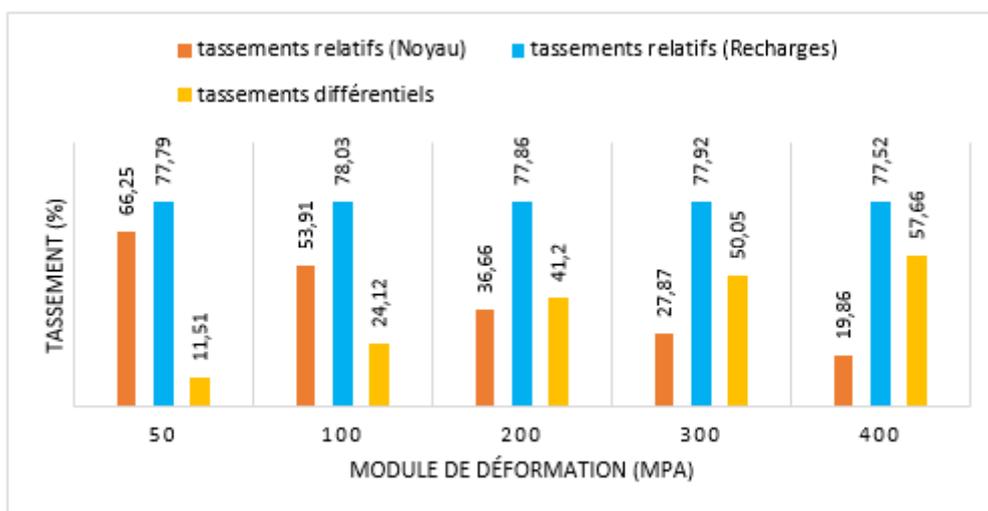


Figure IV.20 : Tassements différentiels entre le noyau et les recharges du barrage (Noyau vertical)

Nous remarquons que le tassement différentiel est dans un rapport de 5 entre le noyau et les recharges pour des modules de déformation de ces derniers variant de 50 à 400MPa.

VI.1.2. Influence de la base du noyau sur les déformations

Afin d’analyser l’influence de la base du noyau sur les déformations, il a été procédé à la réalisation d’un deuxième cas de modélisation avec variation de cette base de 33 à 63m avec considération du module de déformation maximal $E = 400\text{MPa}$ pour les recharges du barrage.

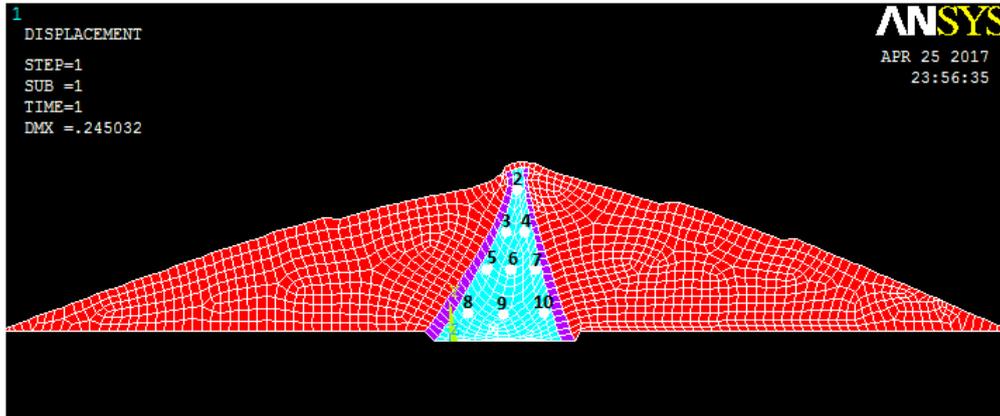


Figure IV.21 : Déformée du barrage (base noyau 43m)

Le tableau (IV.7) donne les déformations aux points d’analyse pour différentes valeurs de la base du noyau.

Tableau IV.7 : Variation des déformations en fonctions de la largeur de la base du noyau pour $\begin{cases} E_{NOYAU} = 25\text{MPa} \\ E_{RECHARGES} = 400\text{MPa} \end{cases}$

Base noyau	33m	43m	53m	63m
Points				
Tassement max	0.1944	0.2449	0.2943	0.3469
2	0.1405	0.1547	0.1807	0.2149
3	0.1770	0.2172	0.2652	0.2958
4	0.1622	0.1942	0.2566	0.3156
5	0.1685	0.2063	0.2426	0.2710
6	0.1944	0.2392	0.2938	0.3436
7	0.1446	0.1813	0.2012	0.2231
8	0.1142	0.1528	0.1780	0.1807
9	0.1710	0.2254	0.2754	0.2983
10	0.1126	0.1315	0.2006	0.1987

Les figures de (IV.22) à (IV.25) représentent les résultats graphiques des déformations pour différentes valeurs de la base du noyau et un module des recharges $E= 400\text{MPa}$.

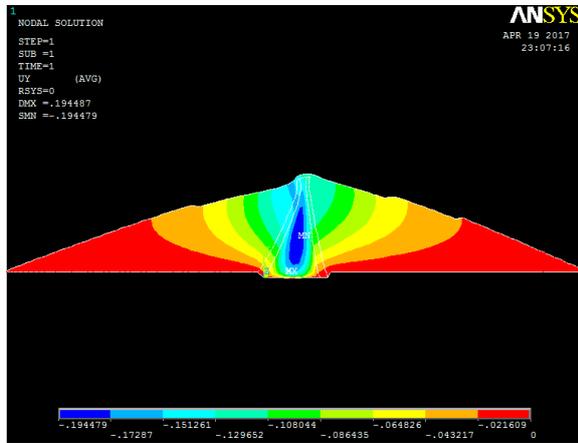


Figure IV.22: Tassement du barrage (base noyau =33 m) – Cas de noyau vertical

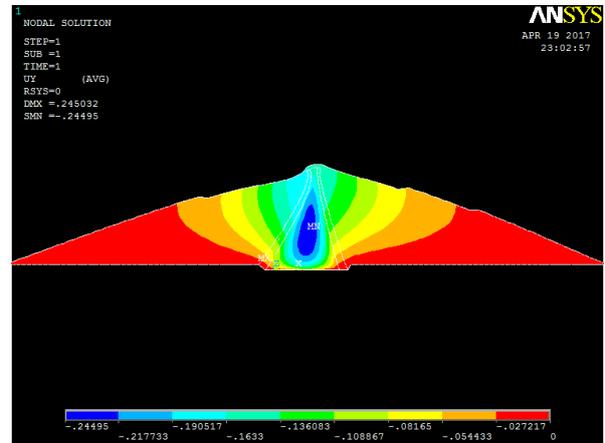


Figure IV.23: Tassement du barrage (base noyau =43 m) – Cas de noyau vertical

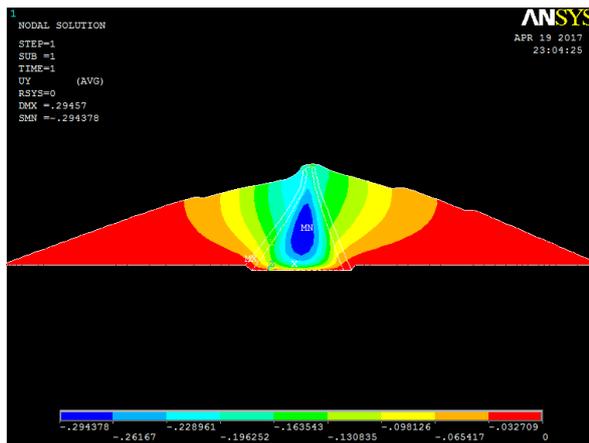


Figure IV.24: Tassement du barrage (base noyau =53 m) – Cas de noyau vertical

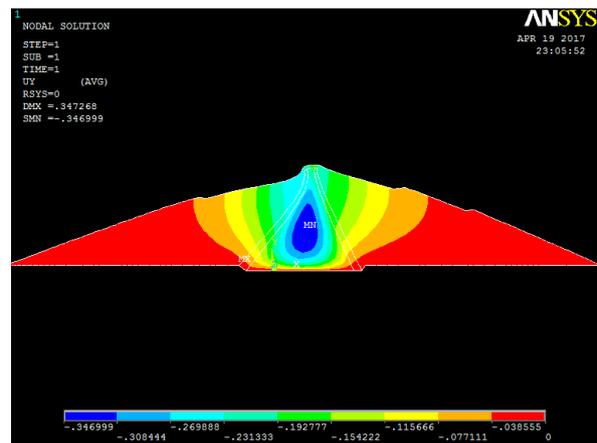


Figure IV.25: Tassement du barrage (base noyau =63 m) – Cas de noyau vertical

Afin d’analyser l’influence de la largeur en base du noyau, il a été procédé aux calculs du tassement relatif entre les points 2 et 10, soit respectivement au couronnement et à la base du noyau. Ces calculs sont représentés au niveau du tableau (IV.8).

Tableau IV.8 : Calcul des tassements relatifs entre le couronnement et la base du noyau en fonction de la variation de la largeur de la base du noyau

Largeur de la base du noyau (m)	33	43	53	63
Tassement (m) point 2	0.1405	0.1547	0.1807	0.2149
Tassement (m) point 10	0.1126	0.1315	0.2006	0.1987
Tassement relatifs	19.86 (%)	15 (%)	9.92 (%)	7.53 (%)

Il est à noter que la largeur en base du noyau a une influence sur le tassement relatif.

VI.1.3. Influence de l’insertion des transitions autour du noyau du barrage

a. Cas d’une seule transition

Afin d’analyser l’influence de l’insertion de transition autour du noyau sur les déformations, il a été jugé nécessaire d’intercaler des remblais de transitions assurant des passages progressifs de rigidité entre le noyau et les recharges du barrage.

Les positions de comparaison pour ce cas de modélisation sont montrées sur la figure (IV.26).

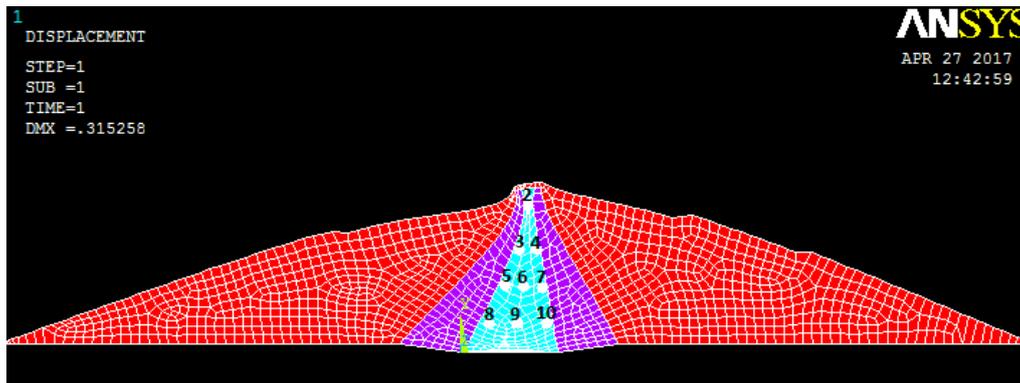


Figure IV.26: Déformée du barrage et points de comparaison – Insertion transitions

Les résultats analytiques des déformations en fonction de la variation du module de déformation des transitions et de leurs géométries sont récapitulés sur les tableaux de (IV.9) à (IV.11). Les résultats graphiques des déformations sont représentés sur les figures (IV.27) à (IV.41).

