

Université
Aboubekr Belkaïd
Tlemcen



جامعة
أبو بكر بلقايد

**FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**

THESE DE DOCTORAT ES SCIENCES EN GENIE CIVIL
Spécialité : Géotechnique et mécanique des sols

Présentée par

Nadia ROUISSAT Née SMAIL

SUIVI DU COMPORTEMENT DES BARRAGES

Etude de cas

Risk assessment and Management Laboratory - RISAM

Composition du Jury

A. BOUANANI	Professeur	Université de Tlemcen	Président
A. BEKKOUCHE	Professeur	C.U Ain Temouchent	Directeur de thèse
A. HACHICHI	Professeur	Université USTO – Oran	Examineur
M. MEGACHOU	Professeur	Université de Sidi Bèl Abbès	Examineur
A. ZADJAOUI	Maitre de conférences	Université de Tlemcen	Examineur

A la mémoire de mes parents

AVANT - PROPOS

Les évolutions dans le comportement des barrages sont en général lentes. Certaines peuvent s'avérer potentiellement rapides, notamment lors de la phase cruciale de première mise en eau.

En phase d'exploitation, le rythme de la surveillance est adapté à la nature et à l'état du barrage, mais doit impérativement être renforcée en cas d'anomalies ou de désordres constatés sur l'ouvrage.

L'auscultation est une méthode de surveillance quantitative qui est basée sur l'analyse des mesures fournies par une instrumentation spécifique à chaque ouvrage.

Après la première mise en eau du barrage, l'ouvrage n'est pas inerte. Il vit, il travaille et se fatigue comme toute construction. De sa santé dépend la sécurité publique à l'aval.

La préparation de la présente thèse, s'intégrant dans la thématique du suivi du comportement des barrages, a été étoffée par de multiples recherches transversales liées à l'acquisition d'un niveau de connaissances approfondi sur la conception des aménagements de barrages, des principes de base de dimensionnement et des interactions entre ouvrages les constituant. Une part importante de recherches complémentaires a été également consacrée aux mécanismes liés à la dégradation et au vieillissement des barrages.

Cette importante action a été consolidée ensuite par de multiples visites détaillées de certains barrages, en s'articulant en particulier sur les dispositifs d'auscultation, aux mesures à effectuer ainsi qu'aux constats visuels orientant les interprétations préliminaires relatives au comportement des barrages en exploitation.

Des campagnes de mesure d'auscultation, engagées sur plusieurs sites de barrages, en collaboration avec les équipes d'exploitation des barrages, étaient, elles aussi, d'une importance capitale pour la compréhension de certains phénomènes. Ainsi, un temps important a été consacré à la réalisation de mesures d'auscultation, notamment sur les barrages de Sidi Abdelli, Sikkak, Boughrara et Béni Bahdel dans la wilaya de Tlemcen.

Le temps alloué à l'analyse de la documentation disponible tant sur le plan des études du barrage étudié, que sur le plan de son exploitation et auscultation était

long, mais utile pour la compréhension des aspects liés aux visions globales du problème à traiter.

Enfin, la finalisation de la présente thèse est le fruit d'énormes efforts, s'étalant sur plusieurs années et concernant une thématique complexe, mais d'intérêt scientifique majeur.

Toutefois, la réalisation de ce travail de recherche ne pouvait se faire sans la participation et la contribution précieuses de plusieurs personnes que le devoir m'exige de remercier en leur adressant ma profonde gratitude.

En premier lieu, les dettes de reconnaissances contractées tout au long de la confection de cette thèse vont au Professeur A. Bekkouche pour son aide, son encadrement, ses enrichissements scientifiques de très haut niveau et ses orientations valeureuses. Sa vision professionnelle, son expérience du terrain ont constitué un appui fondamental pour la qualité du travail élaboré.

Monsieur A. Bouanani, Professeur à l'université de Tlemcen, m'a fait l'honneur d'accepter de présider mon jury, qu'il trouve ici l'expression de ma gratitude. Outre sa qualité de Président, le Professeur A. Bouanani, possédant une large expérience dans le domaine, a constamment manifesté son intérêt pour ce type de recherches et de thématiques.

Messieurs A. Hachici, Professeur à l'université USTO d'Oran, M. Megachou, professeur à l'université de Sidi Bèl Abbès et A. Zadjoui, Maître de conférences à l'université de Tlemcen, ont bien voulu lire et examiner cette thèse. Leurs présences dans le jury m'a beaucoup honorée et je les prie de vouloir trouver ici l'expression de mes remerciements les plus sincères. Leurs profils scientifiques et leurs compétences, seront, sans aucun doute, d'un apport appréciable pour le jugement et l'enrichissement du travail élaboré.

Je ne peux pas clôturer cette page, sans oublier de remercier les personnes qui ont contribué, d'une manière remarquable à l'élaboration de cette recherche.

Mes reconnaissances les plus considérables, et ma parfaite considération vont à toutes les équipes d'exploitation des barrages Boughrara, Sidi Abdelli, Sikkak et Béni Bahdel qui m'ont soutenu et qui m'ont apporté leur contribution et leur aide. Leur disponibilité et la qualité de leur participation ont constitué un enrichissement appréciable aux démarches adoptées et au travail élaboré.

Après la première mise en eau du barrage, l'ouvrage n'est pas inerte. Il vit, il travaille et se fatigue comme toute construction.

De sa santé dépend la sécurité des biens et des personnes dans la vallée.

RESUME

La surveillance des barrages revêt un caractère essentiel puisque la rupture de ces ouvrages est susceptible d'entraîner des conséquences économiques et humaines dramatiques. Le contrôle de la sécurité consiste à détecter et à maîtriser les mécanismes de dégradation pouvant entraîner la rupture de l'ouvrage si aucune action n'est entreprise (maintenance, confortement, vidange d'urgenceetc).

Le comportement d'un aménagement de barrages n'est pas uniquement lié à la réussite de ses études et de sa réalisation, mais également à l'efficacité de son exploitation et auscultation. La surveillance des barrages vise essentiellement à comparer le comportement de l'ouvrage par rapport à un référentiel et par rapport aux prévisions du projet.

La présente recherche vise, outre, une contribution bibliographique sur les mécanismes de vieillissement des barrages, leur surveillance et auscultation l'analyse du comportement des barrages. L'application de la méthodologie d'analyse a été élaborée sur le barrage de Boughrara, situé dans la wilaya de Tlemcen au nord-ouest de l'Algérie. L'analyse a englobé deux phase du cycle de vie du barrage : pendant la période de construction et pendant son exploitation.

La recherche engagée, s'est basée essentiellement, sur le dépouillement et l'interprétation des mesures d'auscultation disponibles, ainsi que l'établissement des corrélations entre paramètres mesurés afin d'en juger le comportement général du barrage sur le plan mécanique et hydraulique.

Les mesures d'auscultation ont servis également à l'évaluation des modules de déformation des différents matériaux constituant le corps du barrage et ses fondations.

Le jugement sur la validation du comportement du barrage a été consolidé par les résultats de la modélisation numérique élaborée ainsi que leurs comparaisons avec les mesures d'auscultation.

Mots clé : *Barrage, comportement, vieillissement, surveillance, Auscultation, modélisation, Ansys*

ABSTRACT

Dam monitoring is of fundamental character since the failure of these structures is likely to cause dramatic economic and human consequences. The security control is to detect and control the degradation mechanisms could lead to failure of the structure if no action is taken (maintenance, reinforcement emergency emptying etc).

The behavior of dams is not based only on the success of their studies and realization, but also on the efficiency of the use and auscultation. The checking of dams is for the comparison of the works with the initial project.

This research aims, in addition, a bibliographic contribution on the mechanisms of aging dams, monitoring and auscultation analysis of the behavior of dams. The application of the analytical methodology has been developed over the dam Bouhrara, located in Tlemcen, northwest of Algeria.

The analysis included two phases of the life cycle of the dam: during the construction and during operation.

Research undertaken, was based mainly on the analysis and interpretation of auscultation measures available, as well as the establishment of correlations between parameters measured in order to judge the general behavior of the dam mechanically and hydraulically part.

The auscultation measures have also been used to the evaluation of modulus deformation of the different materials constituting the dam and its foundations.

Judgment on the validation of the behavior of the dam was strengthened by the results of numerical modeling developed and their comparison with measurements of auscultation.

Keywords: *Dam, behavior, aging, monitoring, auscultation, modelization, Ansys*

ملخص

في طور الاستغلال، تشكل مراقبة ردود الفعل للسدود أهمية قصوى نظرا للعواقب الوخيمة التي تترتب عن انهيارها من الناحية الاقتصادية ومن ناحية الخسائر البشرية.

إن مراقبة أمن السدود تهتم باكتشاف و التحكم في ميكانزمات التدهور التي تؤدي إلى تصدعها إذا لم تتخذ أي إجراءات الصيانة وإعادة التهيئة.

ردود الفعل للسدود ليست بالضرورة مرتبطة بنجاح الدراسات و الإنجاز ولكن قد يعود ذلك أيضا إلى فعالية استغلالها و فحصها.

تهتم مراقبة السدود بوجه خاص بمقارنة ردود الفعل بالنظر إلى التوقعات الأولية للمشروع.

إن البحث الحالي ، بغض النظر عن البحث المرجعي المتعلق بميكانزمات التصدع و التدهور لحالة السدود، بعوامل مراقبتها و فحصها، تطرق إلى تحليل ردود أفعال السدود المختلفة.

كما تم تطبيق منهجية تحليل هذه الردود على سد بوغرارة المتواجد في ولاية تلمسان، بالشمال الغربي للجزائر.

وعليه، فإن التحليل اهتم بمرحلتين مختلفتين خلال فترة انجاز السد و في مرحلة استغلاله.

البحث المندرج ارتكز أساسا على فرز وتفسير القياسات الفحصية المتوفرة بالإضافة إلى التداخل و التفاعل بين العوامل التي تم قياسها قصد الوصول إلى تحديد الحكم لردود الفعل المدروسة.

إن القياسات الفحصية استعملت أيضا في حساب عامل المرونة لمختلف المواد التي تشكل جسم السد وأساسه.

إن الحكم على تثبيت ردود فعل السد المدروس تم توطيده بنتائج النمذجة الرقمية بالإضافة إلى مقارنتها بالقياسات الفحصية.

الكلمات المفتاحية : سد، رد الفعل، فحص، مراقبة، نمذجة، Ansys

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I

Tableau I.1 : Répartition des ruptures de barrages par type

Chapitre II

Tableau II.1 : Instruments et moyens de mesure pour les barrages en béton

Tableau II.2 : Instruments et moyens de mesure pour les barrages en remblai

Tableau II.3 : Instruments de mesures des charges et des conditions extérieures

Tableau II.4 : Paramètres significatifs pour le suivi d'un ouvrage de retenue et de ses fondations

Chapitre III

Tableau III.1 : Principales caractéristiques des tassomètres

Tableau III.2 : Etude des déformations du noyau en fonction de la charge des remblais

Tableau III.3 : Synthèse de l'étude spatiale des tassements du noyau du barrage

Tableau III.4 : Etude des déformations des recharges en fonction de la charge des remblais

Tableau III.5 : Synthèse de l'étude spatiale des tassements de la recharge du barrage

Tableau III.6 : Comparaison des déformations calculées entre le noyau et les recharges du barrage

Tableau III.7 : Etude des déformations des fondations en fonction de la charge des remblais

Tableau III.8 : Synthèse de l'étude spatiale des tassements dans les fondations du barrage

Tableau III.9 : Etude des contraintes en fonction des déformations dans le noyau

Tableau III.10 : Valeurs des modules de déformations pour différents tassomètres du noyau du barrage

Tableau III.11 : Etude des contraintes en fonction des déformations dans la recharge

Tableau III.12 : Valeurs des modules de déformations pour différents tassomètres des recharges du barrage

Tableau III.13 : Etude des contraintes en fonction des déformations dans la fondation

Tableau III.14 : Valeurs des modules de déformations pour différents tassomètres dans la fondation du barrage

Chapitre IV

Tableau IV.1 : Critères de validation du comportement hydraulique du barrage

Tableau IV.2 : Caractéristiques des piézomètres installés sur le barrage

Tableau IV.3 : Variations des moyennes et des écarts types des niveaux piézométriques en fondation

Tableau IV.4 : Variations des moyennes et écarts types des niveaux piézométriques à l'aval du barrage

Tableau IV.5 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles, profil 1, rive gauche, fondations

Tableau IV.6 : Variation des moyennes et écarts types des cellules de pressions interstitielles en fondation, profil 1

Tableau IV.7 : Valeurs U/H, profil 1, fondations

Tableau IV.8 : Taux de dissipation des pressions interstitielles des cellules de fondations, profil 1

Tableau IV.9 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles, profil 2, fondations

Tableau IV.10 : Valeurs U/H – Profil 2, fondations

Tableau IV.11 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles, profil 3, fondations

Tableau IV.12 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles, profil 4, fondations

Tableau IV.13 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles, profil 5, fondations

Tableau IV.14 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles, profil 6, fondations

Tableau IV.15 : Valeurs U/H - profil 6, fondations

Tableau IV.16 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles- profil 7, fondations

Tableau IV.17 : Valeurs U/H, profil 7, fondations

Tableau IV.18 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles en noyau, profil 4, Niveau 249 NGA

Tableau IV.19 : Valeurs U/H, zone du noyau – Niveau 249

Tableau IV.20 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles en noyau, profil 4, Niveau 260 NGA

Tableau IV.21 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles en noyau, profil 5, Niveau 260 NGA

Tableau IV.22 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles en noyau, profil 6, Niveau 260 NGA

Tableau IV.23 : Valeurs U/H, zone du noyau – Niveau 260

Tableau IV.24 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles en noyau, profil 3, Niveau 280 NGA

Tableau IV.25 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles en noyau, profil 4, Niveau 280 NGA

Tableau IV.26 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles en noyau, profil 5, Niveau 280 NGA

Tableau IV.27 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles en noyau, profil 6, Niveau 280 NGA

Tableau IV.28 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles en noyau, profil 7, Niveau 280 NGA

Tableau IV.29 : Valeurs U/H, zone du noyau – Niveau 280 NGA

Tableau IV.30 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles en noyau, profil 2, Niveau 286 NGA

Tableau IV.31 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles en noyau, profil 2, Niveau 286 NGA

Tableau IV.32 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles en noyau, profil 1, Niveau 288 NGA

Tableau IV.33 : Valeurs U/H, zone du noyau – Niveau 288 NGA

Tableau IV.34 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles en noyau, profil 1, Niveau 300 NGA

Tableau IV.35 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles en noyau, profil 2, Niveau 300 NGA

Tableau IV.36 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles en noyau, Profil 3, Niveau 300 NGA

Tableau IV.37 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles en noyau, profil 4, Niveau 300 NGA

Tableau IV.38 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles en noyau, profil 5, Niveau 300 NGA

Tableau IV.39 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles en noyau, profil 6, Niveau 300 NGA

Tableau IV.40 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles en noyau, profil 7, Niveau 300 NGA

Tableau IV.41 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles au niveau des drains

Tableau IV.42 : Caractéristiques des cellules de pressions totales au niveau des drains

Tableau IV.43 : Caractéristiques des cellules de pressions totales au niveau de la galerie de dérivation

Tableau IV.44 : Caractéristiques des drains dans la galerie de visite

Tableau IV.45 : Caractéristiques des tronçons de fuite – galerie de visite

Chapitre V

Tableau V.1 : Paramètres mécaniques et hydrauliques du barrage Hammam Boughrara

Tableau V.2 : Comparaison des résultats modélisation - auscultation, niveau 270,75 NGA

Tableau V.3 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation, niveau 280 NGA

Tableau V.4 : Comparaison des résultats modélisation - auscultation, niveau 282 NGA

Tableau V.5 : Comparaison des résultats modélisation - auscultation, niveau 288 NGA

Tableau V.6 : Comparaison des résultats modélisation - auscultation, niveau 295 NGA

Tableau V.7 : Comparaison des résultats modélisation - auscultation, niveau 301 NGA

Tableau V.8 : Comparaison des résultats modélisation - auscultation, niveau 305 NGA

Tableau V.9 : Comparaison des résultats modélisation - auscultation, niveau 311.5 NGA

Tableau V.10 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation, Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 305 NGA, Fondation - Profil 1

Tableau V.11 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation, Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 305 NGA, Noyau - Profil

Tableau V.12 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation, Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 305 NGA, Drain - Profil 1

Tableau V.13 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation, Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 305 NGA, Piézomètres - Profil 1

Tableau V.14 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation, Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 305 NGA, Fondation (sous le noyau) - Profil 2

Tableau V.15 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation, Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 305 NGA, Fondation (sous la recharge) - Profil 2

Tableau V.16 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation, Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 305 NGA, Noyau - Profil 2

Tableau V.17 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation, Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 305 NGA, Drain - Profil 2

Tableau V.18 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation, Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 291 NGA, Fondation (sous le noyau) - Profil 3

Tableau V.19 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation, Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 291 NGA, Fondation (sous la recharge) - Profil 3

Tableau V.20 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation, Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 291 NGA, Noyau - Profil 3

Tableau V.21 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation, Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 291 NGA, Drain - Profil 3

Tableau V.22 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation
Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 305 NGA, Fondation (sous le noyau) - Profil 3

Tableau V.23 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation, Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 305 NGA, Fondation (sous la recharge) - Profil 3

Tableau V.24 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation, Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 305 NGA, Noyau - Profil 3

Tableau V.25 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation, Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 305 NGA, Drain - Profil 3

Tableau V.26 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation, Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 305 NGA, Piézomètres - Profil 3

Tableau V.27 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation, Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 280 NGA, Fondation (sous le noyau) - Profil 4

Tableau V.28 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation, Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 280 NGA, Noyau - Profil 4

Tableau V.29 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation, Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 291 NGA, Fondation - Profil 4

Tableau V.30 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation, Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 291 NGA, Noyau - Profil 4

Tableau V.31 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation, Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 305 NGA, Fondation (sous la recharge)- Profil 4

Tableau V.32 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation, Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 305 NGA, Noyau - Profil 4

Tableau V.33 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation, Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 280 NGA, Fondations - Profil 5

Tableau V.34 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation, Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 280 NGA, Noyau - Profil 5

Tableau V.35 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation, Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 291 NGA, Noyau - Profil 5

Tableau V.36 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation, Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 305 NGA, Noyau - Profil 5

Tableau V.37 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation, Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 305 NGA, Fondation (sous le noyau) - Profil 5

Tableau V.38 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation, Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 305 NGA, Fondation (sous la recharge)- Profil 5