Tableau IV.9: Valeurs de déformations d’un barrage muni de couches de transition variant de 20 à 100m pour ($E_{NOYAU}=25MPa$, $E_{TRANSITION}=50MPa$, $E_{RECHARGE}=400MPa$)

Epaisseur couche de Transition	20m	40m	60m	80m	100m
Tassement max (m)	0.3785	0.5427	0.6698	0.7510	0.8044
Points	Tassement (m)				
2	0.2720	0.4350	0.5934	0.7027	0.7792
3	0.3553	0.5369	0.6698	0.7490	0.7903
4	0.3711	0.5343	0.6639	0.7380	0.7977
5	0.3573	0.5135	0.5973	0.6782	0.6792

6	0.3553	0.5061	0.5971	0.6626	0.6631
7	0.3316	0.4720	0.5917	0.6418	0.6543
8	0.2306	0.3051	0.3682	0.3887	0.4023
9	0.2771	0.3199	0.3538	0.4049	0.4197
10	0.2014	0.2830	0.3292	0.3635	0.3789

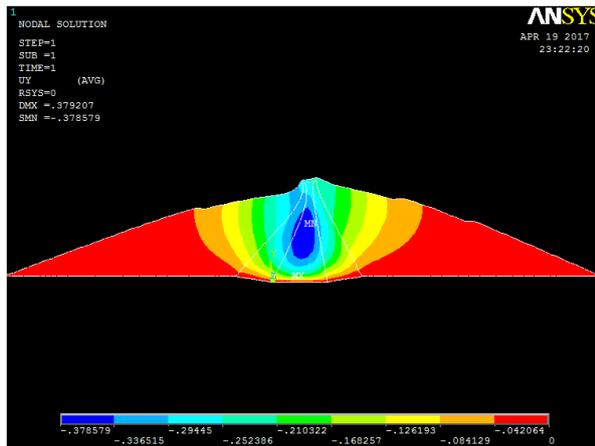


Figure IV.27: Tassement du barrage pour une couche de transition de 20m – $E_{TRANSITION} = 50MPa$

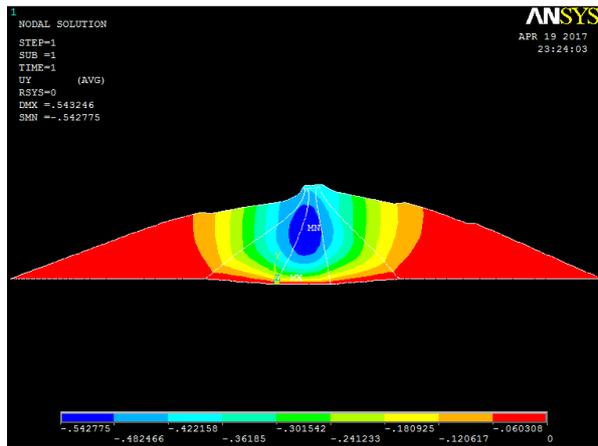


Figure IV.28: Tassement du barrage pour une couche de transition de 40m – $E_{TRANSITION} = 50MPa$

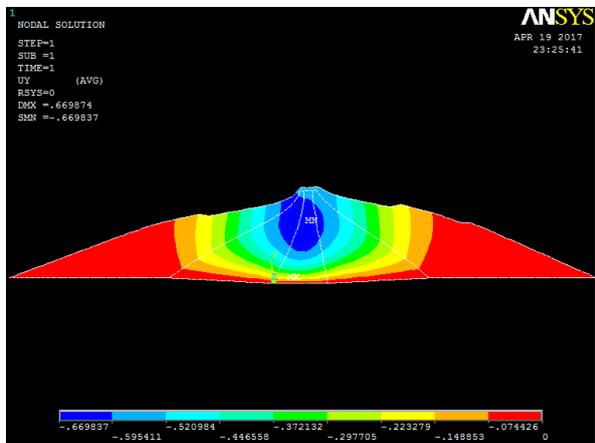


Figure IV.29: Tassement du barrage pour une couche de transition de 60m – $E_{TRANSITION} = 50MPa$

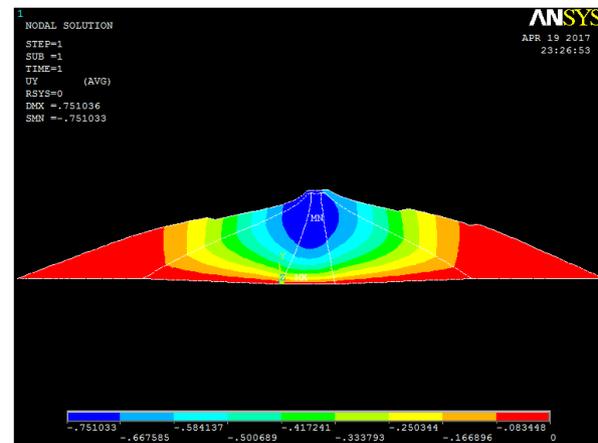


Figure IV.30: Tassement du barrage pour une couche de transition de 80m – $E_{TRANSITION} = 50MPa$

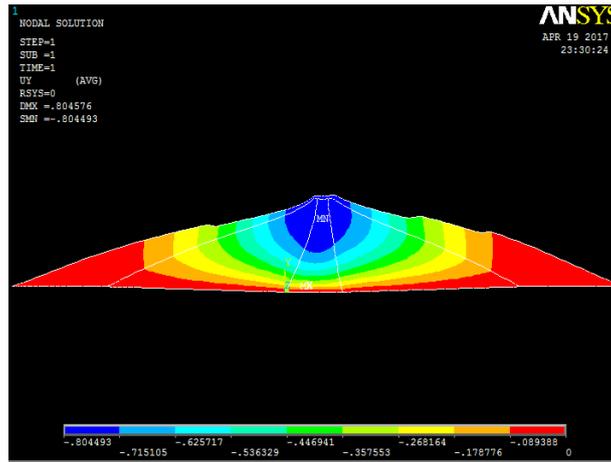


Figure IV.31: Tassement du barrage pour une couche de transition de 100m – $E_{TRANSITION} = 50MPa$

Tableau IV.10 : Valeurs de déformations d'un barrage muni de couches de transition variant de 20 à 100m pour ($E_{NOYAU}=25MPa$, $E_{TRANSITION}=100MPa$, $E_{RECHARGE}=400MPa$)

Epaisseur couche de Transition	20m	40m	60m	80m	100m
Tassement max (m)	0.3147	0.4040	0.4603	0.4873	0.5029
Points	Tassement (m)				
2	0.2316	0.4043	0.4053	0.4478	0.4751
3	0.3015	0.3289	0.4545	0.4865	0.4985
4	0.2871	0.3989	0.4383	0.4693	0.4775
5	0.3038	0.3870	0.3904	0.4102	0.4212
6	0.3059	0.3667	0.4095	0.4222	0.4396
7	0.2801	0.3260	0.3654	0.3911	0.4014
8	0.1890	0.2323	0.2590	0.2665	0.2710
9	0.2365	0.2523	0.2658	0.2894	0.2914
10	0.2033	0.2085	0.2260	0.2399	0.2450

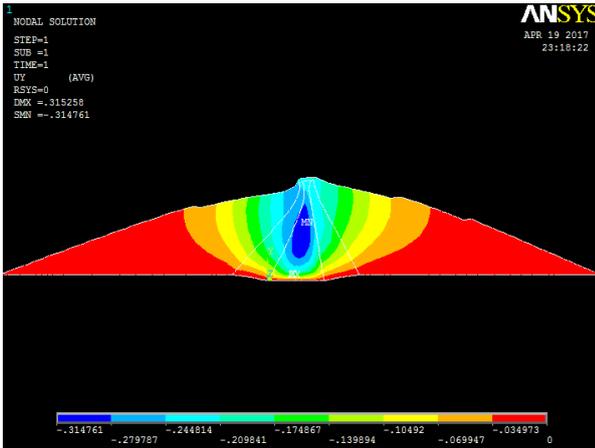


Figure IV.32: Tassement du barrage pour une couche de transition 20m – $E_{TRANSITION}=100MPa$

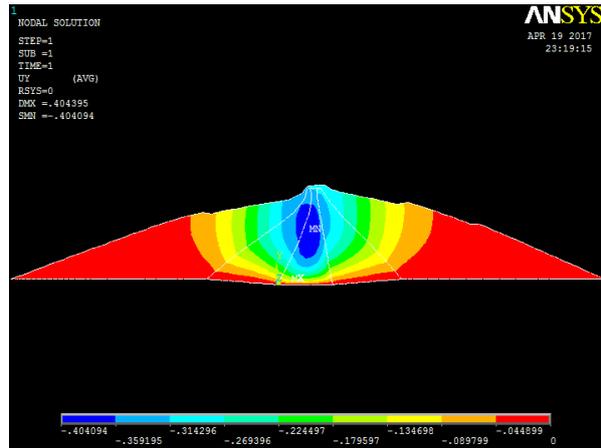


Figure IV.33: Tassement du barrage pour une couche de transition 40m – $E_{TRANSITION}=100MPa$

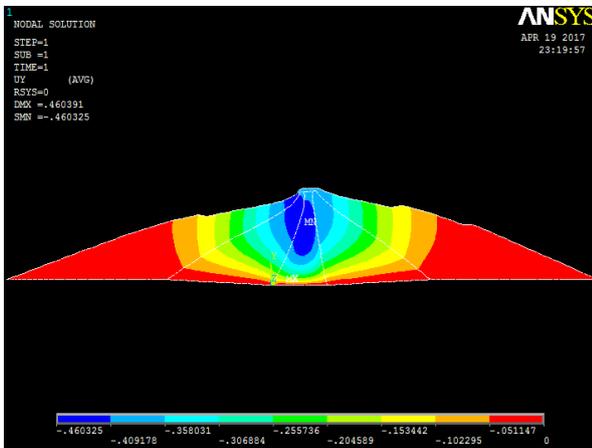


Figure IV.34: Tassement du barrage pour une couche de transition 60m – $E_{TRANSITION}=100MPa$

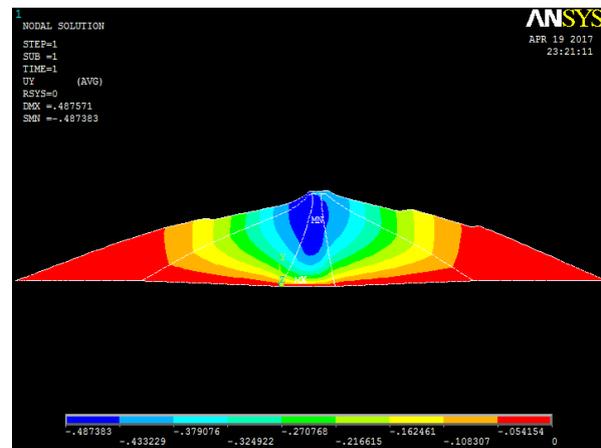


Figure IV.35: Tassement du barrage pour une couche de transition 80m – $E_{TRANSITION}=100MPa$

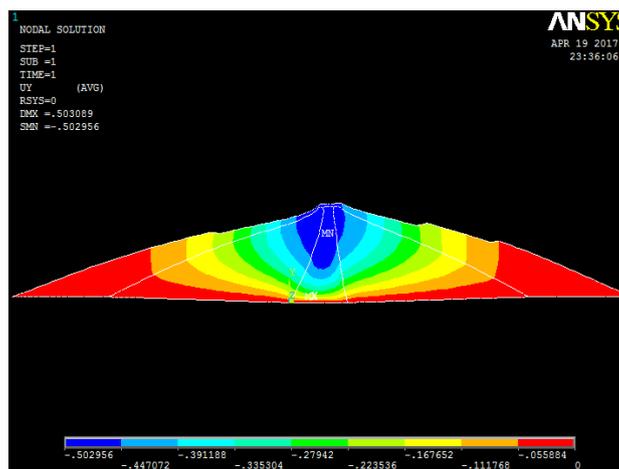


Figure IV.36: Tassement du barrage pour une couche de transition de 100m – $E_{TRANSITION}=100MPa$

Tableau IV.11: Valeurs de déformations d'un barrage muni de couches de transition variant de 20 à 100m pour ($E_{NOYAU}=25MPa$, $E_{TRANSITION}=150MPa$, $E_{RECHARGE}=400MPa$)

Epaisseur couche de Transition	20m	40m	60m	80m	100m
Tassement max (m)	0.2786	0.3321	0.3610	0.3717	0.3790
Points	Tassement (m)				
2	0.2069	0.2686	0.3132	0.3315	0.3452
3	0.2668	0.3256	0.3528	0.3706	0.3738
4	0.2538	0.3083	0.3539	0.3534	0.3528
5	0.2687	0.3005	0.3062	0.3163	0.3227
6	0.2725	0.3094	0.3301	0.3340	0.3447
7	0.2463	0.2636	0.2649	0.2785	0.2830
8	0.1663	0.1648	0.1787	0.1802	0.1821
9	0.2149	0.2178	0.2212	0.2380	0.2405
10	0.1393	0.1440	0.1496	0.1564	0.1589

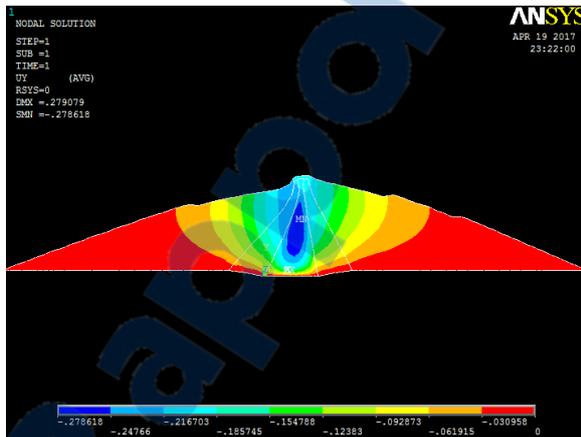


Figure IV.37: Tassement du barrage pour une couche de transition de 20m – $E_{TRANSITION}=150MPa$

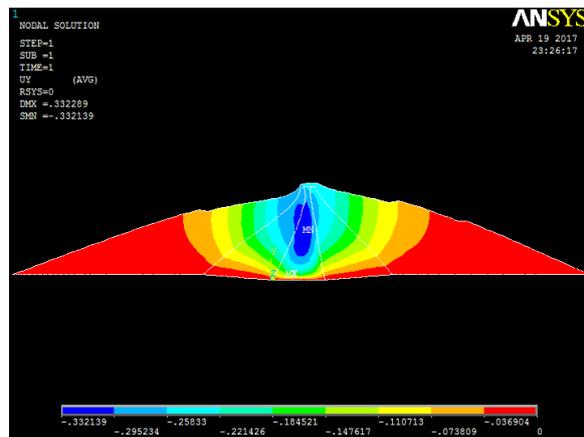


Figure IV.38: Tassement du barrage pour une couche de transition de 40m – $E_{TRANSITION}=150MPa$

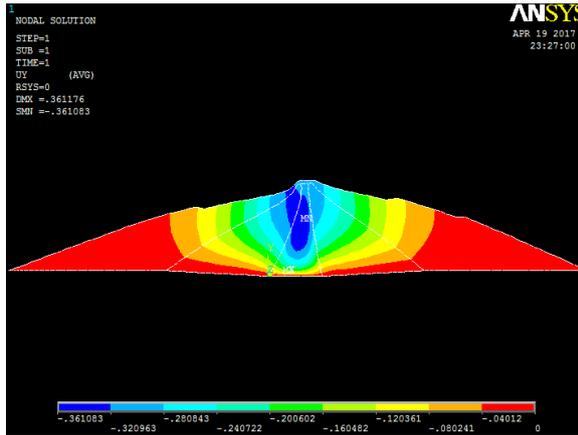


Figure IV.39: Tassement du barrage pour une couche de transition de 60m – $E_{TRANSITION}=150\text{MPa}$

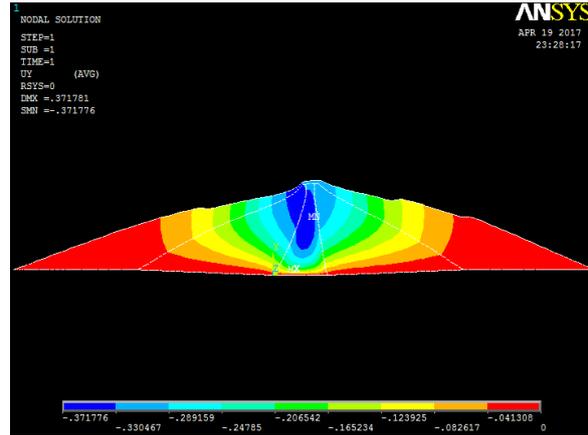


Figure IV.40: Tassement du barrage pour une couche de transition de 80m – $E_{TRANSITION}=150\text{MPa}$

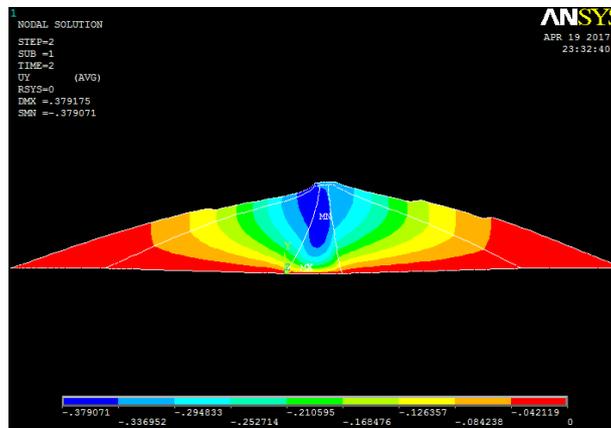


Figure IV.41: Tassement du barrage pour une couche de transition de 100m – $E_{TRANSITION}=150\text{MPa}$

Pour l'analyse de l'influence de l'insertion des transitions entre le noyau et les recharges du barrage, nous avons évalué les tassements relatifs au couronnement et à la base du noyau pour les cas du barrage à noyau vertical sans transitions et celui avec transitions.

Le tableau (IV.12) récapitule le calcul des tassements relatifs aux interfaces amont et aval du noyau.

- Barrage sans transitions : ($E_{RECHARGES} = 400\text{MPa}$).
- Barrage avec transitions : ($E_{TRANSITION} = 100\text{MPa}$), ($E_{RECHARGES} = 400\text{MPa}$), (Epaisseur transition = 20m).

Tableau (IV.12) : Tassements relatifs aux interfaces amont et aval du noyau pour des barrages avec ou sans transition.

Interface amont du noyau			
Barrage sans transitions	Tassement point 2 (m)	Tassement point 8 (m)	Tassement relatif (%)
	0.1665	0.1142	31.41
Barrage avec transitions	Tassement point 2 (m)	Tassement point 8 (m)	Tassement relatif (%)
	0.2316	0.1890	18.40
Interface aval du noyau			
Barrage sans transitions	Tassement point 2 (m)	Tassement point 10(m)	Tassement relatif (%)
	0.1665	0.0999	31.61
Barrage avec transitions	Tassement point 2 (m)	Tassement point 10(m)	Tassement relatif (%)
	0.2316	0.2033	12.21

A titre comparatif, la figure (IV.42) récapitule les tassements relatifs du noyau du barrage en considérant l'influence de l'insertion des transitions autour du noyau.

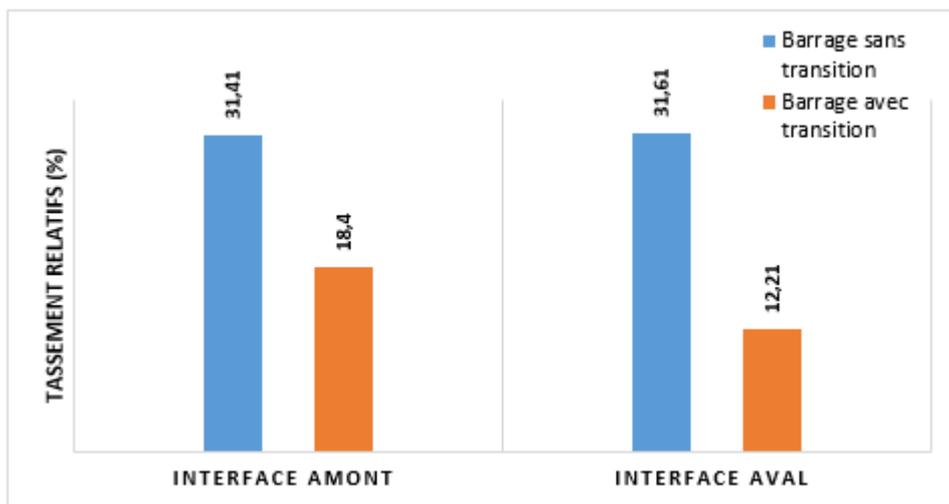


Figure VI.42: Comparaison des tassements relatifs du noyau du barrage en fonction de l'influence des transitions

Nous constatons que l'intercalation d'une couche de transition de 20m de largeur et de module de déformation $E= 100\text{MPa}$ entre le noyau et les recharges réduit considérablement les déformations du noyau, notamment dans sa partie aval.

b. Cas de plusieurs transitions

Dans ce cas de modélisation, il est analysé l'influence du nombre de transitions sur les déformations du noyau. Il a été considéré des remblais de transition entourant le noyau de modules de déformation respectifs 50, 100, et 150 MPa avec des recharges de modules de déformation $E= 200\text{MPa}$. Le tableau (IV.13) et la figure (IV.43) donnent respectivement les valeurs analytiques des déformations ainsi que leurs champs graphiques.