Chapitre I

Figure I.1 : Instabilité des talus d'un barrage

Figure I.2 : Evolution type d'une brèche par surverse. Vue en coupe amont/aval

Figure I.3 : Evolution type d'une brèche par surverse. Vue en coupe rive/rive

Chapitre II

Figure II.1 : Concept global de l'organisation de la surveillance et de l'entretien des barrages

Figure II.2 : Mesure de déformations verticales et horizontales à partir de points de mesures situées sur le parement

Figure II.3 : Borne sur talus aval servant aux mesures des déplacements Barrage Sidi Abdelli, wilaya de Tlemcen

Figure II.4 : Visée de bornes d'observations pour mesure des déplacements

Figure II.5 : Points de contrôle géodésique par piliers au sommet et en aval

Figure II.6 : Exemple d'un réseau de mesure

Figure II.7 : Configuration des satellites

Figure II.8 : Détermination de la position au moyen de l'intersection de sphères dans l'espace **Figure II.9** : Tassomètre type TELEMAC

Figure II.10 : Schéma d'installation d'un pendule

Figure II.11 : Installation d'un pendule avec table de lecture dans une galerie de barrage

Figure II.12 : Pendule, table de lecture des déplacements horizontaux

Figure II.13 : Sonde inclinométrique avec galets de guidage

Figure II.14 : Tube inclinométrique avec rainures de guidage

Figure II.15 : Appareil de lectures brutes inclinométriques

Figure II.16 : Extensomètre à corde vibrante

Figure II.17 : Installation au niveau d'un remblai de l'extensomètre à corde vibrante

Figure II.18 : Dépouillement des mesures de l'extensomètre à corde vibrante

Figure II.19 : Mesure de déplacements relatifs par fissuromètre

Figure II.20 : Mesure des déplacements relatifs par Vinchon, déplacement latéral (ouverture) **Figure II.21** : Mesure des déplacements relatifs par Vinchon, déplacement arrière (rejet)

Figure II.22 : Mesure des déplacements relatifs par Vinchon, déplacement vertical (glissement) **Figure**

II.23: Procédé de mesure des déplacements relatifs par Vinchon

Figure II.24 : Mesure des pressions interstitielles et du niveau piézométrique des barrages en remblai

Figure II.25 : Piézomètre et sonde à interface

Figure II.26 : Composantes d'une cellule pneumatique de mesure de pression interstitielle

Figure II.27 : Mesure de la pression interstitielle au niveau d'une cellule pneumatique

Figure II.28 : Composantes d'une cellule hydraulique pour la mesure de pression interstitielle **Figure II.29**

: Cellule de pression interstitielle à corde vibrante (Telémac)

Figure II.30 : Mesure de pression interstitielle par capteur électrique dans la galerie de visite du barrage Sidi Abdelli, Wilaya de Tlemcen

Figure II.31 : Dispositifs de mesure des débits de fuite

Figure II.32 : Débit de drainage collecté au niveau du barrage de Sikkak, wilaya de Tlemcen

Figure II.33 : Installation d'une cellule de mesure de pression totale au niveau des remblais d'un barrage

Figure II.34 : Démarche chronologique pour l'interprétation des mesures d'auscultation

Figure II.35 : Equipements hydromécaniques concernés par les essais périodiques, barrage Sidi Abdelli, wilaya de Tlemcen

Chapitre III

Figure III.1 : Carte de situation du barrage Boughrara

Figure III.2 : Vue en plan des ouvrages du barrage Boughrara

Figure III.3 : Profil en travers type du barrage

Figure III.4 : Implantation transversale des profils d'auscultation

Figure III.5 : Implantation en plan des profils d'auscultation et position des tassomètres

Figure III.6 : Tassement global du tassomètre TA1 en fonction du temps

Figure III.7 : Tassement global du tassomètre TA2 en fonction du temps

Figure III.8 : Tassement global du tassomètre TA3 en fonction du temps

Figure III.9 : Tassement global du tassomètre TA5 en fonction du temps

Figure III.10 : Tassement global du tassomètre TA7 en fonction du temps

Figure III.11 : Tassement global du tassomètre TA9 en fonction du temps

Figure III.12 : Tassement global des tassomètres dans les différents profils du noyau du barrage

Figure III.13 : Tassement global du tassomètre TA4 en fonction du temps

Figure III.14 : Tassement global du tassomètre TA6 en fonction du temps

Figure III.15 : Tassement global du tassomètre TA8 en fonction du temps

Figure III.16 : Tassement global des tassomètres dans les différents profils de la recharge du barrage

Figure III.17 : Evolution des montées de remblai (Aout 1997 – Janvier 1999)

Figure III.18 : TA1 : Tassement global en fonction de la montée du remblai

Figure III.19 : TA2 : Tassement global en fonction de la montée du remblai

Figure III.20 : TA3 : Tassement global en fonction de la montée du remblai

Figure III.21 : TA5 : Tassement global en fonction de la montée du remblai

Figure III.22 : TA7 : Tassement global en fonction de la montée du remblai

Figure III.23 : TA9 : Tassement global en fonction de la montée du remblai

Figure III.24 : TA4 : Tassement global en fonction de la montée du remblai

Figure III.25 : TA6 : Tassement global en fonction de la montée du remblai

Figure III.26 : TA8 : Tassement global en fonction de la montée du remblai

Figure III.27 : Tassement de la couche 05 – 08 du tassomètre TA1

Figure III.28 : Tassement de la couche 06 – 08 du tassomètre TA2

Figure III.29 : Tassement de la couche 06 – 11 du tassomètre TA3

Figure III.30 : Tassement de la couche 17 – 18 du tassomètre TA3

Figure III.31 : Tassement de la couche 05– 11 du tassomètre TA5

Figure III.32 : Tassement de la couche 15– 20 du tassomètre TA5

Figure III.33 : Tassement de la couche 06 – 13 du tassomètre TA7

Figure III.34 : Tassement de la couche 13 – 18 du tassomètre TA7

Figure III.35 : Tassement de la couche 05 – 08 du tassomètre TA9

Figure III.36 : Tassement de la couche 05 – 10 du tassomètre TA9

Figure III.37 : Tassement de la couche 05 – 10 du tassomètre TA4

Figure III.38 : Tassement de la couche 08– 09 du tassomètre TA6

Figure III.39 : Tassement de la couche 06– 11 du tassomètre TA6

Figure III.40 : Distribution altimétrique des déformations, tassomètre TA3

Figure III.41 : Vitesse du tassement au niveau du tassomètre TA1

Figure III.42 : Vitesse du tassement au niveau du tassomètre TA2

Figure III.43 : Vitesse du tassement au niveau du tassomètre TA3

Figure III.44 : Vitesse du tassement au niveau du tassomètre TA5

Figure III.45 : Vitesse du tassement au niveau du tassomètre TA7

Figure III.46 : Vitesse du tassement au niveau du tassomètre TA9

Figure III.47 : Vitesse du tassement au niveau du tassomètre TA4

Figure III.48 : Vitesse du tassement au niveau du tassomètre TA6

Figure III.49 : Vitesse du tassement au niveau du tassomètre TA8

Figure III.50 : Evolution du tassement en fonction du plan d'eau - Tassomètre TA1

Figure III.51 : Evolution du tassement en fonction du plan d'eau – Tassomètre TA2

Figure III.52 : Evolution du tassement en fonction du plan d'eau - Tassomètre TA3

Figure III.53 : Evolution du tassement en fonction du plan d'eau - Tassomètre TA5

Figure III.54 : Evolution du tassement en fonction du plan d'eau – Tassomètre TA6

Figure III.55 : Evolution du tassement en fonction du plan d'eau – Tassomètre TA7

Figure III.56 : Evolution du tassement en fonction du plan d'eau – Tassomètre TA8

Figure III.57 : Evolution du tassement en fonction du plan d'eau – Tassomètre TA9

Figure III.58 : Variation des contraintes en fonction des déformations- Anneaux 05 – 08 du tassomètre TA1

Figure III.59 : Variation des contraintes en fonction des déformations- Anneaux 06 – 08 du tassomètre TA2

Figure III.60 : Variation des contraintes en fonction des déformations- Anneaux 10 – 12 du tassomètre TA2

Figure III.61 : Variation des contraintes en fonction des contraintes- Anneaux 08 – 09 du tassomètre TA3

Figure III.62 : Variation des contraintes en fonction des déformations- Anneaux 14 – 16 du tassomètre TA3

Figure III.63 : Variation des contraintes en fonction des déformations- Anneaux 17 – 18 du tassomètre TA3

Figure III.64 : Variation des contraintes en fonction des déformations- Anneaux 05 – 11 du tassomètre TA5

Figure III.65 : Variation des contraintes en fonction des déformations- Anneaux 12 – 14 du tassomètre TA5

Figure III.66 : Variation des contraintes en fonction des déformations- Anneaux 06 – 08 du tassomètre TA7

Figure III.67 : Variation des contraintes en fonction des déformations- Anneaux 12 – 14 du tassomètre TA7

Figure III.68 : Variation des contraintes en fonction des déformations- Anneaux 13 – 18 du tassomètre TA7

Figure III.69 : Variation des contraintes en fonction des déformations- Anneaux 05 – 08 du tassomètre TA9

Figure III.70 : Variation des contraintes en fonction des déformations- Anneaux 05 – 07 du tassomètre TA4

Figure III.71 : Variation des contraintes en fonction des déformations- Anneaux 07 – 09 du tassomètre TA4

Figure III.72 : Variation des contraintes en fonction des déformations- Anneaux 06 - 09 du tassomètre TA6

Figure III.73 : Variation des contraintes en fonction des déformations- Anneaux 05 - 07 du tassomètre TA8

Figure III.74 : Variation des contraintes en fonction des déformations- Anneaux 01 - 03 du tassomètre TA1

Figure III.75 : Variation des contraintes en fonction des déformations- Anneaux 01 - 03 du tassomètre TA2

Figure III.76 : Variation des contraintes en fonction des déformations- Anneaux 01 - 03 du tassomètre TA3

Figure III.77 : Variation des contraintes en fonction des déformations- Anneaux 01 - 04 du tassomètre TA4

Figure III.78 : Variation des contraintes en fonction des déformations- Anneaux 03 - 06 du tassomètre TA6

Figure III.79 : Variation des contraintes en fonction des déformations- Anneaux 01 - 04 du tassomètre TA8

Figure III.80 : Variation des contraintes en fonction des déformations- Anneaux 01 - 04 du tassomètre TA9

Chapitre IV

Figure IV.1 : Variations des niveaux du plan d'eau

Figure IV.2 : Localisation en plan des piézomètres

Figure IV.3 : Evolution des niveaux piézométriques ouverts en fondation

Figure IV.4 : Moyennes des niveaux piézométriques en fondation

Figure IV.5 : Evolution des niveaux piézométriques à l'aval du barrage

Figure IV.6 : Profil d'auscultation P1

Figure IV.7 : Variations des pressions interstitielles en fondation, profil 1

Figure IV.8 : Profil d'auscultation P2

Figure IV.9 : Evolution des pressions interstitielles, en fondation sous le noyau, profil 2

Figure IV.10 : Evolution des pressions interstitielles, en fondation, sous la recharge, profil 2

Figure IV.11 : Evolution des pressions interstitielles comparées au critère d'alarme, profil 2, Cellule CP8

Figure IV.12 : Evolution des pressions interstitielles comparées au critère d'alarme, profil 2, Cellule CP12

Figure IV.13 : Evolution des pressions interstitielles comparées au critère d'alarme, profil 2, Cellule CP13

Figure IV.14 : Evolution des pressions interstitielles comparées au critère d'alarme, profil 2, Cellule CP14

Figure IV.15 : Evolution des pressions interstitielles comparées au critère d'alarme, profil 2, Cellule CP15

Figure IV.16 : Profil d'auscultation P3

Figure IV.17 : Evolution des pressions interstitielles en fondation sous le noyau, profil

Figure IV.18 : Evolution des pressions interstitielles, en fondation, sous la recharge, profil 3

Figure IV.19 : Profil d'auscultation P4

Figure IV.20 : Evolution des pressions interstitielles en fondation sous le noyau, profil 4

Figure IV.21 : Evolution des pressions interstitielles, en fondation, sous la recharge, profil 4

Figure IV.22 : Evolution des pressions interstitielles comparées au critère d'alarme, profil 4, Cellule CP28

Figure IV.23 : Evolution des pressions interstitielles comparées au critère d'alarme, profil 4, Cellule CP27

Figure IV.24 : Evolution des pressions interstitielles comparées au critère d'alarme, profil 4, Cellule CP29

Figure IV.25 : Evolution des pressions interstitielles comparées au critère d'alarme, profil 4, Cellule CP31

Figure IV.26 : Profil d'auscultation P5

Figure IV.27 : Evolution des pressions interstitielles en fondation sous le noyau, profil 5

Figure IV.28 : Evolution des pressions interstitielles, en fondation, sous la recharge, profil 5

Figure IV.29 : Profil d'auscultation P6

Figure IV.30 : Evolution des pressions interstitielles en fondation, sous le noyau, profil 6

Figure IV.31 : Evolution des pressions interstitielles, en fondation, sous la recharge amont, profil 6

Figure IV.32 : Evolution des pressions interstitielles, en fondation, sous la recharge aval, profil 6

Figure IV.33 : Profil d'auscultation P7

Figure IV.34 : Evolution des pressions interstitielles, en fondation, sous le noyau, profil 7

Figure IV.35 : Evolution des pressions interstitielles, en fondation, sous la recharge, profil 7

Figure IV.36 : Profil d'auscultation P4

Figure IV.37 : Evolution des pressions interstitielles, Noyau, Profil 4, niveau 249 NGA

Figure IV.38 : Profil d'auscultation P4

Figure IV.39 : Evolution des pressions interstitielles, Noyau, Profil 4, niveau 260 NGA

Figure IV.40 : Profil d'auscultation P5

Figure IV.41 : Profil d'auscultation P6

Figure IV.42 : Evolution des pressions interstitielles, Noyau, Profil 5, niveau 260 NGA

Figure IV.43 : Evolution des pressions interstitielles, Noyau, Profil 6, niveau 260 NGA

Figure IV.44 : Evolution des pressions interstitielles en noyau comparées au critère d'alarme, Niveau 260 NGA, Cellules PI 13 et PI 24

Figure IV.45 : Evolution des pressions interstitielles en noyau comparées au critère d'alarme, Niveau 260 NGA, Cellules PI12, PI14, PI23 et PI24

Figure IV.46 : Evolution des pressions interstitielles, Noyau, niveau 280, Profil 3

Figure IV.47 : Evolution des pressions interstitielles, Noyau, niveau 280, Profil 4

Figure IV.48 : Evolution des pressions interstitielles, Noyau, niveau 280, Profil 5

Figure IV.49 : Evolution des pressions interstitielles, Noyau, niveau 280, Profil 6

Figure IV.50 : Evolution des pressions interstitielle, Noyau, niveau 280, Profil 7

Figure IV.51 : Evolution des pressions interstitielles, Noyau, niveau 286, Profil 2

Figure IV.52 : Evolution des pressions interstitielles, Noyau, niveau 288, Profil 1

Figure IV.53 : Evolution des pressions interstitielles, en noyau comparées au critère d'alarme, Profil 1, Niveau 288 NGA.

Figure IV.54 : Evolution des pressions interstitielles, Noyau, niveau 300, Profil 1

Figure IV.55 : Evolution des pressions interstitielles, Noyau, niveau 300, Profil 2

Figure IV.56 : Evolution des pressions interstitielles, en noyau, niveau 300, Profil 3

Figure IV.57 : Evolution des pressions interstitielles, en noyau, niveau 300, Profil 4

Figure IV.58 : Evolution des pressions interstitielles, Noyau, niveau 300, Profil 5

Figure IV.59 : Evolution des pressions interstitielles, Noyau, niveau 300, Profil 6

Figure IV.60 : Evolution des pressions interstitielles, Noyau, niveau 300, Profil 7

Figure IV.61 : Evolution des pressions interstitielles au niveau des drains

Figure IV.62 : Localisation en plan des cellules de pressions autour de la galerie de dérivation

Figure IV.63 : Localisation en travers des cellules de pressions autour de la galerie de dérivation

Figure IV.64 : Evolution des pressions interstitielles au niveau de la galerie de dérivation

Figure IV.65 : Evolution des pressions totales au niveau de la galerie de dérivation

Figure IV.66 : Comparaison, Pressions interstitielles, Pressions totales au niveau de la galerie de dérivation

Figure IV.67 : Comparaison, Pressions interstitielles, Pressions totales au niveau de la galerie de dérivation (suite)

Figure IV.68 : Comparaison, Pressions interstitielles, Pressions totales au niveau de la galerie de dérivation (suite)

Figure IV.69 : Comparaison, Pressions interstitielles, Pressions totales au niveau de la galerie de dérivation (suite)

Figure IV.70 : Comparaison, Pressions interstitielles, Pressions totales au niveau de la galerie de dérivation (suite)

Figure IV.71 : Comparaison, Pressions interstitielles, Pressions totales au niveau de la galerie de dérivation (suite)

Figure IV.72 : Localisation, en plan, des cellules de pressions interstitielles dans la zone de l'évacuateur de crue

Figure IV.73 : Evolution des pressions interstitielles au niveau de l'évacuateur

Figure IV.74 : Evolution des débits des drains dans la galerie de visite – Position P3 – P4

Figure IV.75 : Evolution des débits des drains dans la galerie de visite– Position P4 – P5

Figure IV.76 : Evolution des débits des drains dans la galerie de visite– Position P4 – P5 (Suite)

Figure IV.77 : Evolution des sous pressions dans la galerie de visite– Position P4 – P5

Figure IV.78 : Evolution des sous pressions dans la galerie de visite– Position P5 – P6

Figure IV.79 : Evolution des débits de fuite dans la galerie de dérivation

Chapitre V

Figure V.1 : L'interaction auscultation- modélisation numérique (CIGB, 2000)