Tableau IV.13: valeurs de déformations pour un barrage muni de couches de transition ($E_{\text{NOYAU}}=25\text{MPa}$, $E_{\text{TRANSITION 1}}=50\text{MPa}$, $E_{\text{TRANSITION 2}}=100\text{MPa}$, $E_{\text{TRANSITION 3}}=150\text{MPa}$, $E_{\text{RECHARGE}}= 200\text{MPa}$)

Tassement maximal (m)	0.6080
Points	Tassement (m)
2	0.5551
3	0.6058
4	0.5806
5	0.5349
6	0.5283
7	0.5062
8	0.3193
9	0.3462
10	0.2850

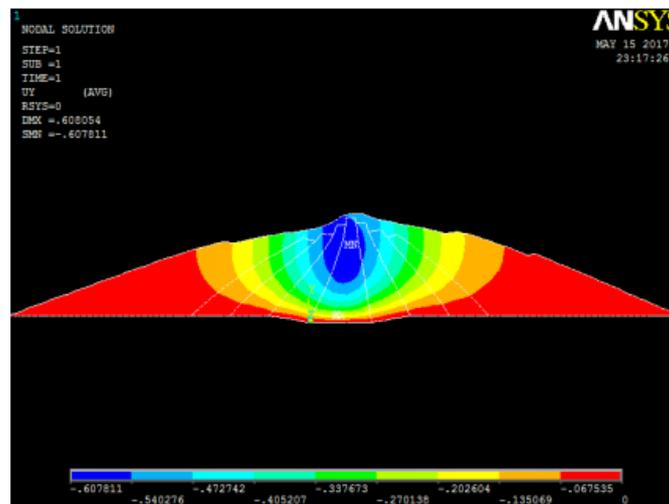


Figure VI.43 : Tassement du barrage muni de plusieurs couches de transitions

À travers ces résultats, il est constaté une translation du confinement du noyau vers son couronnement ce qui réduit considérablement les risques de fracturation hydraulique à la base.

VI.2. Cas du noyau incliné

Une autre variante a été analysée par la modélisation. Il s'agit de la substitution du noyau central vertical en noyau incliné vers l'amont. Cette disposition conceptuelle offre deux avantages fondamentaux :

- Possibilité de réaliser une grande partie de la recharge aval en zone d'intempéries permanentes,
- Facilité de rehaussement en cas de surélévation des barrages.

Dans la présente partie du mémoire, on s'intéresse beaucoup plus à l'influence de cette disposition conceptuelle sur les déformations du noyau.

Les figures (IV.44) et (IV.45) illustrent respectivement le profil du barrage servant à la modélisation ainsi que la discrétisation de sa géométrie pour ce cas de modélisation.

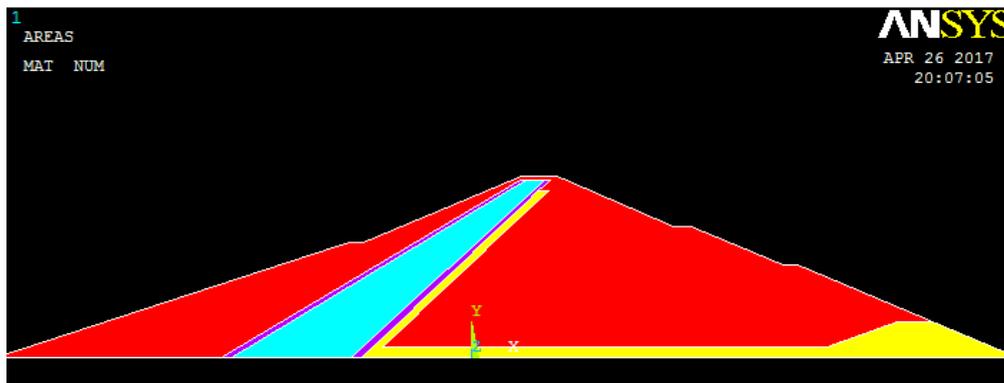


Figure IV.44: Profil du barrage servant à la modélisation – Cas du noyau incliné

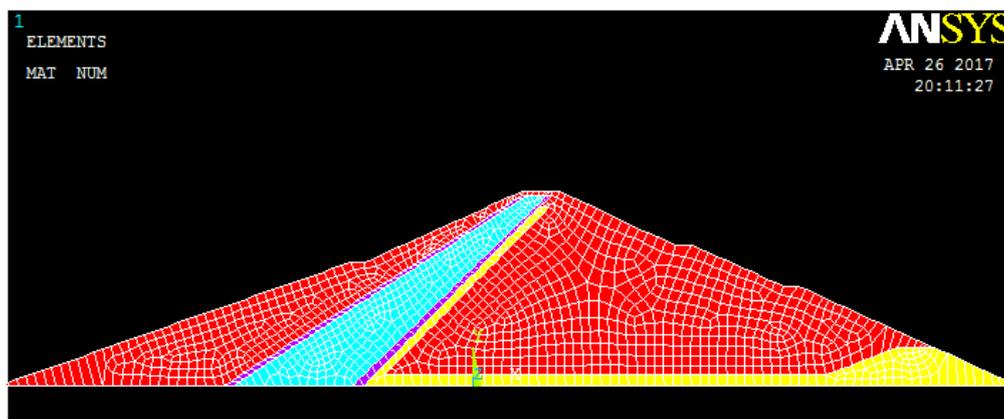


Figure IV.45: Discrétisation du barrage – Cas du noyau incliné

VI.2.1. Influence du module de déformation des recharges

La figure (IV.46) représente la déformée du barrage ainsi que la position des points servant à l'analyse comparative des contraintes et des déformations.

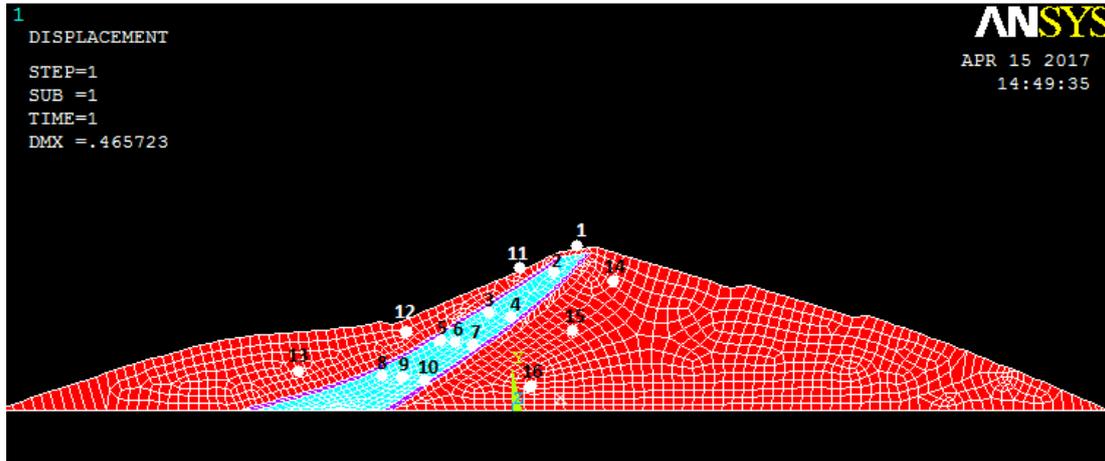


Figure IV.46: Déformée du barrage – Cas du noyau incliné

a. Contraintes

Le tableau (IV.14) donne pour différents modules de déformation des recharges et au niveau des différentes positions de comparaison les variations de contraintes dans les remblais du barrage.

Tableau IV.14 : Variations des contraintes pour $\begin{cases} E_{NOYAU\ INCLINE} = 25MPa \\ E_{RECHARGES} = [50\sim 400] MPa \end{cases}$

E(MPa)	50	100	200	300	400
Points	Contrainte (Pa)				
1	12144.2	13030	14962.4	15362.6	14428.9
2	97846.6	91747.4	99075.2	101591	104262
3	216483	160857	142998	131593	127033
4	293369	2577996	248905	198113	194111
5	318642	222125	179080	161677	160086
6	375748	267354	254829	216148	210799
7	410658	354812	349024	325510	369092
8	420496	253599	196048	179785	167346
9	462500	314168	307277	235610	224165
10	558678	439416	422272	401556	334343

11	55275.3	13008.9	6618.09	13245.6	17979
12	121990	74733	42652.8	27178.5	24026.9
13	448289	323832	171253	134011	134166
14	145518	203281	169599	179905	188064
15	386099	415471	441509	454165	461603
16	806210	798857	784541	747210	714589

Les résultats graphiques de la modélisation relatifs à l'analyse de l'influence du module de déformation E des recharges sur les déformations du noyau incliné sont présentés sur les figures de (IV.46) à (IV.51).

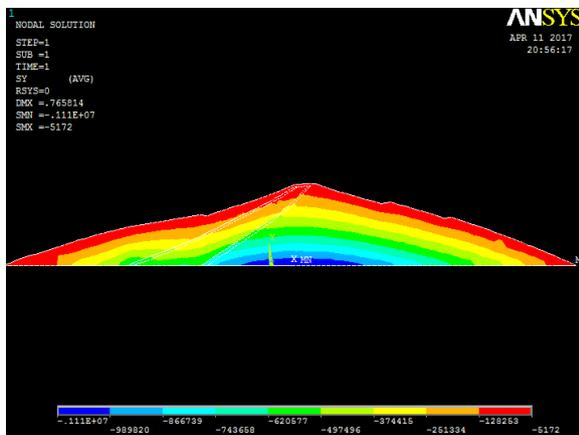


Figure IV.47 : Composante verticale de la contrainte S_y pour $E=50$ MPa – cas du noyau incliné

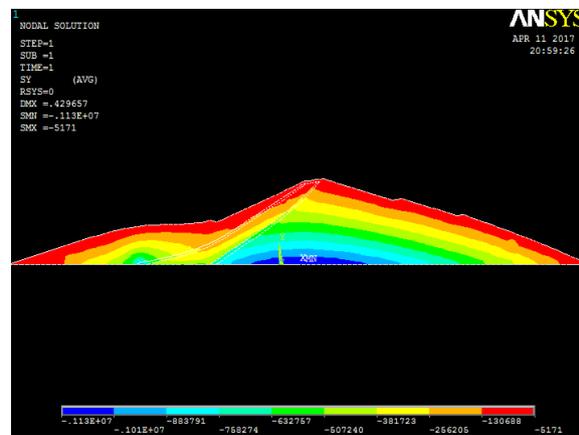


Figure IV.48: Composante verticale de la contrainte S_y pour $E=100$ MPa – cas du noyau incliné

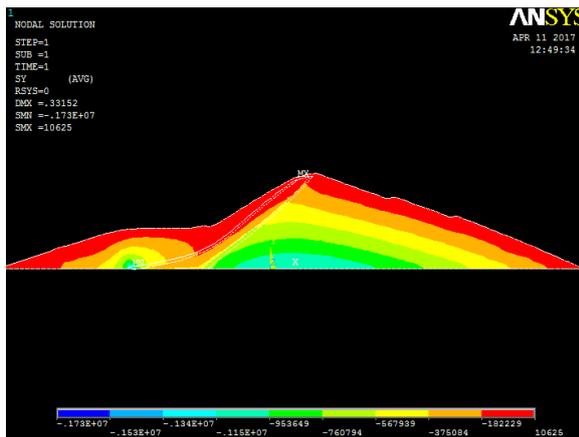


Figure IV.49: Composante verticale de la contrainte S_y pour $E=200$ MPa – cas du noyau incliné

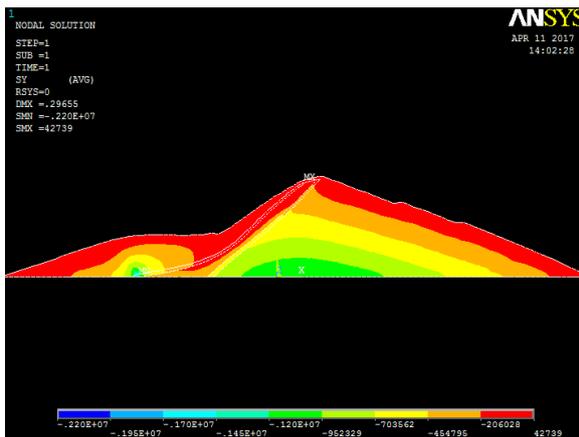


Figure IV.50: Composante verticale de la contrainte S_y pour $E=300$ MPa – cas du noyau incliné

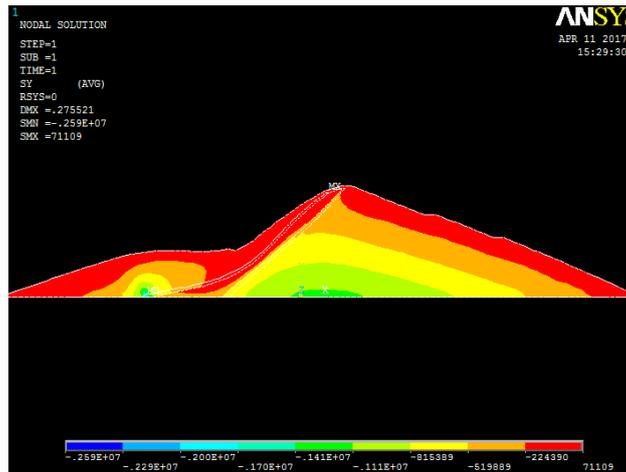


Figure IV.51 : Composante verticale de la contrainte S_y pour $E= 400MPa$ – cas du noyau incliné

Nous schématisons sur la figure (IV.52) les variations des contraintes à la base du barrage au niveau de l’interface noyau – recharge.

- Interface amont : points 8 et 13.
- Interface aval : Points 10 à 16.

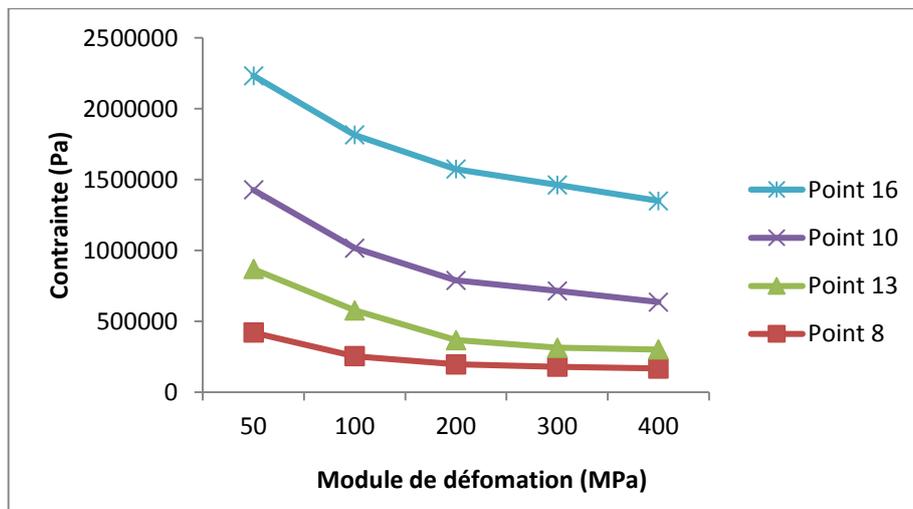


Figure VI.52 : Comparaison des contraintes au niveau des recharges du barrage – Cas du noyau incliné

Le tableau (IV.15) donne les écarts de contraintes à la base du barrage.

Tableau IV.15: Calcul des écarts sur les contraintes à la base du barrage pour le cas d'un noyau incliné

E (recharges)	50MPa	400MPa	Ecart (%)
Contrainte (Pa) Point 8	420496	167346	60,20
Contrainte (Pa) Point 13	448289	134166	70,07
Contrainte (Pa) Point 10	558678	334343	40,15
Contrainte (Pa) Point 16	806210	714589	11,36

La figure (IV.53) dresse un comparatif sur des écarts des contraintes au niveau du noyau du barrage en fonction de la variation du module de déformation des recharges pour les deux cas : noyau vertical et noyau incliné.

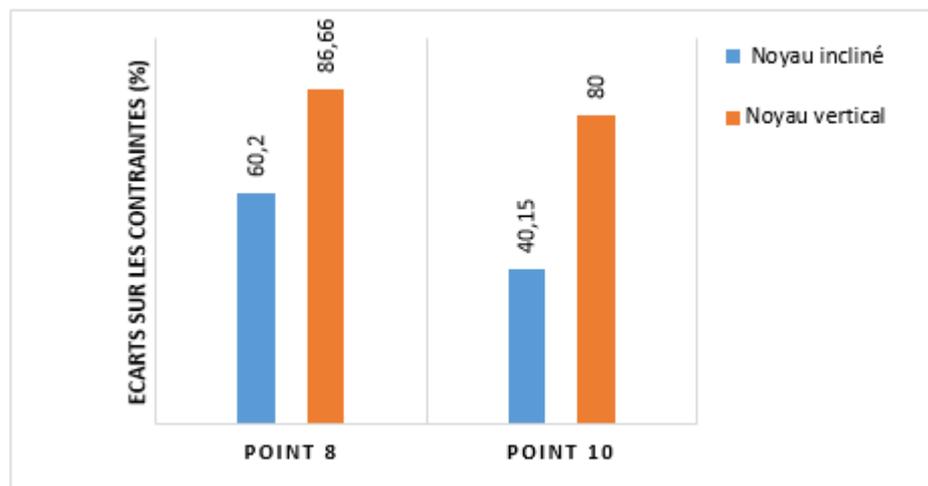


Figure IV.53 : Comparaison des écarts des contraintes à la base des noyaux vertical et incliné en fonction des modules de déformation des recharges

Une nette réduction des contraintes est enregistrée au niveau de la base du noyau incliné par rapport à celui vertical.

b. Déformations

Le tableau (IV.16) et les figures (IV.54) à (IV.58) donnent respectivement les résultats analytiques et graphiques relatifs aux déformations.

Tableau IV.16 : Variations des déformations pour $\begin{cases} E_{NOYAU\ INCLINE} = 25MPa \\ E_{RECHARGES} = [50\sim 400] MPa \end{cases}$

E(MPa)	50	100	200	300	400
Tassement maximal (m)	0.7638	0.4267	0.3308	0.2937	0.2709
points	Tassement (m)				
1	0.7527	0.3900	0.2042	0.1410	0.1089
2	0.7539	0.4096	0.2286	0.1496	0.1352
3	0.6379	0.4089	0.2603	0.2017	0.1826
4	0.6367	0.3754	0.1964	0.1407	0.1125
5	0.4267	0.3964	0.2894	0.2384	0.2196
6	0.4730	0.3423	0.2602	0.2120	0.1891
7	0.4356	0.2809	0.1721	0.1384	0.1162
8	0.2849	0.3522	0.3125	0.2744	0.2596
9	0.2845	0.3011	0.2444	0.2443	0.2376
10	0.2239	0.1630	0.1411	0.1150	0.1007
11	0.7089	0.4260	0.2555	0.1874	0.1615
12	0.5631	0.4236	0.2954	0.2382	0.2224
13	0.1116	0.1836	0.2024	0.2710	0.2480
14	0.7329	0.3658	0.1883	0.1229	0.0955
15	0.6662	0.3423	0.1728	0.1176	0.0865
16	0.2100	0.1381	0.0873	0.0570	0.0426