Figure V.2 : Représentation du modèle géométrique du barrage

Figure V.3 : Discrétisation du barrage, niveau 270,75 NGA

Figure V.4 : Tassement global du barrage, Niveau 270,75 NGA

Figure V.5 : Champs de déformations verticales, Niveau 270,75 NGA

Figure V.6 : Champs de contraintes verticales, Niveau 270,75 NGA

Figure V.7 : Tassement de la crête et de la recharge aval, niveau 270,75 NGA

Figure V.8 : Représentation du modèle géométrique du barrage, niveau 280 NGA

Figure V.9 : Discrétisation du barrage, niveau 280 NGA

Figure V.10 : Tassement global du barrage, Niveau 280 NGA

Figure V.11 : Champs de déformations verticales, Niveau 280 NGA

Figure V.12 : Champs de contraintes verticales, Niveau 280 NGA

Figure V.13 : Tassement de la crête et de la recharge aval, niveau 280 NGA

Figure V.14 : Représentation du modèle géométrique du barrage, niveau 282 NGA

Figure V.15 : Discrétisation du barrage, niveau 282 NGA

Figure V.16 : Tassement global du barrage, Niveau 282 NGA

Figure V.17 : Champs de déformations verticales, niveau 282 NGA

Figure V.18 : Champs de contraintes verticales, Niveau 282 NGA

Figure V.19 : Tassement de la crête et de la recharge aval, niveau 282 NGA

Figure V.20 : Représentation du modèle géométrique du barrage, niveau 288 NGA

Figure V.21 : Discrétisation du barrage, niveau 288 NGA

Figure V.22 : Tassement global du barrage, Niveau 288 NGA

Figure V.23 : Champs de déformations verticales, Niveau 288 NGA

Figure V.24 : Champs de contraintes verticales, Niveau 288 NGA

Figure V.25 : Tassement de la crête et de la recharge aval, niveau 288 NGA

Figure V.26 : Représentation du modèle géométrique du barrage, niveau 295 NGA

Figure V.27 : Discrétisation du barrage, niveau 295 NGA

Figure V.28 : Tassement global du barrage, Niveau 295 NGA

Figure V.29 : Champs de déformations verticales, Niveau 295 NGA

Figure V.30 : Champs de contraintes verticales, Niveau 295 NGA

Figure V.31 : Tassement de la crête, Niveau 295 NGA

Figure V.32 : Représentation du modèle géométrique du barrage, niveau 301 NGA

Figure V.33 : Discrétisation du barrage, niveau 301 NGA

Figure V.34 : Tassement global du barrage, Niveau 301 NGA

Figure V.35 : Champs de déformations verticales, Niveau 301 NGA

Figure V.36 : Champs de contraintes verticales, Niveau 301 NGA

Figure V.37 : Tassement de la crête, Niveau 301 NGA

Figure V.38 : Représentation du modèle géométrique du barrage, niveau 305 NGA

Figure V.39 : Discrétisation du barrage, niveau 305 NGA

Figure V.40 : Tassement global du barrage, Niveau 305 NGA

Figure V.41 : Champs de déformations verticales, Niveau 305 NGA

Figure V.42 : Champs de contraintes verticales, Niveau 305 NGA

Figure V.43 : Tassement de la crête, Niveau 305 NGA

Figure V.44 : Représentation du modèle géométrique du barrage, niveau 311,5 NGA

Figure V.45 : Discrétisation du barrage, niveau 311,5 NGA

Figure V.46 : Tassement global du barrage, Niveau 311,5 NGA

Figure V.47 : Champs de déformations verticales, Niveau 311,5 NGA

Figure V.48 : Champs de contraintes verticales, Niveau 311,5 NGA

Figure V.49 : Tassement de la crête, Niveau 311,5 NGA

Figure V.50 : Comparaison des tassements mesurés et calculés pendant la construction

Figure V.51 : Représentation du modèle géométrique du barrage – Profil 1

Figure V.52 : Discrétisation du barrage - Profil 1

Figure V.53 : Barrage Boughrara, Flux thermique, Niveau du plan d'eau 305 NGA - Profil 1

Figure V.54 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation
Fondation – profil 1, Niveau du plan d'eau 305 NGA

Figure V.55 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation, Noyau, Profil 1,
Niveau du plan d'eau 305 NGA

Figure V.56 : Représentation du modèle géométrique du barrage – Profil 2

Figure V.57 : Discrétisation du barrage - Profil 2

Figure V.58 : Barrage Boughrara, Flux thermique, Niveau du plan d'eau 305 NGA – Profil 2

Figure V.59 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation
Fondation (sous le noyau) – profil 2, Niveau du plan d'eau 305 NGA

Figure V.60 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation
Fondation (sous la recharge) – profil 2, Niveau du plan d'eau 305 NGA

Figure V.61 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation, Noyau, Profil 2, Niveau du plan d'eau 305 NGA

Figure V.62 : Représentation du modèle géométrique du barrage – Profil 3

Figure V.63 : Discrétisation du barrage - Profil 3

Figure V.64 : Barrage Boughrara, Flux thermique, Niveau du plan d'eau 291NGA – Profil 3

Figure V.65 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation
Fondation (sous le noyau) – profil 3, Niveau du plan d'eau 291 NGA

Figure V.66 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation
Fondation (sous la recharge) – profil 3, Niveau du plan d'eau 291 NGA

Figure V.67 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation
Noyau – Profil 3, Niveau du plan d'eau 291 NGA

Figure V.68 : Barrage Boughrara, Flux thermique, Niveau du plan d'eau 305 NGA – Profil 3

Figure V.69 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation
Fondation (sous le noyau) – profil 3, Niveau du plan d'eau 305 NGA

Figure V.70 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation
Fondation (sous la recharge) – profil 3, Niveau du plan d'eau 305 NGA

Figure V.71 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation
Noyau – Profil 3, Niveau du plan d'eau 305 NGA

Figure V.72 : Représentation du modèle géométrique du barrage – Profil 4

Figure V.73 : Discrétisation du barrage – Profil 4

Figure V.74 : Variation du flux thermique, Niveau du plan d'eau 280 NGA, Profil 4

Figure V.75 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation
Fondation (sous le noyau) – profil 4, Niveau du plan d'eau 280 NGA

Figure V.76 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation
Noyau – Profil 4, Niveau du plan d'eau 280 NGA

Figure V.77 : Barrage Boughrara, Flux thermique, Niveau du plan d'eau 291 NGA – Profil 4

Figure V.78 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation
Fondation – Profil 4, Niveau du plan d'eau 291 NGA

Figure V.79 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation
Noyau – Profil 4, Niveau du plan d'eau 291 NGA

Figure V.80 : Barrage Boughrara, Flux thermique, Niveau du plan d'eau 305 NGA, Profil 4

Figure V.81 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation
Fondation (sous la recharge) – Profil 4, Niveau du plan d'eau 305 NGA

Figure V.82 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation
Noyau – Profil 4, Niveau du plan d'eau 305 NGA

Figure V.83 : Représentation du modèle géométrique du barrage – Profil 5

Figure V.84 : Discrétisation du barrage – Profil 5

Figure V.85 : Variation du flux thermique, Niveau du plan d'eau 280 NGA, Profil 5

Figure V.86 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation
Fondations – Profil 5, niveau du plan d'eau 280 NGA

Figure V.87 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation
Noyau – Profil 5, Niveau du plan d'eau 280 NGA

Figure V.88 : Variation du flux thermique, Niveau du plan d'eau 291 NGA, Profil 5

Figure V.89 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation
Noyau – Profil 5, Niveau du plan d'eau 291 NGA

Figure V.90 : Variation du flux thermique, Niveau du plan d'eau 305 NGA, Profil 5

Figure V.91 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation
Noyau – Profil 5, Niveau du plan d'eau 305 NGA

Figure V.92 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation
Fondation (sous le noyau) – Profil 5, Niveau du plan d'eau 305 NGA

Figure V.93 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation
Fondation (sous la recharge) – Profil 5, Niveau du plan d'eau 305 NGA

ABREVIATIONS

Références bibliographiques	
ANBT	Agence Nationale des Barrages et Transferts
CEMAGREF	Unité de recherche « ouvrages hydrauliques et hydrologie »
CFBR	Comité français des barrages et réservoir
CSB	Comité suisse des barrages
CIGB	Commission International des Grands Barrages
CONDOTTE	Societa Italiana per Condotte d'Acqua
DISE	Délégation interservices de l'eau
EDF	Electricité de France
ESHA	European smal hydropower association
FIG	International Federation of Surveyors
GTPB	Comité technique permanent des barrages
IAG	International Association of Geodesy
ICOLD	International Comittie of large Dams
LPC	Laboratoire des ponts et chaussées
MDA	Ministère de l'agriculture
MEDD	Ministère de l'écologie et du développement durable
MRE	Ministère des Ressources en Eau
MWR	Ministry of water ressources
NZSOLD	The New Zealand Society an Large Dams
OFEG	Office Fédéral des eaux et de la géologie
OWRM	Office of water ressource management
PNUD	programme des nations unies pour le développement
SISGEO	Société manufacturière d'instrumentation géotechnique
Dispositif d'auscultation	
P	Profil d'auscultation
M	Pilier de planimétrie
R	Repère de nivellement
TA	Tassomètre
Prog	Progression des distances à partir de la rive du barrage
PB	Piézomètre aval

PO	Piézomètre ouvert – corps du barrage
CP	Cellule de pression
CPI	Cellule de pression interstitielle
Z_{pose}	Côte de pose de l'instrument d'auscultation
PI	Cellule de pression interstitielle
L	Longueur calculée de la corde de l'extensomètre
L_0	Longueur initiale de la corde de l'extensomètre
F	Fréquence mesurée de la corde de l'extensomètre
F_0	Fréquence initiale de la corde de l'extensomètre
GD	Galerie de dérivation
CPI	Cellule de pression interstitielle
CPT	Cellule de pression totale
EC	Évacuateur de crue
DG	Drain installé au niveau de la galerie
Annotations	
U	Pression interstitielle
H	Charge d'eau
Q	Débit de crue
S	Tassement
γ_h	Poids volumique humide
ϵ	Déformation
h	Hauteur de remblai
γ_{sat}	Poids volumique saturé
C'	Cohésion drainée
ϕ'	Angle de frottement interne drainé
k_h	Perméabilité horizontale
μ	viscosité du fluide
K	perméabilité du milieu poreux
Δp	Gradient de pression
V	Vitesse d'écoulement
ϕ	Flux de chaleur
T	Température
λ	Conductivité thermique

ΔT	Gradient de température
R	Coefficient de corrélation
GPS	Système de positionnement global par satellites
RN	Côte retenue normale
PHE	Côte des plus hautes eaux
E	Module de déformation
X, Y	Coordonnées Lambert
DEG	Dispositif d'étanchéité par géomembrane
MEF	Méthode des éléments finis
DAO	Dessin assisté par ordinateur

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.

Quel que soit le type de barrage et qu'il soit en projet, en construction ou en exploitation, un problème permanent est posé : celui de sa sécurité. Ce thème est sous-jacent à toutes les démarches, plus aujourd'hui que jamais. Il stimule les développements les plus spéculatifs, il passionne les staticiens, il motive les règlements et les cahiers des charges.

Il est bien évident que dans ce contexte il n'existe pas une appréciation unique de ce qu'est en réalité la sécurité d'un barrage. Les concepts sont divers et parfois divergents. Il est donc intéressant d'essayer d'approfondir d'une façon aussi objective que possible la notion de sécurité pour les barrages.

Les difficultés apparaissent très importantes : absence de méthodologie, données variées et dynamiques, mécanismes de vieillissement complexes et multiples, imprécision et incomplétude des informations...etc.

Aussi, le comportement d'un aménagement de barrages n'est pas uniquement lié à la réussite de ses études et de sa réalisation, mais également à l'efficacité de son exploitation et auscultation.

La surveillance des barrages vise principalement à suivre les évolutions du comportement du barrage et permet de décider de la nature et de l'urgence des interventions de maintenance ou de réparation. Elle doit permettre de comparer le comportement de l'ouvrage par rapport aux prévisions du projet, que ce soit pour vérifier certaines hypothèses de calcul, pour valider les résultats de ces calculs ou pour vérifier la pertinence de tel ou tel choix technique. La surveillance doit permettre de garantir la détection rapide et précise de tout comportement anormal du barrage et de ses fondations, de tous dégâts particuliers et de conditions exceptionnelles

dans les environs. De cette façon, il sera alors possible, en cas de besoin, de prendre à temps toute mesure utile pour parer à un danger éventuel.

Le présent travail de recherche s'intègre étroitement dans cette thématique, en visant principalement, l'analyse du comportement des aménagements de barrages pendant la phase de réalisation des remblais et pendant leur exploitation.

La recherche proprement dite doit impérativement être précédée, à l'amont, par une contribution bibliographique ciblant le contrôle de la sécurité des barrages. Ce contrôle consiste à détecter et à maîtriser les mécanismes de dégradation pouvant entraîner la rupture de l'ouvrage si aucune action n'est entreprise (maintenance, confortement, vidange d'urgenceetc). Ces dégradations sont provoquées par un ensemble de processus dynamiques plus ou moins dépendants tels que le colmatage, l'érosion interne ou le glissement, retrait fluageetc, qui ont des origines diverses et souvent multiples.

Toutefois, à l'heure actuelle, la cinétique des phénomènes affectant les barrages est encore, de manière générale, mal connue. Ceci pose un problème conséquent pour la prédiction du comportement du barrage, et en particulier de sa sécurité, à différents pas de temps.

La contribution bibliographique ne peut en aucun cas être exhaustive, mais elle doit permettre de disposer d'une collection plus ou moins complète de mécanismes de vieillissement des barrages.

Une meilleure connaissance et modélisation de ces phénomènes est nécessaire afin, d'une part, de mieux évaluer les dégradations dans ces ouvrages, et d'autre part, de prédire l'évolution de leur vieillissement.

Un expert qui a étudié de manière approfondie de nombreux cas, est capable d'analyser un ensemble de données provenant de modèles mécaniques, données d'auscultation, observations visuelles, données de conception ou de réalisation, de comprendre le comportement d'un nouvel ouvrage et d'établir un diagnostic grâce à ses connaissances heuristiques.

Dans le cadre de l'auscultation des barrages, la connaissance approfondie des paramètres à mesurer, et des instruments de mesure y afférents, est également d'une importance capitale.

La méthodologie relative à l'analyse du comportement des barrages, en utilisant et interprétant les mesures d'auscultation disponibles, a été appliquée au barrage de Boughrara situé dans la wilaya de Tlemcen, au nord-ouest de l'Algérie. Cette analyse a englobé deux phases du cycle de vie du barrage en l'occurrence la phase de réalisation et la phase d'exploitation.

Cette méthodologie s'est basée essentiellement sur le dépouillement des mesures d'auscultation, l'analyse des paramètres liés aux déformations verticales, à la piézométrie, aux pressions interstitielles, aux contraintes totales et aux débits de fuite et de drainage.

Outre l'analyse de ces paramètres et la recherche des différentes corrélations mutuelles, une analyse spatiale des tassements, dans diverses zones du barrage (noyau, recharges et fondations) a été engagée et a permis l'évaluation globale de ces déformations pendant la réalisation des remblais du barrage. Cette étude a concerné la totalité des couches de remblais situées entre anneaux de mesure et pour toute la durée d'auscultation du barrage, soit 12 années de mesures. L'analyse a été menée en considérant les variations des déformations en fonction des hauteurs des couches, en recherchant les lois d'ajustement de ces variations et en intégrant, spatialement, les déformations.

L'influence de la cinétique des remblais, en phase de réalisation, sur les déformations du barrage a constitué également une préoccupation au niveau de la présente recherche.

Dans le cadre de l'analyse du comportement du barrage, la contribution essentielle s'est articulée autour de l'évaluation des modules de déformation des matériaux constituant le corps du barrage et ses fondations par l'utilisation des mesures d'auscultation. En effet, ces évaluations ont été guidées par le calcul des déformations des différentes couches, le calcul répété des contraintes, la recherche des lois d'ajustement relatives à la variation des déformations en fonction des contraintes et l'intégration spatiale de ces déformations.

En plus du comportement mécanique du barrage, son comportement hydraulique a été placé au cœur des préoccupations. Cette analyse a concerné l'évolution du plan d'eau, la piézométrie dans différentes zones, les pressions interstitielles et totales et les débits de fuite et de drainage. L'étude menée a été orientée vers la vérification des critères de validation du comportement hydraulique, notamment le rapport réglementé entre pressions interstitielles et hauteurs des remblais.

En dernier lieu et tenant compte du but essentiel de la surveillance des barrages qui est la recherche à positionner les nouvelles mesures recueillies par les instruments par rapport à une « plage de normalité », une modélisation du barrage a été élaborée par l'intermédiaire du code de calcul ANSYS. Cette plage de normalité s'articule autour de la modélisation dont les résultats aboutiront à définir la référence liée au comportement de l'ouvrage grâce à la comparaison de ses résultats par rapport aux mesures d'auscultation.

CHAPITRE I

MECANISMES DE VIEILLISSEMENT DES BARRAGES

I. Introduction

Le terme vieillissement désigne toute dégradation du remblai ou des ouvrages annexes en fonction du climat, des conditions d'exploitation, d'événements particuliers ou d'un défaut introduit dès le stade de la conception, de la construction ou l'exploitation et qui tend à diminuer l'aptitude de l'ouvrage à bien remplir sa fonction ou sa sécurité.

En effet, les processus de vieillissement peuvent à la longue altérer les fonctions essentielles que sont la stabilité et l'étanchéité, mais également influencer sur les conditions d'exploitation. Les causes possibles de ce vieillissement sont multiples, physiques, chimiques ou biologiques. Il importe d'identifier au plus tôt ces processus de vieillissement et de diagnostiquer leur niveau de gravité et de nocivité.

Le mécanisme de vieillissement est assimilable à un ensemble de processus dynamiques tels que le colmatage, l'érosion interne, le glissement qui sont plus ou moins dépendants et agissent sur la performance et la sécurité des barrages.

Toutefois, à l'heure actuelle, la cinétique des phénomènes affectant les barrages est encore, de manière générale, mal connue. Ceci pose un problème conséquent pour la prédiction du comportement du barrage, et en particulier de sa sécurité, à différents pas de temps.

Elle revêt un caractère essentiel, la rupture de ces ouvrages étant susceptible d'entraîner des conséquences économiques et humaines dramatiques. Le contrôle de la sécurité consiste à détecter et à maîtriser les mécanismes de dégradation pouvant entraîner la rupture de l'ouvrage si aucune action n'est entreprise (maintenance, confortement, vidange d'urgenceetc). A l'heure actuelle, la sécurité des barrages est évaluée au travers d'expertises menées sur les ouvrages par des experts. Celles-ci ont pour but d'analyser le comportement du barrage et de proposer des actions correctives visant à maintenir les barrages en état, c'est-à-dire à limiter les mécanismes de dégradation et à éviter les ruptures. En effet, tout au long de sa vie, le barrage peut subir de multiples désordres susceptibles de le fragiliser : défauts de conception, érosion interne des sols, colmatage des filtres et drains, fissuration des bétons, séisme, crue exceptionnelle, etc..... .

Un expert qui a étudié de manière approfondie de nombreux cas, est capable d'analyser un ensemble de données provenant de modèles mécaniques, données d'auscultation, observations visuelles , données de conception ou de réalisation, de

comprendre le comportement d'un nouvel ouvrage et d'établir un diagnostic grâce à ses connaissances heuristiques.