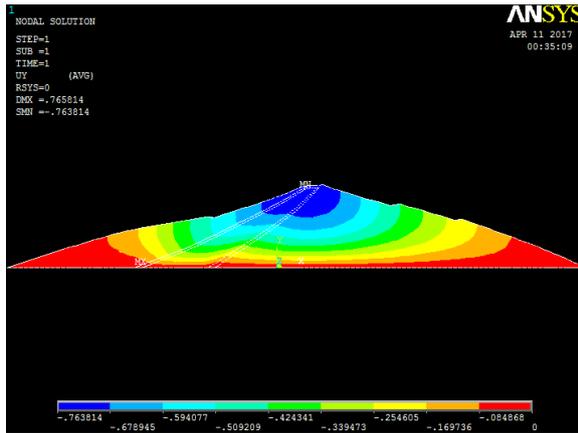


Figure IV.54: Tassement du barrage pour $E=50\text{MPa}$ – Cas de noyau incliné

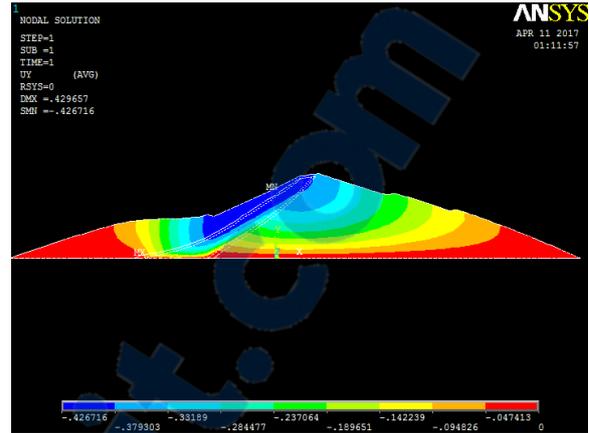


Figure IV.55: Tassement du barrage pour $E=100\text{MPa}$ – Cas de noyau incliné

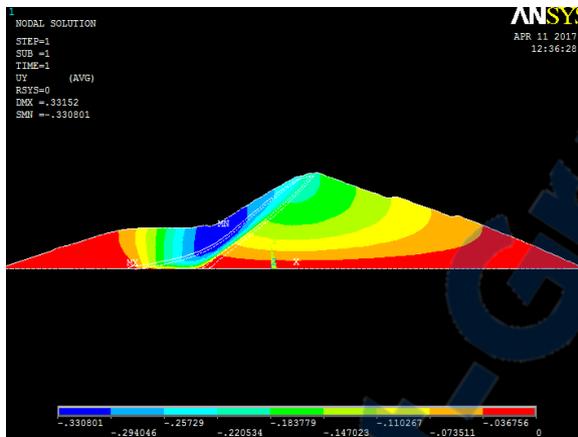


Figure IV.56: Tassement du barrage pour $E=200\text{MPa}$ – Cas de noyau incliné

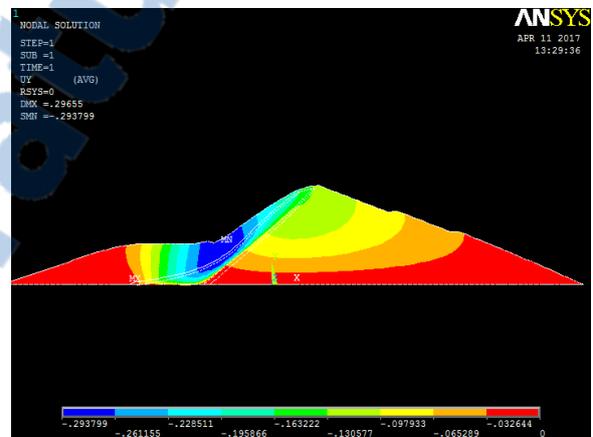


Figure IV.57: Tassement du barrage pour $E=300\text{MPa}$ – Cas de noyau incliné

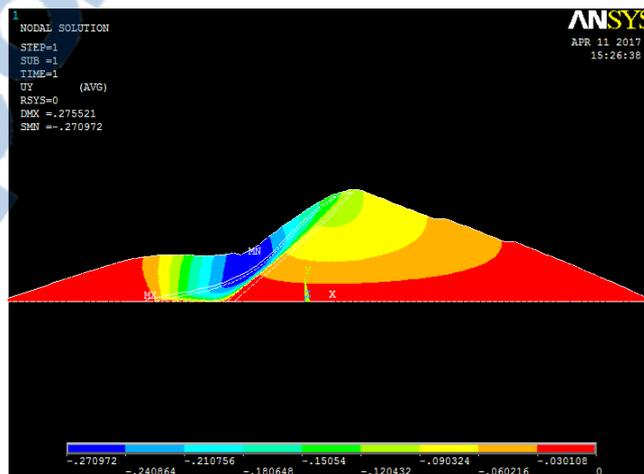


Figure IV.58: Tassement du barrage pour $E=400\text{MPa}$ – Cas de noyau incliné

Afin de juger les tassements différentiels entre le noyau incliné et les recharges du barrage pour différentes rigidités des recharges le tableau (IV.17) évalue les tassements différentiels du noyau par rapport aux recharges.

Tableau IV.17: Calcul des tassements différentiels entre le noyau incliné et les recharges du barrage en fonction de la variation du module de déformation des recharges

E (recharges)	50	100	200	300	400
Noyau du barrage					
Tassement point 2 (m)	0.7539	0.4096	0.2286	0.1496	0.1352
Tassement point 10 (m)	0.2239	0.1630	0.1411	0.1150	0.1007
Tassement relatif (%)	70.30	60.21	38.28	23.13	25.52
Recharge aval barrage					
Tassement point 14 (m)	0.7329	0.3658	0.1883	0.1229	0.0955
Tassement point 16 (m)	0.21	0.1381	0.0873	0.057	0.0426
Tassement relatif (%)	71.35	62.25	53.64	53.62	55.40
Tassement différentiel noyau-recharge aval					
Tassement différentiel (%)	1.05	2.04	15.36	30.49	29.88

Nous constatons que par rapport au cas d'un noyau vertical, les tassements différentiels du noyau incliné sont moins prononcés.

- Noyau vertical

$50 < E_{\text{RECHARGES}} < 200\text{MPa}$: Tassements différentiels entre 11,51 et 41,2%.

$300 < E_{\text{RECHARGES}} < 400\text{MPa}$: Tassements différentiels entre 50,05 et 57,66%.

- Noyau incliné

$50 < E_{\text{RECHARGES}} < 200\text{MPa}$: Tassements différentiels entre 1,05 et 15,36%.

$300 < E_{\text{RECHARGES}} < 400\text{MPa}$: Tassements différentiels de l'ordre de 30%.

Nous représentons sur les figures (IV.59) et (IV.60) et le tableau (IV.18) les déformations à la base et au couronnement du noyau incliné.

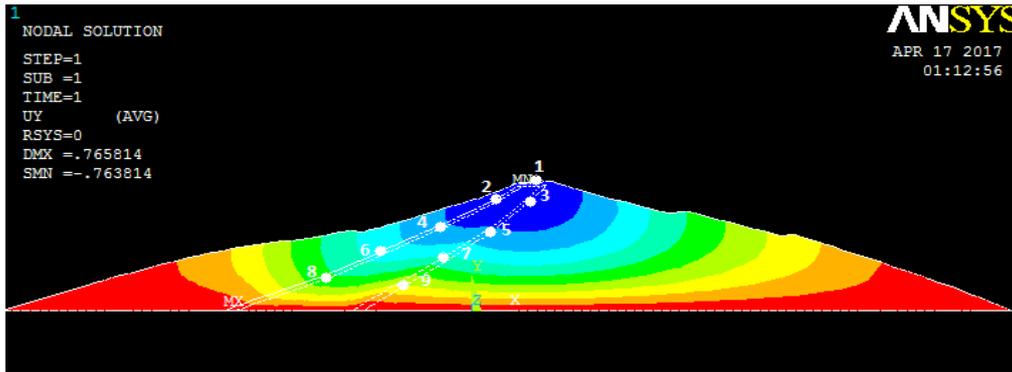


Figure IV.59 : Tassement du barrage pour $E= 50MPa$ – Noyau incliné

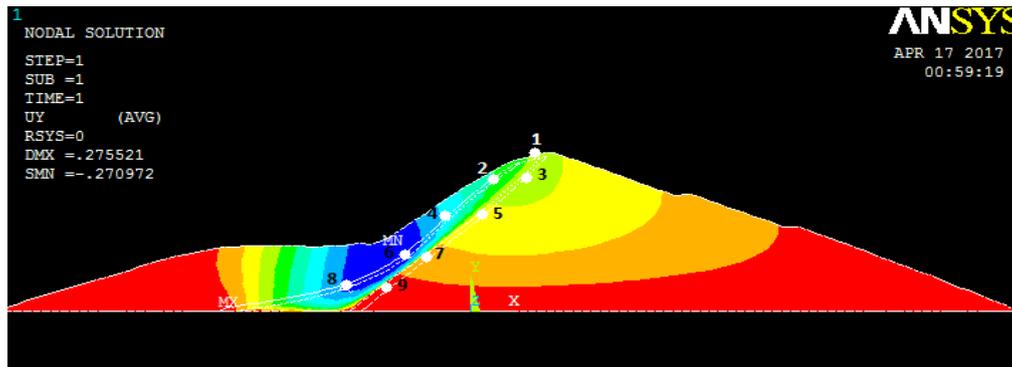


Figure IV.60: Tassement du barrage pour $E= 400MPa$ – Noyau incliné

Tableau IV.18 : Variation des coordonnées x et y pour $\begin{cases} E_{NOYAU\ INCLINE} = 25MPa \\ E_{RECHARGES} = [50\sim 400] MPa \end{cases}$

E (MPa)	50	100	200	300	400
Points	Coordonnées				
1	$\begin{cases} x = 22.698 \\ y = 52.845 \end{cases}$	$\begin{cases} 21.582 \\ 54.230 \end{cases}$	$\begin{cases} 21.752 \\ 61.622 \end{cases}$	$\begin{cases} 22.060 \\ 62.215 \end{cases}$	$\begin{cases} 22.299 \\ 63.696 \end{cases}$
2	$\begin{cases} x = 10.811 \\ y = 47.432 \end{cases}$	$\begin{cases} 10.945 \\ 48.626 \end{cases}$	$\begin{cases} 9.443 \\ 52.181 \end{cases}$	$\begin{cases} 11.092 \\ 55.584 \end{cases}$	$\begin{cases} 11.331 \\ 56.944 \end{cases}$
3	$\begin{cases} x = 22.712 \\ y = 47.095 \end{cases}$	$\begin{cases} 22.071 \\ 48.626 \end{cases}$	$\begin{cases} 22.527 \\ 54.209 \end{cases}$	$\begin{cases} 22.895 \\ 56.882 \end{cases}$	$\begin{cases} 23.135 \\ 58.41 \end{cases}$
4	$\begin{cases} x = -21.261 \\ y = 30.540 \end{cases}$	$\begin{cases} -14.889 \\ 31.514 \end{cases}$	$\begin{cases} -10.968 \\ 35.976 \end{cases}$	$\begin{cases} -8.708 \\ 38.65 \end{cases}$	$\begin{cases} -8.035 \\ 39.416 \end{cases}$
5	$\begin{cases} x = 4.455 \\ y = 30.540 \end{cases}$	$\begin{cases} 4.519 \\ 31.715 \end{cases}$	$\begin{cases} 6.555 \\ 37.878 \end{cases}$	$\begin{cases} 6.801 \\ 40.279 \end{cases}$	$\begin{cases} 6.920 \\ 41.655 \end{cases}$
6	$\begin{cases} x = -45.578 \\ y = 18.285 \end{cases}$	$\begin{cases} -33.419 \\ 19.31 \end{cases}$	$\begin{cases} -24.702 \\ 23.991 \end{cases}$	$\begin{cases} -21.852 \\ 25.786 \end{cases}$	$\begin{cases} -19.402 \\ 27.495 \end{cases}$
7	$\begin{cases} x = -11.731 \\ y = 18.844 \end{cases}$	$\begin{cases} -11.291 \\ 19.685 \end{cases}$	$\begin{cases} -6.850 \\ 26.232 \end{cases}$	$\begin{cases} -6.671 \\ 28.072 \end{cases}$	$\begin{cases} -4.73 \\ 30.80 \end{cases}$
8	$\begin{cases} x = -70.797 \\ y = 7.815 \end{cases}$	$\begin{cases} -57.605 \\ 8.359 \end{cases}$	$\begin{cases} -41.21 \\ 13.12 \end{cases}$	$\begin{cases} -36.07 \\ 15.28 \end{cases}$	$\begin{cases} -31.361 \\ 17.71 \end{cases}$
9	$\begin{cases} x = -28.938 \\ y = 7.326 \end{cases}$	$\begin{cases} -26.430 \\ 9.330 \end{cases}$	$\begin{cases} -21.479 \\ 14.630 \end{cases}$	$\begin{cases} -19.087 \\ 17.598 \end{cases}$	$\begin{cases} -19.045 \\ 18.277 \end{cases}$

D'après les résultats mentionnés sur le tableau (IV.18), nous constatons que par rapport au cas d'un noyau vertical, la translation des déformations maximales de la crête vers la base du noyau ainsi que le soulèvement de ce dernier au couronnement sont moins prononcés.