Les mécanismes de vieillissement des remblais et des fondations meubles sont essentiellement liés à des mécanismes d'infiltrations et d'érosion (processus hydraulique) ou de stabilité mécanique mais aussi à des processus chimiques dans le cas de remblai construit sur des fondations rocheuses. Les principales disciplines concernées sont la mécanique et l'hydraulique des sols .

Pour chacune de ces deux catégories, nous distinguons les mécanismes s'opérant dans le corps du barrage de ceux s'opérant dans la fondation

II. Barrages en remblai - Conteste sécuritaire

II.1. Généralités

Les barrages en remblai comptent parmi les ouvrages de génie civil les plus anciens. On retrouve des traces d'ouvrages vieux de plus de 2 000 ans notamment en Asie. Actuellement, ce type d'ouvrage représente un important pourcentage des barrages construits dans le monde. Son évolution a fortement été dépendante de l'expérience acquise, du perfectionnement des moyens de mise en œuvre des matériaux, ainsi que du développement de la mécanique des sols et des moyens d'analyse. Actuellement, le plus haut barrage en remblai construit est celui de Nurek (300 m) situé à Tadjikistan (Schleiss et Pougatsch, 2011).

Les barrages en remblai sont des ouvrages souples, construits le plus souvent sur des sols meubles, mais qui peuvent l'être également sur des fondations rocheuses (Degoutte, 1997).

La stabilité propre du barrage est assurée par le poids du massif en terre. En général, ces barrages présentent des répartitions de charge qui les rendent compatibles avec les supports médiocres. Par ailleurs, leur souplesse permet une adaptation aux déformations et tassements des supports. Par contre, les volumes à mettre en œuvre deviennent rapidement très importants (Fell et al, 1992).

A l'échelle mondiale, les barrages en remblai sont les plus courants, en partie en raison de leurs caractéristiques :

- Adaptation à un large éventail de conditions de fondation,

- Utilisation de matériaux naturels, qui peuvent souvent être trouvés au niveau local, limitant les besoins de longs transports,
- Processus de construction pouvant être continu et hautement mécanisé,
- Conception extrêmement flexible quant aux choix de matériaux de remplissage.

Les inconvénients des barrages en remblai sont dus au fait qu'ils sont sensibles au déversement et aux fuites, ainsi qu'à l'érosion dans le corps du barrage et de sa fondation. Le taux de défaillance des barrages en remblai est supérieur à celui des barrages en béton (ESHA, 2005).

On distingue trois grands types de barrages en remblai :

- Type1 : les barrages homogènes en terre, constitués de matériaux étanches,
- Type2 : les barrages à zones avec massif amont ou noyau central assurant l'étanchéité,
- Type3 : les barrages en matériaux perméables munis d'un dispositif d'étanchéité artificielle (CFGB, 1997a).

Les barrages en remblai sont équipés de déversoirs dimensionnés pour des crues rares, entre millénales et décennales si la sécurité publique est en jeu. Ils disposent de drains destinés à maîtriser les inévitables écoulements internes de l'eau. Ces drains peuvent se colmater par érosion interne, et sont eux-mêmes protégés par des filtres. La conception et la réalisation des drains et des filtres doivent être particulièrement soignées. Signalons en particulier qu'un défaut très localisé dans un filtre suffit à mettre en péril tout l'ouvrage.

La conception de ces organes essentiels pour la sécurité est délicate, et la surveillance du chantier nécessite une forte expérience (Christian Kert, 2008).

II.2. Critères fondamentaux de conception

Tout barrage, qu'il soit en terre ou en enrochement, doit offrir, les meilleures garanties de sécurité et de stabilité, aussi bien lors de la construction que pendant la vie utile de la retenue. A cette fin, il faut que les critères de sécurité suivants soient dûment pris en compte tant au cours de l'étude qu'au cours de la réalisation :

- Le corps du barrage doit être pourvu de dispositifs d'évacuation des crues correctement dimensionnés, de façon à éviter des débordements incontrôlables,

- Les pentes des talus du remblai doivent être stables tant au cours de la construction qu'au cours de l'exploitation en conditions extrêmes (vidange rapide, etc.),
- Le barrage ne doit pas transmettre aux fondations des efforts excessifs,
- Le phénomène d'infiltration dans le corps du barrage et dans les fondations doit être strictement contrôlé, afin de garantir la stabilité de l'ouvrage et de réduire les fuites,
- Le mouvement des vagues pouvant survenir dans la retenue ne doit donner lieu à aucun débordement ni aucune érosion du parement,
- La réalisation d'un barrage dans une zone sujette aux séismes nécessite une étude de stabilité préalable qui tienne compte de ce phénomène (PNUD, 1987).

La stabilité de la digue doit être vérifiée à différents stades de son histoire :

- Pendant sa construction et en fin de construction,
- Lorsque l'eau dans la retenue est à son niveau maximum et qu'un écoulement permanent s'est établi à travers l'ouvrage, c'est-à-dire dans les conditions normales d'exploitation,
- Lorsque l'on abaisse rapidement le niveau de l'eau dans la retenue (vidange rapide (Josseaume, 1968)).

II.3. Principales causes des ruptures des barrages en remblai

La rupture d'un barrage en remblai peut être causée par l'érosion interne des sols fins constituant le noyau, par l'érosion des sols sous la fondation ou sous les appuis, par des problèmes de stabilité résultant de trop fortes pressions interstitielles, d'écoulement avec des gardiens trop élevés ou critiques. Une des causes moins commune de rupture est l'augmentation importante des pressions interstitielles pendant un tremblement de terre, ce qui peut provoquer une liquéfaction des sols de fondation au même des sols composant le corps des barrages en remblai. La présence de failles tectoniques actives dans la région où est situé le barrage peut être une source de déformations trop importantes du barrage et de sa fondation et peut, par conséquent, provoquer une instabilité de la structure (CFGB, 2004).

II.4. Statistiques des accidents et mode de rupture des barrages en remblai

La sécurité d'un barrage en terre ne dépend que fort peu de la résistance au glissement. La statistique de Middlebrooks a établi, sur 200 barrages en terre ayant subis des désordres assez graves pour entraîner leur mise hors service, que 15% des cas seulement correspondaient à une instabilité de talus, c'est-à-dire relevaient d'un coefficient de sécurité aux glissements insuffisant.

Les autres cas, représentant la quasi-totalité des accidents, ne se calculent pas :

- Déversement (submersion) 30%.
- Infiltration et renard (érosion interne) 25%.
- Conduites sous remblai : 13%
- Revêtements et vagues : 5%
- Divers : 7%
- Inconnu : 5%

La première ligne de cette énumération (submersion) relève du dimensionnement de l'évacuateur, du choix du déversoir (déversoir libre ou vanné), des dispositifs de manœuvre et consignes d'exploitation.

La ligne suivante (érosion interne, et les moyens de s'en protéger) relève de la subtile alchimie d'une conception sûre et d'une architecture interne élaborée dans un barrage en terre (Goguel et al, 2002).

Il est possible d'avoir une idée précise de l'importance relative de chaque mode de rupture, en se référant aux statistiques de rupture des grands barrages (Foster et al, 2000). Le tableau I.1 montre que l'érosion externe et l'érosion interne sont les dangers les plus forts, loin devant les problèmes de stabilité au glissement.

Tableau I.1 : Répartition des ruptures de barrages par type (Foster et al, 2000)

Mode de rupture des barrages	Erosion externe	Erosion interne	Instabilité au glissement (y compris liquéfaction et poinçonnement)
% de ruptures dans le monde	48%	46%	6%

En France, Cemagref a réalisé une étude sur 220 barrages de 12 à 85 m de hauteur (entre 1995 et 1996), il s'agissait d'analyser les ouvrages intéressant la sécurité publique. Les mécanismes de dégradation, en pourcentage, sont résumés ci-dessous (Royet, 1995) :

- 35% : Fissuration des remblais
- 19% : Ravinement des remblais
- 64% : Effets de battillage
- 09% : Tassements excessifs des remblais
- 27% : Percolation incontrôlées
- 8% : Glissement des talus

En outre, Les accidents graves survenus entre 1960 et 1995 sur les barrages en remblai étudiés donnent les chiffres ci-après :

- 1% de ruptures par tassement différentiel,
- 8% de ruptures par glissement des talus dont 2% ont été très graves,
- 2% de ruptures par érosion interne (Royet, 1995).

III. Mécanismes de vieillissement des fondations

III.1. MANIFESTATIONS

Tout d'abord, il faut souligner que les fondations constituent un élément essentiel, car elles servent d'assises aux ouvrages. Elles doivent, d'une part, être capables de reprendre les forces transmises par le barrage et d'autre part, servir de barrière à l'eau sur les flancs et en profondeur (Schleiss et Pougatsch, 2011).

Toutes les charges appliquées à un barrage, y compris le poids propre de celui-ci sont transmises à la fondation. Le mécanisme de ce transfert, de même que la répartition des efforts, varient selon la forme et la raideur du barrage ainsi que selon, la résistance mécanique et la déformabilité des matériaux de fondation. Celles-ci peuvent être influencées par la présence des écoulements souterrains provenant de la retenue, ou par l'introduction de phénomènes dynamiques liés aux séismes (Djemili, 2006).

Les caractéristiques des fondations dépendent des qualités physico- mécaniques d'appui, de la stratigraphie du terrain, de la présence éventuelle de fractures, d'inclusion d'argile entre les couches de la roche.

La sécurité de l'ouvrage est essentiellement fonction des bonnes caractéristiques des fondations (la plupart des accidents graves sont dus à une défaillance des fondations). De plus, une bonne connaissance préalable de la nature des terrains de fondation aura des effets positifs sur l'économie du projet puisqu'il sera possible de réduire les terrassements et les imprévus qui sont toujours à l'origine de retards, de complication, de surcharges économiques (PNUD, 1987).

La fracturation a plus d'importance. Les fissures, les joints de stratification ou de schistosité, les zones broyées accompagnant les failles, peuvent en effet former des surfaces de glissement préférentielles suivant leur position dans les appuis et en fondation, notamment s'ils sont garnis de matériaux argileux provenant de l'altération de la roche (GTPB, 1974).

C'est une vérité de dire qu'un barrage ne peut être plus résistant que sa fondation. Pour cette raison, l'utilisation de critères de projet et de méthodes de calcul très élaborés et très détaillés pour analyser le comportement du barrage proprement dit n'est justifiée que dans le cas où la fondation est introduite dans les calculs comme une partie intégrante de la structure ou comme une extension de l'ouvrage. Ainsi il convient de reproduire la fondation avec le même niveau d'élaboration ou de détail que le barrage, et les critères adoptés doivent traduire les incertitudes dans la connaissance des conditions réelles (Djemili, 2006).

III .2. Dégradation de la fondation

Le mécanisme de dégradation de la fondation (fondation meuble) résulte de la modification des caractéristiques des matériaux meubles, telles que la diminution des paramètres de résistance ou l'augmentation de la perméabilité. Il est susceptible

d'entraîner, d'une part la perte de résistance au cisaillement de la fondation et d'autre part des processus d'érosion interne de la fondation.

La dégradation des matériaux peut résulter de différents processus physiques ou chimiques : hydratation, dispersion, gonflement, dissolution qui sont tous liés à l'infiltration d'eau dans la fondation (Peyras, 2002).

III.3. DISSOLUTION ET EROSION

Le mécanisme de dissolution et érosion des fondations d'un barrage met en jeu, à l'origine, des réactions chimiques entre les composants de la fondation et les eaux d'infiltration. Ces attaques chimiques se traduisent par la dissolution de la masse rocheuse elle-même, des matériaux de remplissage des discontinuités et des joints ou des rideaux d'injection et des coulis de traitement de sol. Ensuite, la circulation d'eau au sein de la fondation conduit au transport des particules dissoutes qui peut provoquer l'érosion des matériaux et leur entraînement vers l'aval (Peyras, 2001).

La réaction de dissolution est principalement influencée par les caractéristiques chimiques des eaux d'infiltration provenant de la retenue. A ce titre, des eaux pures ou très faiblement minéralisées, telles qu'on les rencontre dans les retenues en zone de montagne, sont particulièrement agressives. Egalement, les caractéristiques de la fondation (type roche, qualité des coulis d'injection, etc.) déterminent sa capacité à résister aux réactions chimiques produites par les eaux d'infiltration.

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

Le processus de dissolution peut être détecté et suivi par l'analyse de l'évolution de la teneur en sels dissous dans les eaux de fuite et par la comparaison avec les concentrations naturelles des eaux de la retenue. La mise en place de dispositif de décantation à l'exutoire des réseaux de drainage permet de détecter la présence de particules solides entraînées et de rendre compte du processus d'érosion. Enfin, le mécanisme de dissolution et érosion des fondations se manifeste par une augmentation des débits de fuites et de la piézométrie (Peyras, 2002).

Les karsts, vides ou remplis de matériaux meubles, constituent des défis particuliers qu'il faut savoir pressentir et détecter à temps. Les matériaux solubles aussi (gypse). (CFGB, 1997b).

III.4. Dégradation des rideaux d'injection et des réseaux de drainage

III.4.1. Importance des rideaux d'injection et des rideaux de drainage

Les infiltrations dans le sol de fondation peuvent provoquer des fuites importantes mais aussi des dégradations par entraînement des matériaux (phénomène de renard). Le plus souvent, on dispose un écran d'étanchéité (injections, palplanches, paroi moulée...) en zone amont ou dans le prolongement de la zone d'étanchéité (barrage en enrochement ou à noyau). En arrière de cet écran, on place une zone de drainage permettant d'évacuer les surpressions et les infiltrations éventuelles (Lombardi, 2007)

L'injection des milieux granulaires est une technique de traitement des sols utilisée dans le domaine du génie civil pour améliorer les caractéristiques mécaniques en vue de l'implantation d'ouvrages de génie civil (barrages, tunnels, ouvrages d'art, etc.) (Maalej, 2007).

Le principe des injections d'imperméabilisation est de diminuer la percolation de l'eau à travers la fondation du barrage, réduisant les pertes par infiltration et diminuant les risques d'érosion interne de la fondation (Brito et al, 2009).

Les Injections ont pour but d'étancher ou de consolider des corps solides, poreux et perméables, tels que des roches fissurées, sables et graviers, maçonnerie défectueuses etc. (Stuky, 1975).

L'effet principal de l'injection est un gain de cohésion sans modification significative de l'angle de frottement. On observe que la cohésion est proportionnelle à la fraction volumique de ciment réalisée dans le matériau injecté.

Le procédé consiste à faire pénétrer, à partir d'un forage, un coulis de ciment sous pression dans l'espace poreux du milieu granulaire à traiter. Le durcissement de ce dernier suite à sa prise s'accompagne d'une augmentation de la raideur et de la résistance (Maalej, 2007).

On remplit les vides avec un produit liquide qui se solidifie plus ou moins avec le temps. On recherche une solidification plus poussée pour la consolidation que pour

l'étanchement. Le liquide, ou coulis, est envoyé sous pression dans des forages qui traversent les vides à injecter (Stuky, 1975).

Le voile est constitué de multiples forages situés dans un même plan. Ces forages ne sont pas nécessairement parallèles afin d'ajuster leur orientation en fonction de la présence d'une galerie ou pour recouper au mieux certains plans de faiblesse à injecter. On peut aussi concevoir des voiles multilinéaires.

La profondeur du voile est commandée par la nature, l'épaisseur et la perméabilité des terrains sous le barrage. Le voile descend jusqu'au très bon rocher si celui-ci est à une profondeur raisonnable (Turkmen, 2002).

On procède habituellement à des forages et injections en plusieurs phases avec des forages primaires entre lesquels sont réalisés des forages secondaires et, si nécessaires tertiaires avec des forages de contrôle.

Les produits d'injection sont identiques à ceux qui sont utilisés en traitement de surface. Il s'agit de coulis de ciment stabilisés, de gels de silicate, de résines.... (Le Delliou, 2007).

La direction, l'inclinaison et le développement des forages d'injection et de drainage sont en partie conditionnés par les impératifs de chantier, mais également par la nécessité de recouper le maximum de fissures (MDA, 1974).

L'implantation de l'écran d'étanchéité dépend très étroitement du type de barrage. Naturellement, la mise en place d'un organe d'étanchéité va de pair avec une réflexion concernant le drainage aval. Inversement, on peut aussi compléter l'étanchéité en fondation en réalisant un tapis étanche en fond de retenue à l'amont immédiat du barrage qui a pour but de prolonger les chemins de percolation. Il faut alors étancher le joint entre le tapis et le barrage (CFGB, 2001).

Les forages réalisés pour injection du coulis ont pour but essentiel d'intercepter les fissures existantes dans la fondation et de recouper toutes les discontinuités tant dans les réseaux d'imperméabilisation que dans la consolidation et de façon à pouvoir colmater toutes les voies d'eau avec du coulis (Bouri et Al, 2000).

III.4.2. Vieillessement des rideaux d'injection

Le vieillissement des rideaux d'injections résulte le plus souvent d'un défaut de conception, en particulier d'une mauvaise adéquation entre les matériaux injectés et

l'agressivité des eaux, cela conduit alors à la dissolution du coulis d'injection par réaction chimique. Pour limiter ce processus, on améliore la résistance des coulis de ciment par des additifs minéraux appropriés au contexte tels que la bentonite, les cendres volantes, les pouzzolanes, etc. Il est parfois nécessaire de recourir à des résines acryliques ou de silicates. La dégradation des rideaux d'injections peut être également due à une réalisation inadaptée : pression d'injection, volume injecté, densité des injections, profondeur...etc. Cela conduit alors à des percolations à travers la zone de la fondation traitée (entraînant alors des mécanismes de dissolution et d'érosion) ou au contournement du rideau d'injection en profondeur ou en rive.

III.4.3. Vieillissement des réseaux de drainage

Quand au vieillissement des réseaux de drainage, il résulte d'un dispositif inadapté ou mal exécuté (densité de forages, profondeur et diamètre des drains, exutoire, etc..) ou du colmatage des drains par dépôt des produits de la dissolution ou de l'érosion des fondations (Rolley, 1989).

III.4.4. Signes de la dégradation des rideaux d'injection et des réseaux de drainage

Le mécanisme de vieillissement des rideaux d'injection et des rideaux de drainage peut être détecté par une augmentation de la piézométrie dans la fondation, liée aux percolations dans la partie aval du rideau d'injection ou du réseau de drainage. En outre, le vieillissement du voile d'injection va se traduire par une augmentation des débits de drainage, le vieillissement des réseaux de drainage par leur diminution (Peyras, 2002).

III.5. Déformation de la fondation

Ce mécanisme de déformation de la fondation concerne essentiellement les fondations meubles, mais peut également affecter le rocher de mauvaise qualité. Les fondations composées de matériaux fins, tels que des argiles, ou des fondations formées de couches alternées de matériaux fins et de matériaux grenus (alternance de couches de sable et d'argile) y sont particulièrement sensibles. Il débute dès la phase de construction de l'ouvrage (Lautrin, 1990).

Le mécanisme physique en jeu est la consolidation et le tassement de la fondation sous l'effet du poids du remblai. Les fondations composées de sols grossiers (alluvions) sont peu sensibles à ce mécanisme. En effet, la compressibilité du sol

n'est due qu'à la compression du squelette solide et le tassement du sol est rapide avec l'application de la charge et est indépendant de la teneur en eau car les matériaux sont facilement auto- drainants.

En revanche, pour les fondations composées de sols fins, l'application de la charge sur la fondation est, dans un premier temps, reportée totalement sur l'eau interstitielle car la compressibilité de l'eau est largement inférieure à celle de l'assemblage des grains. La première phase du mécanisme correspond à la dissipation de la surpression interstitielle et à l'augmentation en parallèle de la contrainte effective : c'est la consolidation. Une fois la surpression interstitielle dissipée, le squelette solide du sol continue à se resserrer : c'est la consolidation secondaire. Ces phases sont d'autant plus lentes que le sol est imperméable (Schlosser, 1989).

La première conséquence de la déformation générale de la fondation est l'affaissement de la crête du barrage, et donc la diminution de la revanche. En outre, les structures rigides au contact du remblai, tels que la galerie de visite, la conduite de vidange ou l'évacuateur de crues, peuvent connaître des désordres importants.

Par ailleurs, les déformations consécutives à la consolidation et au tassement de la fondation se produisent de façon hétérogène, entraînant des tassements différentiels du remblai. Ce type de mécanisme est dangereux car il peut provoquer la fracturation du remblai. Les fissures consécutives peuvent entraîner des glissements de talus mais constituent surtout des lignes d'écoulement préférentiel à partir de la fondation ou de la retenue. Les fuites qu'en résultent sont alors susceptibles de produire des mécanismes d'érosion régressive le long des lignes de fracturation (Lautrin, 2003).

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) (Durand et al ,1999).

Les tassements du sol support sont d'autant plus nuisibles qu'ils se produisent tardivement (après la réalisation), et de manière différentielle (les tassements sont plus importants au centre).

Ces tassements peuvent provoquer des fissurations importantes de l'ouvrage. Elles peuvent être traitées par les méthodes usuelles de consolidation, ou en adaptant la vitesse de construction au temps de dissipation des tassements (Vanicek et al, 2008).

III.6. Perte de résistance, augmentation des sous-pressions et modification de contraintes

La perte de résistance, l'augmentation des sous pressions et la modification de l'état de contraintes sont des phénomènes entraînant la diminution de la résistance au cisaillement de la fondation et pouvant conduire à sa rupture par cisaillement. Ils apparaissent généralement de façon combinée.

III.6.1. Perte de résistance

La perte de résistance concerne les fondations meubles. Elle survient généralement à la suite de déformation excessives ou de la saturation des matériaux cohésifs qui la constituent, selon les processus physiques suivants (ICOLD, 1989) :

- La résistance au cisaillement des argiles est plus élevée à l'état non saturé qu'à l'état saturé ainsi, une argile saturée voit sa cohésion diminuer et ce d'autant plus que son indice de plasticité est élevé,
- Dans les sols argileux lorsque la déformation dépasse la déformation de résistance maximum, la résistance est alors réduite à la résistance résiduelle.

III.6.2. Augmentation des sous-pressions

Les sous-pressions dans la fondation augmentent lorsque l'exutoire normal des percolations vient à s'obstruer ou lorsque le débit de fuite excède la capacité locale de drainage. Plusieurs scénarios impliquant l'augmentation des sous pressions peuvent intervenir :

- Une fondation rocheuse au contact du remblai ou sur les strates de surface peut présenter des fissures ouvertes ou des joints remplis de matériaux érodables (silt ou sable). Sous la charge de la retenue l'eau pénètre dans les joints et fissures, progressant vers l'aval et provoquant des sous-pressions. Eventuellement, les eaux d'infiltration trouvent un passage jusqu'à l'aval de l'ouvrage où une fuite apparaît (ICOLD, 1993b).

- Les eaux d'infiltration dans une fondation meuble peuvent entraîner des fines qui, en l'absence de dispositif de filtres, sont susceptibles de colmater progressivement les drains.

III.6.3. Modification de l'état de contraintes

Les modifications des états de contraintes sont liées aux mécanismes suivants :

- Pour les barrages construits sur des fondations meubles, l'abaissement de la nappe sous le remblai augmente les contraintes effectives, ce qui peut provoquer des tassements importants,
- Pour les barrages fondés sur le rocher, les variations périodiques des charges hydrostatiques provoquent des contraintes de cisaillement cycliques qui peuvent provoquer, par fatigue l'ouverture de joints (ICOLD, 1993b),
- Le remplissage de la retenue provoque une augmentation des pressions interstitielles dans la fondation, donc une diminution des contraintes effectives pouvant conduire à la vidange rapide (Peyras, 2001).

III.7. Erosion interne des fondations

L'érosion interne est l'une des principales causes de rupture d'ouvrages hydrauliques. Dans ce contexte, on relève à travers l'histoire des barrages des accidents qui témoignent de la violence dévastatrice de l'eau. La seconde moitié du dix-neuvième et le vingtième siècle ont été jalonnés de divers cas de ruptures de barrages catastrophiques (Foster et al, 2000). Entre 1970 et 1997, (Fry et al, 1997) ont recensé en France 71 manifestations d'érosion interne dont 23 cas de renard hydraulique et 48 cas de suffusion.

Les phénomènes d'érosion interne ont provoqué quelques accidents majeurs dont la rupture célèbre du barrage de Téton le 5 juin 1976, à savoir renard dans le massif de fondation.

Le terme générique d'érosion interne couvre un grand nombre de mécanismes de détériorations du barrage ou de sa fondation qui trouvent leur origine dans l'entraînement des grains constituant un sol sous l'action des forces générées par l'écoulement (Le Delliou, 2007).

L'érosion interne est un mécanisme majeur des instabilités constatées sur les ouvrages en terre de retenue d'eau. Ce mécanisme comporte deux processus principaux : l'arrachement des particules et leur déplacement. Son développement

progressif dans le temps et dans l'espace, sa non-homogénéité due à l'hétérogénéité des sols naturels rend ce phénomène complexe et difficile à mettre en évidence et à interpréter (Monnet, 1998) et (Skempton, 1994). Le processus d'arrachement des particules se manifeste au niveau de la structure sous la forme d'érosion régressive, de débouillage ou de bouillonnement, le phénomène de transport agit lui par développement du phénomène de renard ou de suffusion (Alem et al, 2006).

L'érosion interne ne se développe que si deux conditions nécessaires sont réunies : l'arrachement des particules et leur transport (Blais, 2005).

D'après le (CFGB, 1997c), il existe plusieurs modes d'arrachement des particules :

- **L'entraînement** est le détachement des particules à partir d'une certaine valeur de cisaillement engendrée par l'écoulement ;

- **L'érosion régressive** correspond à l'arrachement des particules sous l'effet de la poussée de l'écoulement percolant à travers le matériau. Lorsque le gradient hydraulique local est important, les forces d'écoulement peuvent arracher les grains du sol près de la surface où la résistance du sol est minimale. L'entraînement des grains de sol près de la surface autorise celui des grains situés un peu plus loin, d'autant que, la longueur de percolation diminuant, le gradient hydraulique augmente. Il ya donc ainsi progressivement création d'un conduit depuis l'aval. Le phénomène se propage de l'aval vers l'amont (Curt, 2012).

- **La bouillonnement** : sous l'action de la pression d'eau augmentant jusqu'à annuler la contrainte effective, les grains de sol « flottent », ce phénomène peut se produire au pied aval d'un barrage par un écoulement dans la fondation (Monnet, 1998),

- **La dissolution** est la disparition d'une partie des constituants des particules sous une action chimique ou thermique et la défloculation est un phénomène physico-chimique qui tend à diminuer la taille des agglomérats de particules argileuses (ICOLD, 1990).

- **Le débouillage** est le nettoyage d'une fissure remplie de matériaux terreux (fondations rocheuses).

La nature du transport conduit à distinguer deux catégories d'érosion interne : le renard hydraulique et la suffusion.

Dans le mécanisme de renard hydraulique, le transport est concentré dans un conduit ou un cheminement préférentiel (Le Delliou, 2007).

Le renard hydraulique (piping) qui intervient en stade avancé de l'érosion interne. Il est associé à un écoulement régressif de départ des particules qui commence à l'aval et se propage à l'amont en provoquant la formation d'une cavité au sein du sol. Ce phénomène est difficile à détecter car il est bref, ce qui ne permet qu'un très court temps pour agir contre lui (Yakhlef et al, 2009).

Le renard représente la formation d'un cheminement préférentiel d'écoulement, le long duquel sont groupés un certain nombre de points faibles, où des courants de filtration commencent à se concentrer. Des particules sont expulsées du milieu, et le volume solide total du milieu décroît. Ce phénomène évolue très rapidement jusqu'à la formation d'un conduit continu (Ayadat et al, 1998)

Dans le mécanisme de suffusion, le transport est diffus au sein du remblai (ou de fondation) ou à l'interface de deux matériaux, et les vitesses d'écoulement sont initialement faibles.

La suffusion qui résulte d'une redistribution interne des particules fines contenues initialement dans le sol massif. La distribution granulométrique des particules du sol ne change pas, mais l'homogénéité des sols n'est plus la même et la perméabilité diminue dans certaines régions, là où les particules fines s'attachent. Cette redistribution des particules provoque des pressions élevées, localisées en aval de l'écoulement, qui peuvent conduire au départ des particules de plus grand diamètre. De manière générale, l'évolution de ce phénomène de suffusion est très lente, ce qui permet sa détection (Yakhlef et al, 2009).

L'action de suffusion commence par le déplacement de particules fines à l'intérieur de la matrice granulaire. Dans cette situation, certaines particules en mouvement peuvent être piégées après une certaine distance dans les vides formés par un squelette de particules plus grossières ; ce qui conduit à une diminution de la porosité et implicitement de la perméabilité du milieu dans la zone de blocage et à une augmentation de ces mêmes paramètres dans la zone d'entraînement (Barakat, 1991). Des études ont montré que la suffusion peut être un mécanisme d'effondrement des sols à condition qu'ils possèdent une structure apte à cet effet (Kevin et al, 1998).

Les sols les plus vulnérables à la suffusion sont les sols à granulométrie étalée. Dans ces milieux, les éléments fins sans cohésion sont transportés en premier et ainsi le sol s'appauvrit en fines et devient plus perméable. Par conséquent, les vitesses de percolation deviennent de plus en plus agressives et entraînent finalement la déstabilisation des particules cohésives. Le processus peut se poursuivre pendant plusieurs années pour laisser place à un sol squelettique (Chetti et al, 2011).

Cette situation donne lieu à un état dans lequel les débits de fuite deviennent suffisamment importants pour mettre en péril le sol où l'ouvrage en question. Parfois la structure très appauvrie en fines s'effondrera sur elle-même (Lautrin, 2003).

L'érosion interne englobe ces différents types d'actions qui peuvent avoir lieu au même endroit et en même temps, ce qui rend leur distinction difficile (Ayadat et al, 1998). Notons qu'un tel mécanisme est plus insidieux en fondation que dans le remblai car il est plus difficilement détectable et car on ne maîtrise pas la structure du sol en place.

III.8. Instabilité mécanique en fondation

Un barrage en remblai, par nature, sollicite moins sa fondation qu'un ouvrage poids, c'est la raison pour laquelle il est considéré comme le barrage des fondations « meubles ». Rappelons, néanmoins, que la résistance mécanique de la fondation peut conditionner la stabilité : en effet, des lignes de glissement affectant les talus, peuvent également recouper la fondation. En outre, dans certains cas particuliers, la présence en fondation d'une couche mince aux médiocres propriétés mécaniques est susceptible de favoriser, sous la poussée du remblai, l'apparition d'un glissement de type plan le long de cette ligne de faiblesse (Durand et al ,1999).

III.9. Synthèse

Plus que pour tout autre ouvrage de génie civil, la fondation est un élément prépondérant des projets de barrages. Elle fait partie intégrante de l'aménagement. Elle est soumise à des sollicitations inhabituelles, d'une part par l'ordre de grandeur des efforts qu'elle reçoit directement de barrage, d'autre part par l'action permanente et à long terme de l'eau. C'est la fondation qui dicte le type de barrage qu'on peut envisager ou qui interdit la construction d'un barrage dans un site hydrologiquement favorable.

IV. Mécanismes de vieillissement du corps du barrage

IV.1. Déformation du remblai

Les barrages en terre sont soumis à des charges externes qui induisent des déformations de la structure et les fondations. Le poids propre d'un barrage et la pression d'eau du réservoir sont principalement responsable de l'augmentation des contraintes dans le corps du barrage qui se traduiront ensuite à des déplacements verticaux et horizontaux (Gikas et Sakellariou, 2008 a).

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 (CIGB, 1999).

Il s'agit du mécanisme de consolidation et de tassement du remblai, analogue à celui de la fondation, il peut avoir des conséquences particulières sur les remblais.

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 (Szostak-Chrzanowski et al, 2008). Les déformations de la fondation, le transfert de contraintes entre les différentes zones du barrage et d'autres facteurs influencent les déformations. 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. 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 situés sous la ligne de saturation correspondant à l'écoulement permanent. Pendant ce processus de submerge et de saturation progressive, les valeurs des paramètres géotechniques des matériaux et, par conséquent, les valeurs des modules de Young (E) correspondants, décroissent. De plus, les matériaux situés à l'amont du noyau sont soumis aux forces et se déjaugèrent. Le noyau est directement soumis à la poussée hydrostatique de l'eau du réservoir. Le remplissage du reservoir 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).

Pour 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 (Bortkevich et Krasil'nikov, 1973). 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 (Penman et al, 1971).

L'objectif est donc de se prémunir de déformations excessives du remblai ou de sa fondation pouvant entraîner :

- Une diminution de la revanche et donc un risque de rupture par érosion externe,
- Une modification du réseau d'écoulement interne (par exemple par cisaillement du système de drainage suite à des tassements différentiels) et donc un risque de rupture par glissement,
- Une ouverture de fissures dans l'organe d'étanchéité (par exemple par fracturation hydraulique pour un barrage à noyau ou par rupture de l'écran d'étanchéité d'un barrage à masque) et donc un risque de rupture par érosion interne,
- Une fissuration ou une rupture des conduites ou galeries passant dans le remblai ou la fondation (CFBR, 2010).

L'état-limite de tassement correspond à un critère de fonctionnalité. L'objectif est que l'intégrité des organes d'étanchéité et de drainage soit maintenue. Le risque est que des déformations excessives conduisent à des fissures voire des ruptures sur des galeries ou conduites, ou amènent l'ouvrage dans un état de danger potentiel vis-à-vis des ruptures par glissement, érosion interne et érosion externe (Kalkan et al, 2010).

- Les tassements peuvent avoir pour causes :
- L'existence de couches compressibles dans la fondation,
- Une réalisation défectueuse de l'ouvrage (pour digue en terre, défaut de compactage),
- Comportement hydraulique interne anormal.

Il est cependant tout à fait normal qu'un ouvrage se tasse au cours de sa construction et lors des premières années de son exploitation. Il convient seulement

de suivre l'évolution de son tassement dans le temps car toute variation brusque pourrait conduire à des fissures.

Les zones les plus sensibles à la fissuration (crête et partie supérieure des parements) devront être inspectées avec soin. Les fissures parallèles à l'axe de l'ouvrage sont parfois l'indice d'un début de rupture du talus suivant un cercle de glissement, les fissures transversales à l'ouvrage sont souvent liées à des phénomènes de retrait dus à la variation de teneur en eau dans des sols argileux ou à des tassements différentiels. Quelle qu'en soit la cause, l'apparition des fissures sur la crête d'un barrage en terre est l'indice de désordres graves dont il faut surveiller attentivement l'évolution avant d'y apporter éventuellement remède.

Par ailleurs, il faudra aussi noter tout soulèvement du terrain car il peut être l'indice soit de la présence d'argile gonflante particulièrement dangereuse pour les ouvrages en béton, soit l'existence de sous pressions (PNUD, 1987).

Les fissures se développent dans des zones en traction au sein du remblai. Ces tractions sont généralement causées par des tassements différentiels intervenant pendant et après la construction, durant les phases de remplissage/ vidange du réservoir et durant les séismes. On distingue trois types de fissures : transversale (verticale et dans une direction amont-aval), horizontale, longitudinale (verticale et dans une direction rive à rive) (Yuzken et al, 2007).

- **Transversales** : les fissures transversales dans un noyau imperméable sont très préjudiciables à la sécurité de l'ouvrage puisqu'elles créent des chemins d'eau à travers le remblai (risque de rupture par érosion interne). Les fissures transversales peuvent être causées par des contraintes de traction résultant de tassements différentiels du remblai et/ ou de sa fondation. Les tassements différentiels peuvent apparaître au contact avec des rives très raides, au contact avec des structures en béton adjacentes, là où le compactage du remblai est difficile, ou au dessus de zones compressibles en fondation (anciens méandres de rivières par exemple). Ils peuvent aussi apparaître dans la recharge amont à la mise en eau, par lubrification des contacts entre enrochements (Nzsold, 1997).

Les fissurations transversales du remblai peuvent aussi se manifester lorsque le terrain de fondation sur lequel repose le barrage présente des discontinuités. Il s'agit d'une discontinuité géométrique avec une rupture de pente importante de la fondation, ce qui a pour effet d'avoir une variation rapide de la hauteur de remblai susceptible de tasser. Ces désordres sont aussi à craindre lorsque, sous le barrage,

la fondation n'est pas homogène et qu'elle est susceptible de connaître elle-même, des tassements différentiels (Moayedi et al, 2010).

- **Horizontales** : les fissures horizontales dans un noyau imperméable apparaissent quand le matériau du noyau est beaucoup plus compressible que les matériaux adjacents. Le noyau a alors tendance à s'accrocher sur les matériaux plus raides, d'où un transfert de poids vers ces matériaux et par conséquent une réduction de la contrainte effective verticale au sein du noyau. Lors du remplissage du réservoir, la pression s'installe et peut annuler la contrainte effective verticale au sein du noyau, ouvrant ainsi une fissure. Ce phénomène est appelé fracturation hydraulique. Ces fissures ne sont pas visibles depuis l'extérieur (CFBR, 2010).