V. CONCLUSION

À travers les différents cas de modélisation effectués pour l'analyse des déformations des noyaux de barrage en terre, les conclusions fondamentales sont synthétisées ci-dessous :

- L'état des contraintes dans le noyau et particulièrement à sa base est en étroite relation avec le module de déformation des recharges,
- Les risques de fracturation hydraulique du noyau (déformation maximale à sa base) augmentent en fonction de l'augmentation des modules de déformations des recharges,
- La rigidité des recharges conditionne les tassements différentiels entre le noyau et les recharges du barrage,
- L'insertion de transition entre le noyau et les recharge du barrage agit sur les déformations dans l'interface aval du noyau avec les recharges.
- La projection de noyau incliné permet une réduction des contraintes au niveau de la base du noyau,
- Les tassements différentiels entre les recharges et le noyau incliné sont moins prononcés que dans le cas d'un noyau vertical,
- La translation des déformations maximales de la crête vers la base du noyau incliné ainsi que le soulèvement de ce dernier sont moins prononcés par rapport au noyau vertical.

CONCLUSION GENERALE

Dans un barrage à noyau, les fonctions de résistance et d'étanchéité sont en quelque sorte séparées. La résistance est assurée par les recharges placées sur les flancs de l'ouvrage, et l'imperméabilité par le noyau central.

Le noyau au centre de l'ouvrage ou incliné avancé à l'amont va être constitué de la terre la plus imperméable possible. Il sera tenu de part et d'autre par des recharges composées, de terre plus perméable.

Tous les sols constituant le corps du barrage se déforment sous les charges qui leur sont appliquées, avec des amplitudes qui peuvent aller de quelques millimètres à quelques mètres. La prévision de ces déplacements est demandée par les nouvelles normes de calcul, pour vérifier qu'ils seront acceptables par les ouvrages à construire.

L'évaluation des déformations des barrages zonés, notamment au niveau des noyaux, organes d'étanchéité, revêt un intérêt particulier pour les concepteurs en raison des conséquences néfastes sur le barrage en cas de déformations importantes combinées avec les actions de l'eau stockée dans le réservoir.

Cette préoccupation a constitué le noyau autour duquel ce travail a été élaboré. La réflexion sur cette thématique a été guidée par la modélisation numérique en élaborant une analyse paramétrée et comparative entre les critères de conception des noyaux de barrages en terre.

L'analyse engagée s'est basée sur l'influence de la géométrie des noyaux, leur configuration (verticale ou incliné) et l'influence des caractéristiques et du nombre des recharges sur les déformations des noyaux.

Les différents cas de modélisation engagés ont permis de mettre en évidence ces influences sur le développement des états de contraintes et les déformations des noyaux.

La synthèse des résultats du travail élaboré pour l'ensemble des variantes de conception étudiées a toutefois permis de dégager les conclusions fondamentales ci-dessous :

1. Influence des matériaux constituant les recharges des barrages, notamment leurs modules de déformation (E), sur les déformations des noyaux :

L'analyse des contraintes au niveau de la base du barrage pour le cas d'un noyau central vertical montre que les contraintes enregistrées présentent un écart de 87% environ pour deux modules de déformation respectifs des recharges de 50 à 400 MPa. Cette importante diminution des contraintes n'a été suivie que par une augmentation plus faible des contraintes au niveau de la recharge amont, soit 24,60% d'augmentation. La même situation est enregistrée au niveau de la recharge aval sur laquelle une augmentation des contraintes de 17% engendre leur diminution de 80% au niveau du noyau du barrage.

En terme de déformations, il a été constaté sur le plan qualitatif, que les déformations maximales se translatent de la crête vers la base du noyau au fur et à mesure que le module de déformation des recharges augmente. Lorsque le module devient supérieur à 300 MPa, un confinement prononcé du noyau à sa base et un soulèvement au niveau de son couronnement sont enregistrés.

En analysant les tassements différentiels entre le noyau et les recharges, il a été mis en évidence que le tassement différentiel est dans un rapport de 3 entre le noyau et les recharges pour des modules de déformation de ces derniers variant de 50 à 400 MPa.

2. Influence de la géométrie conceptuelle des noyaux, en particulier la largeur de la base sur les déformations.

Sur le plan de la géométrie du noyau, la largeur en base du noyau a une influence sur le tassement relatif. En effet, ce dernier passe de 20 à 8% pour des largeurs respectives de 30 à 60 m.

3. Influence de l'insertion de transitions entre les noyaux et les recharges

Il a été conclu pour ce cas de modélisation que l'insertion d'une couche de transition entre le noyau et les recharges du barrage réduit considérablement les déformations du noyau, notamment dans sa partie aval. Aussi, et en augmentant le nombre de transitions entre le noyau et les recharges de rigidités progressives, le confinement du noyau à sa base est translaté vers son couronnement ce qui réduit les risques de fracturation hydraulique à la base du noyau.

4. Influence de la configuration des noyaux par rapport aux recharges par la projection de noyaux inclinés vers l'amont

Pour le cas de projection d'un noyau incliné avancé à l'amont en substitution du noyau central vertical, une nette réduction des contraintes est enregistrée au niveau de la base du noyau incliné par rapport à celui vertical.

Par rapport aux tassements différentiels, les résultats de la modélisation ont démontré que, par rapport au cas d'un noyau vertical, les tassements différentiels du noyau incliné sont moins prononcés. En ce qui concerne le confinement du noyau à sa base, et le soulèvement de son couronnement, ces deux phénomènes sont réduits pour le cas d'un noyau incliné.

En finalité, le travail élaboré a permis de mettre en évidence, grâce à l'analyse paramétrée et comparative, l'influence de l'ensemble des dispositions conceptuelles des barrages zonés sur les déformations des noyaux. L'analyse engagée permet, en outre, de s'orienter, lors de la conception de ce

type de barrages en terre, vers les choix multicritères des conceptions des noyaux et recharges en fonction des déformations à limiter pour la sécurité globale du barrage.

En guise de perspectives, ce travail peut être complété par deux aspects fondamentaux :

- Analyse de l'influence du remplissage du lac sur les déformations des noyaux de barrages en terre pour l'ensemble des variantes de conception,
- Confrontation des résultats de la modélisation avec les mesures d'auscultation pour l'analyse et le jugement du comportement réel, sur le plan mécanique, des barrages en terre zonés.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

AMAYA, F., MARULANDA, A. (1985). Golillas dam-Design, Construction and Performance, *Proceedings, Concrete Face Rockfill Dams. Design, Construction, and Performance*, Cooke, J-B. and Sherard, J-L. editors, ASCE.

ANTOINE, F., JOSSEAUME, H., LEVILLAIN, J-P., ROUAS, G. (1992). Recommandations sur les barrages-réservoirs d'alimentation des canaux à Bief de partage. STC. PMVN. Expertise, surveillance, entretien et confortement.

ARABET, L. (2010). Modélisation numérique du t des sols sous l'oedomètre. *Mémoire de magister*. Université de SKIKDA. Algérie.

BOUYGE, B., FLAVTGNY, E., RONDEAU, C. (1992). Etude du comportement des corps de remblais. *Bull, liaison Labo. P. et Ch.* 61-68.

BURON, A., MEILHAC, A. (1995). Les barrages. *Cours*. Lycée Pierre Caraminot 19300, egletons.France.

BORDES, J-L. Barrages et essais en vraie grandeur : auscultation et surveillance, *Documents pour l'histoire des techniques* [En ligne], 20 | 2e semestre 2011, mis en ligne le 17 septembre 2012, consulté le 31 mars 2017. URL : <http://dht.revues.org/1739>.

BOUAFIA, A. (2010). Conception et calcul des ouvrages géotechniques «cours et applications ».Université de Saâd-Dahleb, Blida, Algérie.

BOUDLEL, O. (2013). Etude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations. *Thèse de doctorat* .Université de Mouloud-Mameri, Tizi-Ouzou, Algérie.

BAGHZIM, H. (2015). Etude numérique de la conception des barrages en terre. *Mémoire de magister*. Université Colonel Hadj-Lekhdar, Batna. Algérie.

BOUCHARD, J. (2016). Caractérisation de l'enrochement du barrage Romaine-2. *Mémoire*. Université l'AVAL, Québec, Canada.

CFRD in Brazil, J. Barry Cooke Volume, Concrete Face Rockfill Dams, ICOLD, 20th Congress, Beijing, China.

CARRERE, A. (1994). Barrages. Vol 1. Technique de l'ingénieur, traité construction.1-26. C 5555.

COOKE, J.B. (1998). Memo No. 161, CFRD Time/Settlement Curves.

COOKE, J.B. (2000). Memo No. 130, Turimiquire Dam 1980-1995 Performance. October 1995, Revised, May, 2000.

CFGB. (2002). Petits barrages - Recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi. Coordination Degoutte G (ENGREF), Editions Cemagref.

CSB. (2005a). Comité Suisse des Barrages, Groupe de travail pour l'observation des barrages, Dispositif d'auscultation des barrages : Concept, fiabilité et redondance.

CSB. (2005b). Comité Suisse des Barrages, Dispositif d'auscultation des barrages, Partie 2 : Equipements et méthodes de mesures, Edition Avril 2005.

CHRISTIAN KERT, M. (2008). Rapport sur l'amélioration de la sécurité des barrages et ouvrages hydrauliques. Office parlementaire d'évaluation des choix scientifiques et technologiques.

CHORFI, S. (2010). Analyse des plaques orthotropes minces sous l'effet des conditions extérieures, *mémoire de magister*, Université mentouri, Constantine, Algérie.

CHIKHI, K. (2011). Etude Expérimentale des matériaux non saturés au cisaillement et à l'oedomètre, *mémoire de magister*, Université Mouloud Mammeri, Tizi-Ouzou, Algérie.

CFBR (Comité Français des Barrages et Réservoirs) , (2012). Disponible sur : <http://www.barrages-cfbr.eu/Barrages-en-remblai-zone.html>

DASCAL, O. (1987). Postconstruction Deformations of Rockfill Dams. *Journal of Geotechnical Engineering*, 113, 46-59.

DEXTER, A-R. (1988). Advances in characterization of soil structure .*Soil & Tillage Research*. 11 :199-238.

DEXTER, A-R. (2004). Soil physical quality, Part I. Theory, effects of soil texture, density, and organicmatter, and effects on root growth. *Geoderma*. 120 : 201-214.

DEGOUTTE, G. et ROYET , P (2009). Aide mémoire. Publication de l'ENGREF (Ecole Nationale du Génie Rural des Eaux et Forêts).Ecole interne d'agroParisTech.France.