Le noyau est généralement plus compressible que les recharges. Si la vitesse de construction est plus rapide que la consolidation de la partie inférieure du noyau, la partie haute de celui-ci peut rester « suspendue » aux recharges ; ceci provoque une décompression du matériau constituant le noyau selon un plan horizontal (Le Delliou, 2007).

Lorsque le tassement différentiel et donc la décompression sont importants, des fissures horizontales d'autant plus dangereuses qu'elles ne sont pas visibles sur les parements peuvent s'ouvrir. Les précautions à prendre vis-à-vis de ce risque consistent à choisir, pour le noyau, un matériau suffisamment peu compressible et bien compacté, à épaissir les zones de filtres et à prévoir un filtre suffisant à l'amont pour permettre le colmatage des fissures (Moayedi et al ,2010).

- **Longitudinales** : les fissures longitudinales peuvent résulter de tassement excessifs de la recharge amont lors du premier remplissage d'un réservoir (phénomène d'effondrement des enrochements sous mouillage) ou lors d'une vidange rapide. Elles peuvent être causées également par des tassements différentiels entre matériaux adjacents ou sous l'effet d'un séisme. Enfin, des fissures longitudinales peuvent se développer en cas de défaut de portance de la fondation. Ces fissures n'ouvrent pas de chemins d'eau de l'amont vers l'aval et ne créent donc pas le risque d'érosion interne. Par contre, elles peuvent diminuer la stabilité au glissement des remblais, particulièrement si les fissures se remplissent d'eau (CFBR, 2010).

Les tassements du barrage sont inévitables, ils doivent être prévus (hauteur de réalisation), limitées (compactage, teneur en eau) et surtout homogènes. Des

tassements trop importants risquent de provoquer des fissurations du barrage (Fell et al, 1992).

IV.2. Perte de résistance

La perte de résistance du matériau du remblai est un phénomène qui entraîne la diminution de la résistance au cisaillement du remblai, pouvant provoquer des instabilités de talus et des déformations et pouvant conduire à la rupture par glissement. Trois principaux scénarios sont à l'origine de ce phénomène :

- Le compactage insuffisant des matériaux lors de la phase de construction, cela peut se produire 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 des parties saturées du remblai lors de la mise en eau, a contrario, si les défauts de compactage sont localisés, on observe des tassements différentiels pouvant produire une fracturation du remblai,
- Certains sols ont, à sec, une forte résistance au cisaillement procurée par une cohésion élevée qui peut diminuer sensiblement dès lors qu'ils sont humides ou saturés (Sol fins, argiles). Plusieurs mécanismes peuvent produire des conditions de saturation élevée : un compactage insuffisant, une nappe de versant au contact du remblai, un régime pluviométrique défavorable ou une défaillance du dispositif de drainage ou d'étanchéité,
- Les pertes de résistances peuvent être causées par une modification de l'état de contraintes. A ce titre, les cycles de dessiccation et d'imbibition des matériaux, comme les argiles plastiques des noyaux étanches, peuvent produire des fracturations.

La surélévation d'un remblai peut déformer les matériaux en place au-delà de leur résistance maximum, pouvant conduire à une fissuration du remblai (Peyras, 2002).

IV.3. Augmentation des pressions interstitielles

IV.3.1. Pendant la construction

La construction ne pose pas de réelles difficultés lorsque les matériaux constitutifs sont perméables. En revanche, elle est certainement l'époque la plus critique des

barrages en argile. En effet, l'argile doit avoir une teneur en eau moyenne à forte pour assurer la plasticité nécessaire à l'étanchéité. Mais comme l'argile est très compressible, elle reportera les contraintes de la construction sur son eau interstitielle, qui montera en pression sous la charge du remblai. Cette génération de pression a entraîné plusieurs ruptures de remblai : Mondély en 1981, Mirgenbach en 1982 et Carsington en 1984. Dans les cas les plus extrêmes, la pression interstitielle atteint le poids des terres, annule la contrainte effective et crée une fracturation hydraulique sur une section horizontale (CFBR, 2010).

Pour les zones de faible perméabilité, l'évolution des pressions interstitielles doit être surveillée en cours de réalisation. L'augmentation trop rapide des contraintes (due à la montée de l'ouvrage) provoque une augmentation des surpressions interstitielles qui n'ont pas eu le temps de s'évacuer. Ceci réduit le frottement des matériaux et donc la stabilité de l'ouvrage (Al-Homoud et Tanash, 2001).

Il est alors nécessaire de réaliser une étude en contraintes effectives, afin de déterminer l'apparition et l'évolution des pressions interstitielles en fonction des étapes de la construction. Des essais triaxiaux avec mesures de la pression interstitielle reproduisant le chemin des contraintes permettent de mener à bien ce type d'étude.

L'analyse en contraintes effectives permet également de définir des critères d'alerte afin de ralentir ou d'arrêter temporairement la montée de la digue, si les pressions interstitielles mesurées réellement deviennent trop élevées et mettent en péril la stabilité de l'ouvrage. Le suivi des travaux à l'aide d'une instrumentation adaptée est indispensable car le développement des pressions interstitielles est à l'origine d'un certain nombre de ruptures intervenues en cours de construction (Philipponnat et Hubert, 1998).

Pour les barrages en remblai, on doit procéder à la mesure continue des valeurs des pressions interstitielles sur les cellules installées dans le remblai au fur et à mesure de sa montée. Les résultats sont comparés aux valeurs déterminées lors du projet, et les paramètres ajustés aux résultats trouvés. Si des écarts importants sont détectés par rapport au modèle initial, ils sont aussitôt analysés, ce qui peut conduire soit à réviser ce modèle, soit, si le risque est confirmé, à prendre les précautions qui s'imposent sur le chantier (réduction de la teneur en eau, diminution de la cadence de mise en place des terres, modification du traitement des surfaces de reprise en fonction des conditions météorologiques,...) (Khanh, 2010).

IV.3.2. Pendant L'exploitation

Les pressions interstitielles peuvent varier avec le temps, la perméabilité, la charge hydrostatique et les conditions de drainage. Un réseau de lignes de courants et d'équipotentiels permet de connaître l'intensité et la répartition des pressions interstitielles. Il faut relever qu'en ce qui concerne la stabilité, les pressions interstitielles peuvent réduire la résistance au cisaillement (Ofen, 2002a).

L'augmentation des pressions interstitielles dans un remblai conduit à la diminution de sa résistance globale au cisaillement, susceptible de provoquer des instabilités de talus et des déformations. Elle est généralement liée à l'ouverture de fissures dans le remblai ou dans le noyau, pouvant provenir de trois mécanismes :

- Des tassements différentiels dans la fondation ou dans le remblai,
- Une dessiccation prolongée du noyau d'argile, liée à un niveau de retenue maintenu bas pendant une période prolongée et provoquant des fissures de retrait,
- Une dégradation du remblai ou du noyau par des mécanismes chimiques.

D'autres scénarios particuliers, liés à des défaillances d'équipements du barrage, peuvent conduire à l'augmentation des pressions interstitielles.

- Le colmatage ou le contournement (par le haut, le bas ou les rives) du dispositif de drainage du remblai ou de la fondation,
- La défaillance du système d'étanchéité, dégradation du masque amont ou du noyau central (Peyras, 2002).

IV.4. Erosion interne

IV.4.1. Manifestations et mécanismes

L'érosion interne est un endommagement progressif qui se produit dans les sols non cohésifs sous l'action de l'écoulement d'un fluide. Ce phénomène présente un vrai risque pour les ouvrages hydrauliques (digues, barrages). Il peut causer la rupture de ces ouvrages et ainsi des inondations (Hei et al, 2008).

Une analyse des accidents de tous les barrages en remblai construits après 1900, montre que la cause la plus fréquente, soit 38% des accidents, était l'érosion interne ou la formation d'un renard consécutif à l'infiltration (Schleiss et Pougatsch, 2011).

L'érosion hydraulique est l'une des principales causes de rupture des ouvrages hydrauliques. L'enjeu est défini par les zones susceptibles d'être inondées en aval (Lachouette et Bonelli, 2008). Elle est liée au Phénomène de détachement et de transport des particules du sol soumis à un écoulement (Ait Alaiwa et al, 2008).

L'érosion interne est produite par la filtration progressive des particules fines qui sont arrachées et transportées par le fluide à travers le milieu poreux. Ce qui conduit à une augmentation de la porosité du sol et à la détérioration de ses propriétés mécaniques. Les mécanismes d'érosion interne sont complexes et dépendent de plusieurs paramètres qui interagissent mutuellement (Yakhlef et al, 2009).

Sous l'action d'un écoulement interne provenant du réservoir, les particules fines d'un ouvrage hydraulique peuvent être sujettes à des phénomènes d'arrachement et de transport. Cette migration, connue sous le nom d'érosion interne, va influencer sur la granulométrie et sur la porosité des matériaux constitutifs de l'ouvrage, ce qui va provoquer des variations au niveau des caractéristiques mécaniques. Ceci peut engendrer une perte d'étanchéité, un renard, un glissement, un tassement, une surverse et au stade ultime une formation de brèche (Romain, 2007)

L'érosion interne est définie comme une migration de particules engendrée par un écoulement hydraulique souterrain dans un sol ou dans un ouvrage en terre. Cette migration engendre une modification des caractéristiques hydrauliques et mécaniques du matériau constituant l'ouvrage et notamment de la perméabilité. La perturbation de cette caractéristique intrinsèque essentielle peut créer une perte d'étanchéité ou une surpression interstitielle. Une telle modification de ce milieu poreux peut être le facteur déclenchant d'une rupture d'ouvrage (Bendahmane, 2005).

D'après le (CIGB Bulletin 77, 1990), Ces infiltrations dangereuses, qui finissent par produire une érosion interne du barrage ou des fondations, peuvent avoir des origines très diverses :

- Fissuration due à des tassements différentiels,
- Fuites à travers la fondation, au contact avec le noyau ou le pied de masque,
- Fissuration horizontale due à des transferts de charge de noyau sur les massifs amont et aval et à un claquage ou facturation hydraulique des zones peu comprimées,
- Entraînement de fines à la suite d'élongation et de rupture de tuyaux enterrés,

- Tassements différentiels près d'une faille, d'une fondation compressible érodable.

A ces causes mécaniques peut s'ajouter une cause physico- chimique souvent assez mal connue, la défloculation des argiles dites "dispersives"(Borthevich et Krasil'nikov, 1973).

Le compactage médiocre des terres du remblai qui favorise les circulations anarchiques et éventuellement concentrées de l'eau à travers le massif, et la rupture d'une conduite de vidange sont à l'origine de ce phénomène (Lautrin, 1998).

Si les vitesses deviennent trop importantes, les particules solides du remblai sont susceptibles d'être entraînées, notamment au débouché des lignes de courant sur le talus aval. On peut alors assister à la naissance d'un renard sous la forme d'un petit tunnel où l'eau circule de plus en plus facilement, avec l'amplification du gradient hydraulique, et progresse vers l'amont jusqu'à déboucher dans la retenue : on parle aussi d'érosion interne. L'évolution des phénomènes conduisant à la formation des renards peut être très lente (plusieurs années), mais tend à accélérer rapidement dès qu'apparaissent les premières manifestations visibles- dans ce cas, une vidange partielle ou totale du plan d'eau s'impose dans les plus brefs délais (Durand et al, 1999).

IV.4.2. Recommandations

Dans les barrages homogènes, la meilleure méthode de prévention contre les phénomènes de renard consiste à empêcher que les lignes d'écoulement ne débouchent sur le parement aval. C'est pourquoi de nombreux ouvrages de ce type sont équipés de dispositifs de drainage permettant d'abaisser la ligne phréatique dans le remblai.

Des précautions supplémentaires doivent être prises si des conduites rigides traversent le remblai. Le compactage du matériau au contact de la conduite est plus difficile ; le serrage des grains est donc moins important, ce qui facilite l'apparition d'érosion interne (Le Delliou, 2007).

Les règles à respecter pour éviter de telles conséquences sont

- Le choix judicieux des matériaux,
- Le respect des critères des filtres entre les différentes zones de la digue et dans le contact avec le sous sol,

- Le traitement correct des zones de contact de la digue avec le sous-sol et les ouvrages en béton,
- Le traitement approprié du sous sol par injection et/ ou drainage,
- La mise en place des matériaux selon les règles de l'art,
- Le compactage adéquat des conduites, puits et autres parties en contact direct avec le remblai (Schleiss et Pougatsch, 2011).

IV.5. Glissement du remblai

L'étude de la stabilité d'un barrage en remblai est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir, pour l'essentiel, à la définition de la géométrie de l'ouvrage (pente des talus, en particulier) et des principes du drainage à appliquer : deux paramètres qui conditionnent, bien sur, le volume et la nature des matériaux à mettre en œuvre et, donc, le prix de revient final de l'aménagement (Durand et al, 1999).

Le glissement par instabilité désigne le détachement et le déplacement le long d'une pente d'un massif de sol ou de matériaux rocheux sous action des forces de gravité.

L'eau est un facteur-clé du glissement du talus d'un barrage ou d'une digue. Ce phénomène peut survenir lorsque la résistance est médiocre (cohésion, angle de frottement interne), ou diminuée par la saturation du matériau initialement mal compacté ou compacté à une teneur en eau trop faible. Il peut également intervenir lorsque la pression interstitielle est trop élevée, à la suite d'une construction trop rapide, d'une vidange trop rapide, ou d'une déficience du drainage.

La stabilité des talus des barrages en remblai est en général vérifiée en fin de construction, à niveau normal du réservoir et après une vidange rapide. Les glissements par instabilité n'intéressent pas que les talus des barrages, mais aussi les fondations, ainsi que les versants de la retenue, exemple historique du barrage de vajont, Italie en 1963 (Bonelli, 2001).

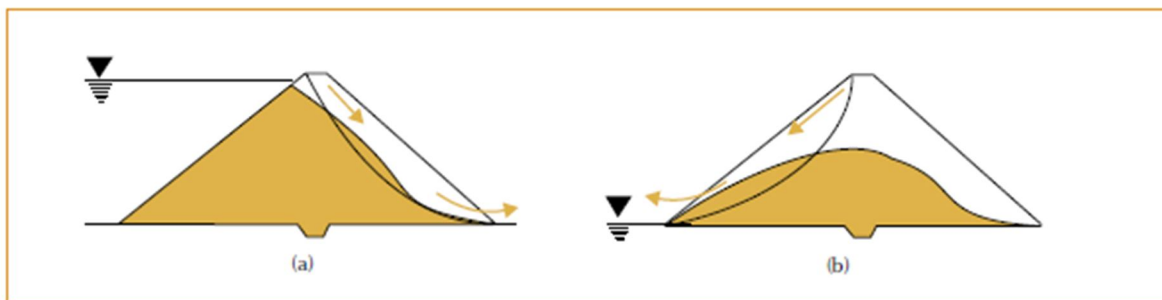


Figure 1.1 : L'instabilité par glissement concerne le parement aval lorsque le réservoir est plein (a), et le parement amont au moment d'une vidange rapide (b), lorsque les pressions dans le corps de l'ouvrage ne sont pas dissipées (Bonelli, 2001).

Les principales situations pour lesquelles il convient de vérifier la stabilité sont les suivantes :

- Stabilité en fin de construction,
- Stabilité en cours de fonctionnement, retenue pleine, régime permanent, talus aval,
- Vidange rapide, talus amont (Philipponnat et Hubert, 1998).

Pour les barrages en remblai, les calculs de stabilité se font par différentes méthodes. Un facteur qui influence beaucoup la stabilité est la pression interstitielle. Les calculs les plus fiables sont ceux qui sont faits avec les contraintes effectives (Khanh, 2010).

IV.5.1. Conséquences directes du glissement

Dans le scénario le plus grave, le glissement peut entraîner la vidange accidentelle de la retenue si un cercle émanant du talus aval recoupe le talus amont à un niveau inférieur à celui de la cote du plan d'eau ou si un renard se développe après un glissement.

Qu'il soit brutal ou progressif, le mouvement peut provoquer des dégâts irréversibles sur des ouvrages attenants au barrage :

- Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage,
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau,
- Dégâts éventuels à l'évacuateur de crues s'il est sur le remblai,
- Obstruction du fossé aval et /à la destruction de bâtiments annexes par le front du glissement.

IV.5.2. Conséquences indirectes du glissement

D'une façon ou d'une autre, l'occurrence du phénomène se traduit par la réduction, à caractère plus ou moins local, de la largeur du remblai –réduction qui est susceptible d'affecter le comportement hydraulique ultérieur de l'ouvrage (interception et remontée de la ligne de saturation par exemple). Un glissement mineur peut engendrer, à terme, d'autres glissements aux conséquences plus graves. Enfin, on imagine facilement de multiples conséquences indirectes engendrées par la ruine ou la rupture d'ouvrages annexes dans ou à proximité du barrage (CFGB, 1997b).

IV.6. La submersion des barrages

La protection des grands barrages contre les crues est un souci majeur des concepteurs et des exploitants qui savent que le tiers des ruptures de barrages est imputable aux submersions (CIGB, 1994).

Selon les statistiques de la CIGB, la submersion constitue la principale cause de rupture des barrages en remblai. Ce débordement en crête peut être consécutif à une montée incontrôlée du plan d'eau, à une mauvaise gestion des apports de la retenue ou à une vague provoquée par l'arrivée d'un volume important de matériau dans la retenue. Une réduction de la revanche par tassement suite à un tremblement de terre peut aussi favoriser cet écoulement au-dessus du couronnement (Schleiss et Pougatsch, 2011). Lorsque le déversoir du barrage ne peut écouler un débit suffisant, le niveau de l'eau dans le réservoir s'élève au-dessus de la crête lors d'une crue exceptionnelle. Une lame d'eau s'écoule alors le long de la crête et du parement du talus aval et érode rapidement le sol constituant le barrage, provoquant ainsi sa destruction (Antoine et al, 1992).

Il convient cependant de rester attentif au fait que le dimensionnement des organes d'évacuation des crues a été effectué à partir de règles de calcul de crue très en deçà de ce qui est aujourd'hui appliqué pour les ouvrages neufs. Pour les barrages anciens, un examen des conditions de fonctionnement en cas de crue est nécessaire. Le cas échéant, cet examen peut conclure à la nécessité d'un nouveau dimensionnement des évacuateurs (CFBR, 2013).

En effet, le dimensionnement et le fonctionnement des évacuateurs des crues ont constitué depuis toujours une préoccupation sans cesse croissante pour les barrages. Si les aspects liés aux critères quantitatifs sont d'une importance capitale pour la sécurité de l'aménagement, il en est de même pour ceux relatifs aux critères

qualitatifs liés aux régimes d'écoulement et aux dispositions constructives (Rouissat, 2009).

L'un des problèmes les plus importants et en même temps le plus complexe en hydrologie reste le calcul et la prévision des crues. L'estimation des crues rares et extrêmes est liée à une bonne connaissance des pluies rares et extrêmes (Desurosne et al, 1993). De nombreuses études ont été effectuées par les hydrologues, les statisticiens et les ingénieurs sur le débit maximum, le volume et la fréquence des crues sur les cours d'eau les plus divers (Rouissat, 2002).

IV.7. Erosion externe

L'érosion externe est engendrée par des circulations d'eau, même peu importantes, sur la crête des barrages. Le mécanisme d'érosion s'amorce à partir du bord aval de la crête et progresse jusqu'à ce qu'une brèche soit ouverte. Le phénomène peut durer quelques minutes à quelques heures selon la taille des matériaux, leur cohésion, le revêtement de la crête, la hauteur de l'eau qui s'écoule au-dessus du barrage (MEDD, 2004). L'érosion superficielle, bien qu'elle soit très répandue, ne constitue pas un mécanisme de vieillissement grave. Elle concerne les barrages en remblai homogène ou à zones. On distingue les mécanismes s'opérant sur les talus amont et aval et la crête (Lautrin, 1997), l'érosion superficielle de la crête et du talus est due :

- A l'action directe de la pluie et du ruissellement en résultant,
- A une brève submersion accidentelle de crête.

L'érosion superficielle du talus amont résulte essentiellement de l'action du batillage provenant des vagues de la retenue. La dégradation de la protection du talus amont rip-rap, masque amont sous l'action du gel aggrave l'érosion superficielle (I COLD, 1993a).

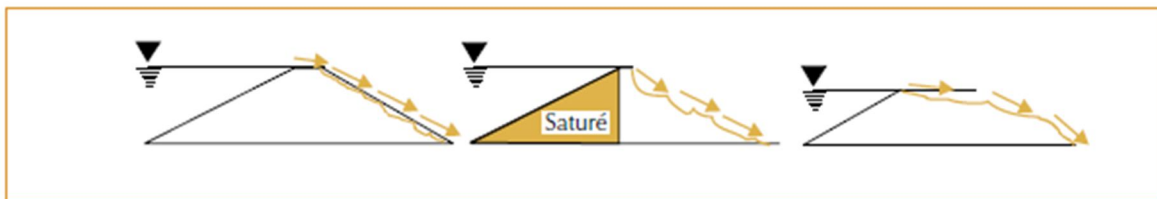


Figure I.2 : Evolution type d'une brèche par surverse. Vue en coupe amont/aval (Antoine et al, 1992).

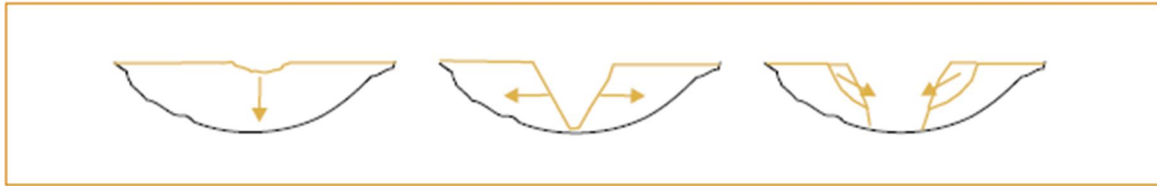


Figure 1.3 : Evolution type d'une brèche par surverse. Vue en coupe rive/rive (Antoine. et al, 1992).

IV.8. Dégradation des masques amont

Le barrage à masque présente, à l'instar du barrage à noyau, une dissociation nette entre les fonctions de stabilité mécanique apportées par l'ensemble du corps du remblai et d'étanchéité assurées par le masque proprement dit. Le masque étanche, est constitué d'un organe mince, mis en œuvre sur (ou à proximité de) la ligne de parement amont (CIGB, 1991).

IV.8.1. Digues en enrochement avec masque amont

Le corps de la digue est constitué par des enrochements de carrière (donc relativement gros par exemple 10 à 100 cm) quelquefois jetés en vrac (mais seulement pour de petites digues) et surtout déchargés en couches horizontales de 1 à 1,5 mètre d'épaisseur qui sont ensuite vibrées. A cause du risque de poinçonnement des enrochements sur le sol, ce type de digue n'est en général adopté que si la fondation offre une certaine résistance à l'enfoncement (MWR, 1992).

Le dispositif d'étanchéité, à l'amont est en contact avec l'eau. Il est constitué par un masque articulé (plaques de béton armé, en damier) ou par un masque souple (béton ou mortier bitumineux). Le corps de la digue constitue un drain excellent à condition qu'on ait précisément exclu l'emploi de matériaux plus fins que quelques centimètres et que les enrochements ne s'effritent pas pendant leur mise en place. On fait souvent passer tous les matériaux par un crible, qui élimine les «éléments plus petits que 0 à 5 cm par exemple (Stuky ,1974).

Pour autant qu'il soit correctement compacté et réalisé avec des matériaux non évolutifs, le barrage en enrochements tassera peu par lui-même, après sa construction : ce qui est un point important compte tenu de la fragilité potentielle de l'organe d'étanchéité à savoir risque de fissuration ou déchirure, en cas de tassement excessif du support (Durand et al, 1999).

IV.8.2. Digue à masque sur remblai semi-perméable

Il peut se présenter le cas où l'on ne dispose pas, en quantité appropriée, d'un matériau suffisamment imperméable après compactage pour former, soit un noyau de barrage, soit un remblai homogène, parfaitement étanche.

On pourra s'orienter, dès lors, vers la conception d'un barrage en remblai homogène à base de matériau « tout venant » compacté (après vérification de son aptitude au compactage) dont le caractère semi-perméable sera compensé par la réalisation d'un masque amont étanche (Durand et al, 1999).

IV.8.3. Dégradations des masques amont

Les premières utilisations de géomembrane pour étancher un barrage remontent aux années soixante. Depuis, la technique s'est largement développée en Europe et aux U.S.A, en particulier.

L'état de l'art (Etanchéité des barrages par géomembranes : technique actuelle – Bulletin n° 78 de la C.I.G.B.) exige, en effet, que la géomembrane repose sur une couche support et soit, en principe, recouverte par une couche de protection : on parle, désormais, de « dispositif d'étanchéité par géomembrane » (D.E.G.) pour désigner un tel ensemble de couches superposées nécessaires à la réalisation, à la mise en œuvre et à la protection de la géomembrane (Durand et al, 1999).

Ces dispositifs d'étanchéité sont susceptibles de se dégrader sous l'effet de différents agents : action thermique (températures élevées, gel, dégel), u. v, chocs de flottants..... (MWR, 1992).

Les masques en béton hydraulique comportent des joints qui sont nécessaires pour permettre au béton de se dilater sous l'effet thermique sans se fissurer .Ces joints sont généralement remplis de bitume qui se rétracte et se dilate permettant un bon fonctionnement du barrage et il est nécessaire d'assurer périodiquement leur surveillance et leur entretien.

S'il s'avère que l'un des joints ne joue pas son rôle par l'apparition de fissures à ses alentours, il faut alors d'une part reprendre le joint et d'autre part réparer les fissures par injection (PNUD, 1987).

En plus des déformations et des contraintes dans le remblai, il est impératif, d'évaluer les déplacements du masque amont pendant le remplissage du réservoir (Roctest Telemac, 2005).

IV.9. Dégradation des parements

La dégradation des parements se présente sous deux formes :

- Dégradation du matériau constitutif,
- Déformation et rupture du parement.

L'action de l'eau et les cycles thermiques en partie supérieure (notamment les cycles gel-dégel) conduisent à une dégradation progressive du parement amont qui présente à terme des dangers notamment par la disparition de la protection mécanique du remblai vis-à-vis du batillage. Ce vieillissement est généralement lent et son traitement préventif relève de l'entretien périodique.

Les parements peuvent en outre être l'objet de désordres plus structurels qui s'expliquent par la rigidité des parements maçonnés ou en béton incapables de suivre les déformations qui leur sont imposées. Le découpage des parements par des joints n'existe pas sur toutes les digues.

Enfin, il convient de citer l'action néfaste, notamment pour les petits barrages, de la végétation et des animaux (ragondins...). Certains parements de barrages mal entretenus et, qui, plus est, suffisamment humides pourraient aisément être qualifiés d'arborés. Les racines ou les galeries creusées par les animaux ont pour effet de raccourcir les chemins d'écoulement et d'augmenter dangereusement les gradients hydrauliques (Le Delliou, 2007).

La digue est soumise à l'érosion due au ruissellement et au vent. Il est donc nécessaire de la protéger, comme doit l'être le parement amont contre le batillage de l'eau. Le choix du type de protection doit tenir compte des matériaux disponibles localement. Les protections en enrochement se sont avérées dans la pratique les plus sûres (PNUD, 1987).

Les dégradations du talus amont par les vagues sont plus préoccupantes. Elles affectent globalement 64% des ouvrages. La marche créée par batillage à hauteur de la retenue normale, très sollicitée par la houle en période hivernale, varie entre la simple ondulation de surface et une marche de plus de 1 mètre de hauteur.

Des enquêtes ont permis de vérifier que les talus protégés par des enrochements (16% de la population) sont en bon état ou à peine marqués par quelques déplacements de blocs par des bourrelets anormaux. Ce sont naturellement les talus sans aucune protection en dur qui sont les plus sensibles à l'érosion. 76% d'entre eux sont dégradés avec une importance de la marche qui est fonction de l'orientation (Royet, 1995).

La dégradation du parement amont est consécutive aux sollicitations liées aux vagues (dues aux vents, aux bateaux). Elle peut, à la longue, entraîner une rupture locale (soutirage des matériaux fins par marnages successifs, glissement, raidissement graduel de la pente). Ce type de rupture peut être prévu par une surveillance et une maintenance adaptées (CFBR, 2010).

IV.10. Glissement des zones avoisinantes

Des glissements de terrain, des chutes de pierre ou des glaces, des avalanches dans la retenue provoquent, selon le niveau du plan d'eau, une vague susceptible de submerger le barrage en occasionnant aussi des dégâts (exemple du barrage du vajont, Italie).

De nombreux barrages sont situés dans des zones de montagne. La stabilité parfaite des versants peut ne pas être garantie dans tous les cas. Elle peut encore être réduite par des travaux venant entailler des zones de glissement ou par la mise en eau de la retenue mouillant le pied d'une zone instable. Des glissements, des éboulements, des écroulements peuvent se produire. Selon les masses en jeu et les vitesses d'impact, les conséquences de ces mouvements peuvent être :

- Un alluvionnement de la retenue avec diminution corrélative de la capacité utile,
- Un partage de la retenue avec diminution drastique de la capacité utile,
- La formation des vagues qui peuvent intéresser les berges (avec des conséquences possibles si elles sont habitées ou fréquentées) et le barrage lui-même.

L'accident du Vajont qui s'est produit en Italie le 9 octobre 1963 constitue un cas extrême de ce type de risque. L'effondrement d'un pan entier de montagne a provoqué la formation d'une vague de plus de 50 m de hauteur par-dessus le barrage-voute. Le barrage lui-même, haut de 260 m .a parfaitement résisté, ce qui

démontre, dans ce cas, la très grande sécurité offerte par ce type de barrage vis-à-vis des efforts de poussée amont-aval.

Par contre, la vague après avoir sauté au-dessus du barrage a suivi la vallée, emporté un village et provoqué la mort de plus de 2 000 personnes.

Pour les barrages en remblai, des vagues plus limitées pourraient passer au-dessus de la crête et éroder le parement aval.

L'étude géologique doit donc déterminer les zones potentiellement dangereuses. Une auscultation des zones en mouvement peut être mise en place pour détecter les accélérations : suivi géométrique par topographie directe ou par GPS, inclinométrie, piézométrie, mesure des pressions interstitielles (Lautrin, 2002).

IV.11. L'affouillement en pied de talus

C'est un phénomène soit naturel, soit lié à l'influence d'ouvrages qui perturbent l'écoulement. L'affouillement est très courant lorsque les sédiments sont érodables, qu'il s'agisse de matériaux fins (limon ou sable) ou grossiers (galets, graviers). Selon son étendue spatiale, l'affouillement peut entraîner un approfondissement généralisé du fond ou être à l'origine de fosses d'affouillement localisées.

La formation de fosses d'affouillement à proximité de la digue peut entraîner une rupture géotechnique sous forme de grand glissement. Par ailleurs, l'augmentation des profondeurs d'eau due au phénomène d'affouillement généralisé peut entraîner un accroissement de l'action hydraulique (CFBR, 2013).

V. Conclusion

La maîtrise de la sécurité est une des préoccupations majeures des exploitants, des propriétaires et des concepteurs de barrages.

Une meilleure connaissance et modélisation de ces phénomènes est nécessaire afin d'une part de mieux évaluer les contraintes mécaniques dans ses ouvrages et d'autre part de prédire l'évolution de leur vieillissement.

Les barrages sont les seuls ouvrages de génie civil disposant d'une auscultation installée depuis plusieurs décennies et apportant donc un retour d'expérience sur longue durée, qui pourrait probablement être confronté aux besoins existant pour d'autres types d'ouvrages.

Il est donc extrêmement important de contrôler en permanence la bonne tenue d'un barrage et d'être à même, à tout instant, de déceler une anomalie dans l'ouvrage. Un défaut décelé à temps permettra dans la plupart des cas de procéder à des travaux relativement modestes, alors que le même défaut, si on le laisse s'aggraver, peut donner lieu à des désordres importants et voire même à la destruction de l'ouvrage.

Il faut d'abord se rendre compte que l'évolution qui fait passer un barrage « sain » à un barrage malade est en général lente : plusieurs mois, voire plus, peuvent s'écouler avant que cette évolution ne devienne véritablement dangereuse, telle que déplacement exagéré de l'ouvrage, apparition de fuites importantes ou naissance de contraintes anormales, etc.

CHAPITRE II

LA SURVEILLANCE DES BARRAGES

I. Principes généraux de la surveillance des barrages

I.1. Introduction

De toutes les réalisations humaines, les barrages sont parmi celles qui peuvent à certains égards induire un potentiel de risques très significatif. La construction d'ouvrages de retenue impose un risque aux populations avoisinantes, aux biens et à l'environnement naturel et humain.

Bien que les conséquences d'un dysfonctionnement ou d'une défaillance d'un barrage soient mesurables, quantifiables et bien souvent importantes, elles sont toutefois très hypothétiques. En effet, la probabilité de leur occurrence est très faible.

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).

Le maintien de l'état et de la sécurité des barrages, dans des limites d'acceptabilité définies préalablement, est une préoccupation majeure des concepteurs, des propriétaires et des exploitants (CIGB, 1994). Cette maîtrise passe classiquement par la mise en place d'une boucle « mesure- évaluation- décisions/ actions » qui permet de replacer le système dans son état de fonctionnement standard et en tout cas non dangereux. Cette boucle met en œuvre des modèles mathématiques qui lient les mesures à une évaluation globale de l'ouvrage et l'évaluation globale aux décisions d'actions (Curt et al, 2006).

La sécurité des barrages en service repose sur trois concepts généraux :

- Une conception adéquate pour éviter le pire,

- Une réflexion préalable sur les conséquences et l'organisation des secours au cas où le pire arriverait,
- Une surveillance constante, en temps utile et les mesures correctives qui s'imposent.

La surveillance d'un barrage commence dès le début de la mise en eau (et même pendant la construction). Les statistiques de rupture montrent qu'il s'agit d'une des phases les plus critiques de la vie d'un barrage. Elle se poursuit pendant toute son exploitation (Le Delliou ,2007).

La surveillance des barrages vise à déceler, par observation visuelle et par auscultation, tout phénomène pouvant compromettre l'intégrité structurale et fonctionnelle d'un ouvrage (ICOLD, 2009).

L'objet de la surveillance est de s'assurer en toutes circonstances d'un état et d'un comportement satisfaisants de l'ouvrage de retenue (barrage) et de ses fondations.

La surveillance englobe également l'observation de la zone du bassin d'accumulation et de celle située directement à l'aval de l'ouvrage de retenue.

La surveillance doit permettre de garantir la détection rapide et précise de tout comportement anormal du barrage et de ses fondations, de tous dégâts particuliers et de conditions exceptionnelles dans les environs. De cette façon, il sera alors possible, en cas de besoin, de prendre à temps, toute mesure utile pour parer à un danger éventuel (OFEG, 2002).

Le comportement d'un aménagement de barrages n'est pas uniquement lié à la réussite de ses études et de sa réalisation, mais également à l'efficacité de son exploitation et auscultation. La surveillance des barrages vise essentiellement à comparer le comportement de l'ouvrage par rapport aux prévisions du projet (Gikas et sakellariou, 2008a).

La pérennité et la garantie du bon fonctionnement des ouvrages nécessitent qu'un minimum d'entretien soit effectué. En effet, les ouvrages réagissent aux sollicitations auxquelles ils sont soumis : poussée de l'eau, variations thermiques, tassements, action du gel et des eaux agressives, etc.

En un mot, les ouvrages vieillissent au fil des années. Ainsi, le propriétaire devra établir, ou faire établir, un manuel d'entretien qui définira la nature des interventions et leur périodicité (Masse et al, 2007).

La surveillance d'un ouvrage a pour but essentiel de connaître, et si possible de prévenir, toute dégradation afin de le conserver en bon état de sécurité et ainsi être apte à remplir ses fonctions.

On cherche principalement à détecter les anomalies et désordres et à évaluer leurs éventuelles évolutions. Ces anomalies peuvent être dues à des mécanismes de vieillissement du barrage. Ils sont généralement lents mais une évolution rapide n'est pas exclue en particulier les premières années (DISE, 2009).

Le dispositif d'auscultation est un système de mesure judicieusement conçu de telle façon qu'il soit possible de mesurer tant les charges qui sollicitent l'ouvrage (causes) que les différents paramètres (grandeurs) qui caractérisent le comportement d'un ouvrage de retenue (conséquences) (Schleiss et Pougatsch, 2011).

I.2. Les objectifs de la surveillance

La surveillance des barrages a trois grands objectifs.

Pendant la construction et la première mise en eau, on cherche essentiellement à comparer le comportement de l'ouvrage par rapport aux prévisions du projet, que ce soit pour vérifier certaines hypothèses de calcul, pour valider les résultats de ces calculs ou pour vérifier la pertinence de tel ou tel choix technique.

La première mise en eau fait l'objet de consignes particulières de gestion de la retenue, de surveillance visuelle et de suivi d'auscultation. En règle générale, la présence permanente de l'exploitant est exigée pendant toute cette phase. Dans les six mois qui suivent l'achèvement de la mise en eau, le propriétaire (ou le concessionnaire) doit rédiger un rapport de première mise en eau qui indique les éventuelles modifications par rapport au projet et analyse le comportement réel du barrage.