DJEMILI, L., BEHIM, M., CHIBLAK, M. (2012). Comportement du masque d'étanchéité du barrage GHRIB (Algérie) en absence de la protection thermique. *Courrier du savoir* N°13.Université Badji-Mokhtar,Annaba,Algérie.

DJERBAL, L (2013). Analyse des mécanismes de déformation et de la rupture progressive du versant instable d'Ain EL Hammam. *Thèse de doctorat*, Université Moulou Mammeri, Tizi-Ouzou.Algérie.

DESODT, C. et REIFFSTECK, P. (2014). Géotechnique : Exercices et problèmes corrigés de mécanique des sols, avec rappels de cours. DUNOD.

FITZPATRICK, M-D., COLE, B-A., KINSTLER, F-L., and KNOOP, B-P. (1985). Design of Concrete-facedRockfillDams.*Concrete Face Rockfill Dams, Design, Construction, and Performance*.

FADHEL, S. (2014). Stabilité et Renforcement des sols. Etude de cas, *Mémoire de master*, Université Mohamed khider Biskra. Algerie.

GHEFFIR, M. (2008). Etude de comportement d'un barrage à noyau central en tenant compte de l'effet de contact (Barrage EL IZDIHAR). *Mémoire de magister*, Université Abou-bakr-belkaid, Tlemcen, Algérie.

HUNTER, G., and FELL, R. (2002). The deformation behavior of rockfill. *UNICIV Report N° R405*, School of Civil and Environmental Engineering, University of New South Wales, Sydney, Australia.

HORN, R. et FLEIGE, H. (2003). A method for assessing the impact of load on mechanical stability and on physical properties of soils. *Soil & Tillage Research*. 73 : 89-99.

HUNTER, G., GLASTONBURY J., ANG D., FELL, R. (2003). The performance of Concrete Face Rockfill Dam. *UNICIV REPORT N°R-413*, University of New South Wales, Sydney, Australia.

HORN, R., FLEIGE, H., RICHTER, F., CzyŜ, E-A., DEXTER, A-R. et al., (2005). SIDASS project, Part 5: Prediction of mechanical strength of arable soils and its effects on physical properties at various map scales. *Soil & Tillage Research*. 82 : 47-56.

ITMSOL. Disponible sur : www.itmsol.fr

IMHOFF, S., DA SILVA, A. P. et FALLOW, D. (2004). Susceptibility to Compaction, Load Support Capacity, and Soil Compressibility of Hapludox. *Soil Science Society of America Journal*. 68: 17-24.

ICOLD. (2007). Bulletin 1, General approach to dam surveillance. Introduction à la surveillance des barrages. Comité de la surveillance des barrages.

KJAERNSLI, B. (1965). *Compressibility of rockfill and deformation of rockfill dam* (Publication no 196). Oslo, Norvège : Norwegian geotechnical institute (NGI). Cité par Milligan, V. et L. Coyne. "Review of factors influencing the settlement of rockfill dams" In SCG (2005). *K. Y. Lo Symposium*. London, ON : The University of Western Ontario

LOWE III, J (1970). Recent development in the design and construction of earth and rockfill dams. *General report*. 10^e congrès international des grands barrages, Montréal, vol. V, p.1.

LEBERT, M. et HORN, R. (1991). A method to predict the mechanical strength of agricultural soils. *Soil & Tillage Research*. 19 : 275-286.

LE DELLIYOU, P. (2003). Les barrages : conception et maintenance, *Eyrolles*. 256 P.

LEFEBVRE, M-P. (2010). Spatialisation de modèles de fonctionnement hydromécanique des sols appliquée à la prévision des risques de tassement à l'échelle de la France, *Thèse de doctorat*, Université d'Orléans. France.

LEWIS, B., (2013). Small Dams: Planning, Construction and Maintenance. *CRC, Press 2013*. Melbourne, Australie.

MARSAL, R-J. (1973). Mechanical properties of rockfill In Hirschfeld et Poulos. *Embankment dam engineering : Casagrande volume*. New York : Wiley, p. 109-200

MINISTERE DE L'AGRICULTURE FRANÇAIS. (1977). Technique des barrages en aménagement rural. 326P.

MATSUMOTO, N., TAKAHASHI, M., SATO, F. (1985). Repairing the Concrete Facing of Minase Rockfill Dam. *Proceedings, 15th International Congress on Large Dams. Q59, R13*, Lusanne.

MAGNAN, J-P. (1998). Cours de mécanique des sols et des roches volume 2. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.

MAGNAN, J-P. (2000). Déformabilité des sols. Tassements. Consolidation. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.

MACEDO-GOMEZ, G, CASTRO-ABONCE, J., MONTANEZ-CARTAXO, L. (2000). Behavior of Aguamilpa Dam. *J. Barry Cooke Volume, Concrete Face Rockfill Dams*, ICOLD, 20th Congress, Beijing, China.

MEDD, 2004. "les ruptures des barrages". Paris, France.

MASSIÉRA, M., SZOSTAK-CHRZANOWSKI, A., BAZANOWSKI, M., WITHAKER, C., VAUTOUR, J. (2008). Analyse des déformations de grands barrages en remblai pendant le remplissage et l'opération du réservoir. *Congrès annuel 2008 de la SCGC*, Québec, Canada.

MERIAUX, P. (2008). Surveillance, exploitation et entretien des retenues d'altitude pour l'alimentation des installations de neige de culture, Cemagref, Colloque de l'ANPNC.

MESSAID, B. (2009). Etude de la position efficace des drains dans les barrages en terre. *Thèse de doctorat*, Université Colonel Hadj-Lekhdar, Batna, Algérie.

MALFI, A et KOLLI, A. (2012). Infiltrations dans les barrages en terre et influence de disposition de drainage, *mémoire de master*, université Aboubekr Belkaid, Tlemcen, Algérie.

OFEG. (2002). Office fédérale des eaux et de la géologie suisse. Sécurité des ouvrages d'accumulation, Documentation de base relative à la sécurité structurale, Version 1.

POST, G et GUERBER, P. (1973). Conception du drainage dans les barrages en terre. LA HOUILLE BLANCHE ,N° 5/6.

POUPART M et ROYET P. (2001). La surveillance des barrages, Colloque technique, Aix-en-Provence, Comité français des Grandes Barrage, France, 47 p.

QUIRION M. (1999), Contribution à l'instrumentation des ouvrages en béton : application des fibres optiques pour la mesure des déformations internes, *Thèse de Doctorat*, Université de Sherbrooke (Canada), 4 Novembre, 221 p

REMY, J. C. et MATHIEU, C. (1972). Sur la technique du sous-solage en sol de limon. *Bulletin del'Association Française pour l'Etude du Sol.* 3 : 145-156.

ROLLEY, R. (1989). Technique des barrages en aménagement rural.

ROYET, P (2006). La surveillance et l'entretien des petits barrages. Editions cemagref,86p.

ROUISSAT, N. (2007). Approche méthodologique du suivi de comportement des barrages en remblais. *Mémoire de Magister*, Département de Génie Civil, Faculté de technologie, Université Abou bekrBelkaid Tlemcen, (Algérie).

ROUISSAT, N. (2014). Suivi du comportement des barrages (Etude de cas), *Thèse de doctorat*, Université Aboubekr Belkaid, Tlemcen, Algérie.

SOWERS, G-F., R-C. WILLIAMS et al (1965). Compressibility of broken rock and settlement of rockfill. *Proceedings of the 6th International conference on soil mechanics and foundation engineering.* Toronto : University of Toronto press, p. 561-565

SCHLOSSER, F. (1988). Eléments de mécanique des sols. *Presse de l'école nationale des ponts et chaussées*, Paris. France.

SMITH, C. W., JOHNSTON, M. A. et LORENTZ, S. (1997). Assessing the compaction susceptibility of South African forestry soils. II. Soil properties affecting compactibility and compressibility. *Soil & Tillage Research.* 43 : 335-354.

SOBRINHO, J. A., SARDINHA, A. E., ALBERTONI, S. C., DIJKSTRA,H.(2000), Development Aspects of CFRD in Brazil, *J. Barry Cooke Volume, Concrete Face Rockfill Dams*, ICOLD, 20th Congress, Beijing, China.

SILVANI, C.,(2007). Une modélisation discrète du comportement mécanique des enrochements. *Thèse de doctorat.* Université de Provence Aix-Marseille I, France.

SISGEO. (2008). Société manufacturière d'instrumentation géotechnique, L'expérience au service de l'ingénieur.

SCHLEISS A-J., POUGATSCH H. (2011). Les barrages : du projet à la mise en service, *Traité de Génie civil de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne*, publié sous la direction de René Walther et Manfred A Hirt, Volume 17, 703p.

Usace. (2003). Coastal engineering manual [CEM] Engineer manual 1110-2-1100, Us army Corps of Engineers CHL-ERDC, WES, Vicksburg, Ms.

Vidal. R. (2010). Auscultation d'ouvrages hydrauliques, Etude des normes pour la sécurité des ouvrages hydrauliques et création d'un programme interne de suivi, INSA, Strasbourg. Stucky France. Juin 2010.

WU, G. Y., FREITAS, M. S. Jr., ARAYA, J. A. M., HUANG, Z. Y., MORI, R. T.(2000). Tianshengqiao-1CFRD – Monitoring and Performance – Lessons and New Trends for Future CFRDs(China),*Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, Beijing,China.

WU, HONGYI., WU, J. WANG, S., WU, Q., CAO, K.(2000).Ten Years Surveillance of ChengbingConcrete Face Rockfill Dam.*Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams*, Beijing, China.

Résumé

Les barrages à noyau centraux constituent une variante de conception assez compétitive sur le plan technique et économique des barrages en terre. Ce type de barrage est projeté en cas d'insuffisance quantitative et/ou qualitative des matériaux fins étanches. Le corps du barrage est complété par des remblais entourant le noyau appelés recharges. Le noyau est donc conçu pour répondre à la fonction principale qui est l'étanchéité du barrage. Toutefois et sous l'effet des différentes sollicitations notamment celles transmises par les recharges, les déformations du noyau ne doivent pas être excessives, particulièrement à sa base où l'effet de la poussée de l'eau est maximal. Les déformations du noyau ne dépendent pas seulement des caractéristiques de ses matériaux mais également des critères généraux liés à la conception globale du barrage : Dimensions de la base du noyau, sa configuration (vertical ou incliné avancé à l'amont), rigidité des recharges ainsi que le nombre et types de transitions.

C'est ainsi, qu'en fonction de ces critères de conception, et en se basant sur la modélisation numérique (Code de calcul Ansys), une analyse paramétrée guidée par l'étude des états de contraintes et des déformations au niveau des noyaux des barrages constitue l'objectif principal du présent travail. Une analyse comparative est menée en relation avec les critères influençant les déformations du noyau, à savoir : Types et rigidité des transitions et recharges, dimensions conceptuelles et configuration (vertical ou incliné).

L'application d'une telle thématique a été menée en considérant le cas du barrage zoné à noyau central Izdihar à sidi Abdelli.

Mots clés : Barrage, noyau, déformation, recharges, transitions, Ansys.