En phase d'exploitation, comme déjà indiqué, les objectifs essentiels sont la sécurité de l'ouvrage et la maîtrise des coûts d'exploitation. On cherche donc à déceler tout signe avertisseur de changement dans le comportement de l'ouvrage, ce qui amène à s'intéresser d'une part à l'apparition de phénomène nouveaux et d'autre part aux évolutions lentes liées au vieillissement. Il faut garder en mémoire que, passée la première épreuve de la mise en eau et en dehors d'événements exceptionnels tels que crues et séismes, la rupture d'un barrage en exploitation est toujours précédée de signes avertisseurs.

Enfin, un dernier objectif, commun aux deux phases ci-dessus est le retour d'expérience pour l'ingénierie, ce retour d'expérience étant valorisé autant sur les futurs projets que sur le suivi des autres barrages d'une même famille (un phénomène constaté sur un barrage peut se produire sur un autre barrage semblable). Cela concourt à garantir, sur le long terme, d'une part la sûreté des ouvrages, et d'autre part la maîtrise des coûts par une maintenance qui peut être programmée et optimisée. L'aspect sécurité prime avant toute considération, mais il est évident que plus tôt une anomalie détectée, moindres en sont les conséquences en termes de travaux de coût d'exploitation (Poupart et Royet, 2001).

I.3. Principes généraux de la surveillance des barrages

La surveillance inclut trois composantes complémentaires :

- L'inspection visuelle dont l'objet est de déceler des anomalies perceptibles à l'œil,
- L'auscultation 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 particuliers, dans différentes conditions de fonctionnement (Poulain et al, 2007).

La figure II.1 donne pour tout type d'ouvrage d'accumulation, un aperçu général des composantes de la surveillance et du déroulement des opérations qui lui sont attachées. Elle montre également les buts poursuivis. Les liens entre la surveillance et l'entretien, ainsi que la remise en état sont indiqués dans le détail. La surveillance d'un ouvrage d'accumulation fait conjointement appel aux tâches suivantes :

- L'exécution et l'interprétation de mesures d'auscultation concernant le comportement du barrage, de ses fondations et de ses environs,
- Les contrôles visuels de l'état de l'ouvrage d'accumulation (ouvrage de retenue, ouvrage annexes, fondations, environs),
- Les contrôles et les essais de fonctionnement des installations, notamment celles des organes de fermeture des vidanges et des évacuateurs de crue.

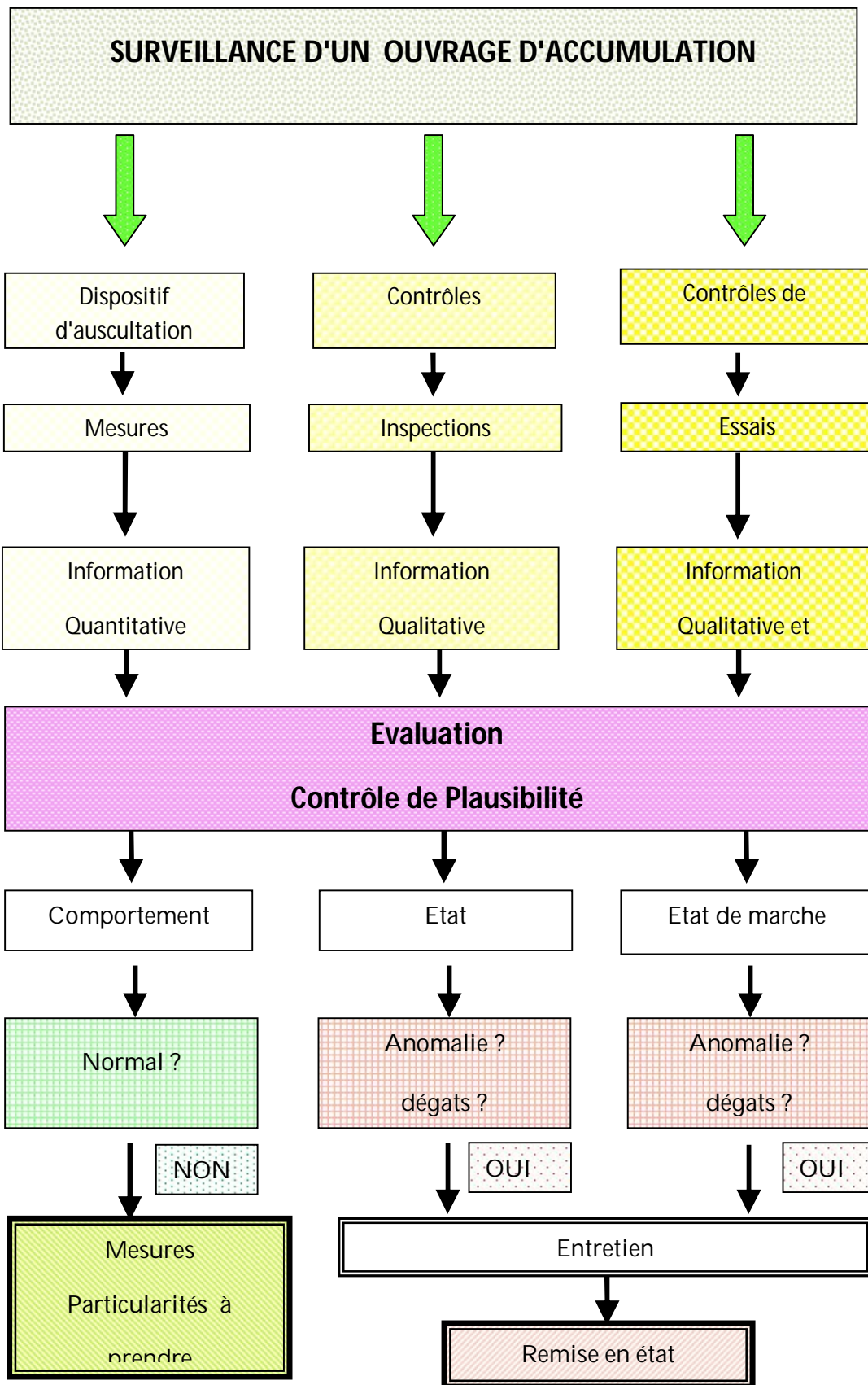


Figure II.1 : Concept global de l'organisation de la surveillance et de l'entretien des barrages

(OFEG, 2002).

II. Inspection Visuelle

L'inspection visuelle constitue le moyen le plus important de surveiller les barrages. Son objectif premier consiste à détecter tous phénomènes importants susceptibles de les affecter, et à en suivre l'évolution. C'est une source de données pour le suivi du comportement du barrage et l'évaluation de sa sécurité, elle doit suivre des procédures bien établies (ICOLD, 2007).

La surveillance visuelle est une méthode qualitative, sous la responsabilité du propriétaire, qui intègre de très nombreux paramètres et qui permet de détecter la grande majorité des désordres et anomalies susceptibles d'affecter le barrage, ses ouvrages attenants et son environnement.

On distingue trois modes ou circonstances de visites de surveillance du barrage et 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.....etc,
- La visite technique approfondie de l'ingénieur ou du cabinet d'ingénierie chargé, par le maître d'ouvrage, du suivi du barrage (Mériaux, 2008).

Les inspections visuelles ont un caractère essentiellement qualitatif et font appel au bon sens et à la compétence (connaissance des problèmes) de l'agent chargé de les assurer. Leur objectif principal est la détection de toute nouveauté, sans restriction, telle que :

- Nouveau point de fuite,
- Turbidité dans une fuite ou un drain,
- Taches d'humidité sur un parement aval,
- Nouvelle fissure, etc.... (Poupart et Royet, 2001).

Ces contrôles sont essentiels et efficaces. En effet, il est reconnu que plus des 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 indispensable de procéder régulièrement à des inspections visuelles. Les mesures ne permettent pas de déceler des changements d'états. Ainsi, par exemple, l'apparition d'une zone humide ou d'une source à l'aval d'un

barrage pour révéler une modification de l'écoulement souterrain, avant même que cela soit perceptible par les instruments (Schleiss et Pougatsch, 2011).

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 réalisés de manière périodique et complémentaire voire simultanée. Parfois cependant des inspections spéciales sont nécessaires (ICOLD, 2007).

III. Auscultation des barrages

III.1. Introduction

A côté de l'observation visuelle qui est l'élément majeur de la surveillance des barrages, l'auscultation permet une appréciation quantitative du comportement de l'ouvrage et de son vieillissement. Elle porte, essentiellement, sur des mesures de déplacements et déformations, de piézométrie, et de débits de fuite, couplées avec le suivi de la cote de la retenue. Le dispositif d'auscultation doit être adapté à chaque ouvrage, les mesures doivent être faites avec soin et à périodicité régulière, ces mesures doivent, enfin, être interprétées par des spécialistes (Royet, 2001a).

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).

Il s'agit d'une méthode quantitative basée sur la mesure d'instruments choisis et positionnés pour rendre compte de l'évolution du comportement de l'ouvrage. Le dispositif d'auscultation doit donc être conçu en fonction du type, des dimensions et des particularités techniques du barrage.

Le but recherché est de réunir des informations suffisantes, en nombre et en qualité, pour détecter en temps utile les mécanismes évolutif susceptibles de nuire à la sécurité de l'ouvrage (Royet, 1995).

Pour un barrage neuf, quelle que soit son importance, le dispositif d'auscultation doit être prévu et conçu dès l'avant-projet et mis en place pendant la construction (Mériaux, 2008). Le dispositif d'auscultation est conçu pour permettre de juger rapidement le comportement du barrage et de ses fondations en regard des charges qui le sollicitent. Le choix des instruments et les techniques de mise en œuvre garantissent que les contrôles peuvent être effectués au cours des différentes phases de construction ainsi que de la phase de remplissage jusqu'à l'exploitation du barrage, en vue de pouvoir détecter rapidement tout comportement anormal.

De manière générale, deux paramètres principaux sont à surveiller : la stabilité et l'étanchéité.

La stabilité est assurée par la digue (caractéristiques mécaniques des différentes zones de matériaux, pression interstitielle).

Le dispositif d'étanchéité comporte le système de drainage et le rideau d'injection (CCTP, 2010).

Le dispositif d'auscultation d'un barrage doit être conçu pour contrôler les paramètres déterminants pour la sécurité de l'ouvrage ainsi que pour suivre le vieillissement. Il convient en particulier de s'assurer que les hypothèses prises en compte dans le projet de l'ouvrage restent bien vérifiées (Royet et al, 2010).

III.2. Choix des profils d'auscultation

Il est matériellement impossible de suivre, en tout point, de la structure et de sa fondation, tous les paramètres physiques à tout instant. Le dispositif d'auscultation doit donc être conçu de manière à ne suivre que les paramètres significatifs du comportement en un nombre limité de points et selon des périodicités fixées à l'avance (Le.Delliou, 2007).

Dans le corps du barrage en remblai, un dispositif complet comprend plusieurs profil amont/ aval permettant d'évaluer la saturation du corps du barrage, et un ou plusieurs points de mesure de débit dont le rôle est de détecter l'apparition et l'évolution de zones de fuite. La fondation, les appuis, les rives et la plate forme aval doivent également être auscultés (Bonnelli et al, 2005).

Le choix de l'emplacement des profils d'auscultation peut être motivé par les raisons suivantes :

- Les sections caractérisées par une hauteur importante du barrage et dont la fondation immédiate est relativement imperméable. Ceci peut générer d'importants excès de pression interstitielle à la base du barrage,
- Les sections caractérisées par la plus grande hauteur du barrage et peut donc accumuler les plus fortes déformations,
- Les sections caractérisées par une hauteur importante du barrage ainsi que par sa proximité d'un ancrage de génie civil (galerie de dérivation par exemple),
- Les sections caractérisées par interception d'une faille dont le comportement doit être suivi (Tecsult, 2004).

III.3. Choix du dispositif d'auscultation

Le problème est de définir les types d'appareillage et leur implantation apportant une garantie satisfaisante pour atteindre cet objectif. En raison de la spécificité de chaque barrage, les dispositifs d'auscultation sont à étudier au cas par cas, le projecteur peut cependant s'appuyer sur quelques principes et sur le retour d'expérience des ouvrages en service (Dibiagio, 2000).

Pour chaque ouvrage, la définition du dispositif d'auscultation, la nature des matériels, les moyens d'investigation, leur densité, leur répartition sur l'ouvrage et à l'extérieur de celui-ci, puis leur mise en place, doivent être assurés par des spécialistes avertis. Une rectification a posteriori est souvent impossible et des résultats inexploitable ou décevants son presque toujours le fait d'erreur de conception ou de montage.

La définition du dispositif d'auscultation sera donc établit par un expert, après une visite détaillée de l'ouvrage, une analyse de son comportement, des risques encourus et des travaux de confortement envisagés à plus ou moins long terme (Antoine et al, 1992).

Dans tous les cas, le dispositif d'auscultation d'un barrage doit être déterminé en se posant les deux questions suivantes :

- Quels sont les phénomènes significatifs du comportement du barrage et de ses évolutions ?
- Comment mesurer ces phénomènes ? (Alonso et al, 2007).

Les appareils de mesure doivent être simples d'emploi, suffisamment fiable et précis et apte à fonctionner pendant des dizaines d'année dans des conditions difficiles du fait de l'humidité, de la foudre..... (Le.Delliou, 2007).

Le nombre d'instruments, leurs types et leur emplacement dépendent des préoccupations soulevées durant la conception et la construction de l'ouvrage, ainsi que l'expérience et du sens commun, il n'ya pas de lignes directives particulières.

En règles générale, le système d'instrumentation est conçu en tenant compte des facteurs suivants :

- La fonction ou la nécessité d'un instrument particulier,
- Sa fiabilité, tant à court, qu'a long terme,
- Son besoin d'entretien limite,
- Sa compatibilité avec la construction,
- Son faible coût et la facilité avec laquelle il est installé,
- Sa simplicité,
- Sa robustesse (ICOLD, 2010).

III.4. Instruments et moyens de mesure des barrages

On a intérêt à rechercher des grandeurs physiques directement mesurables, qui constituent d'ailleurs la réponse de la structure aux sollicitations qui lui sont appliquées. Il s'agit :

- Des mouvements et déplacements
- Des déformations et contraintes
- Des inclinaisons et rotations
- De la pression
- Du niveau
- Des charges et forces
- Des températures

Le dispositif d'auscultation mis en place doit permettre de mesurer des déformations, températures, des pressions interstitielles, des niveaux piézométriques et des débits. La détermination de certaines caractéristiques chimiques des eaux permet de compléter l'information.

Les tableaux II.1 et II.2 donnent les principaux paramètres qui doivent être relevés pour le barrage en béton et en remblai.

Dans le cas d'un système de mesure permanente, les informations sont utiles pour conduire une analyse à distance du comportement. Il n'est pas indispensable de prévoir la saisie automatique de tous les points de mesure. Il est recommandé de se limiter à quelques paramètres définis et caractéristiques. Ce système automatique peut être une aide pour les points difficiles d'accès.

Tableau II.1 : Instruments et moyens de mesure pour les barrages en béton (OFEG, 2002)

Type de mesure	Instruments et moyens de mesure
Déformation de la structure	<ul style="list-style-type: none"> - Pendule direct - Pendule inverse - Alignement par fil - Extensomètre - Réseau extérieur (Nivellement, Polygone, Mesures d'angle Mesures de vecteur, Alignement)
Mouvements particuliers (fissures, joints)	<ul style="list-style-type: none"> - Fissuromètres - Vinchon
Températures dans le corps du barrage	<ul style="list-style-type: none"> - Thermomètre - Thermomètre électrique
Sous –pressions au contact béton –fondation	<ul style="list-style-type: none"> - Relevé de niveau par câble à témoins - Manomètre - Piézomètre - Cellule de pression hydraulique ou électrique
Débits de percolation et de drainage	<ul style="list-style-type: none"> - Déversoir - Mesure volumique - Venturi
Chimie des eaux de fuite	<ul style="list-style-type: none"> - Analyse au laboratoire

Tableau II.2 : Instruments et moyens de mesure pour les barrages en remblai (OFEG, 2002)

Type de mesure	Instruments et moyens de mesure
Déformations horizontales et déformations verticales (tassement)	<ul style="list-style-type: none"> - Géodésie (Réseau extérieur, Nivellement, Polygone, Mesure d'angle, Alignement) - Inclinomètre - Tassomètre - Repère de tassement hydraulique
Ligne piézométrique	<ul style="list-style-type: none"> - Piézomètres

Pressions interstitielles	<ul style="list-style-type: none"> - Manomètre - Cellules de pression
Débits de fuite et de drainage	<ul style="list-style-type: none"> - Déversoir - Mesure volumique - Venturi
Température de l'eau	<ul style="list-style-type: none"> - Thermomètre
Turbidité	<ul style="list-style-type: none"> - Turbidimètre
Chimie des eaux de fuite	<ul style="list-style-type: none"> - Analyse au laboratoire
Température dans le corps du remblai	<ul style="list-style-type: none"> - Thermomètre électrique

III.5. Mesure des conditions et des charges extérieures

Les charges directes (en particulier la poussée hydrostatique) sont celles qui agissent directement sur l'ouvrage, quant aux conditions extérieures, elles reflètent les conditions atmosphériques (par exemple la température ambiante) sur le site.

La poussée hydrostatique étant une charge importante, les variations du niveau du plan d'eau doivent être relevées et enregistrées, même si le bassin reste vide la plupart du temps (comme c'est par exemple, le cas d'un bassin pour la protection contre les crues). La température de l'eau est également un indicateur à relever. Dans le cas où les dépôts de sédiments seraient importants (modification des charges, diminution marquée du volume utile, risque l'obturation des organes de vidange), il est nécessaire de procéder périodiquement au relevé de leurs niveaux.

Les conditions atmosphériques (température de l'air, pluviométrie, neige) sont également des données importantes. La température ambiante peut avoir une incidence, en particulier sur les déformations d'un barrage en béton.

Il est bon de consigner si les précipitations tombent sous forme de pluie ou de neige. Enfin, il faut relever que les précipitations et la fonte des neiges ont parfois une influence directe sur les infiltrations à travers le sous sol. Dans des cas précis, les conditions sismiques sur le site peuvent être enregistrées (Smail, 2007).

Tableau II.3 : Instruments de mesures des charges et des conditions extérieures (Smail, 2007).

Paramètres	Instruments
Niveau du plan d'eau	<ul style="list-style-type: none"> - Echelle limnimétrique - Balance à pression - Manomètre - Câble avec témoin (sonore ou lumineux)
Niveau des sédiments	<ul style="list-style-type: none"> - Bathymétrie
Température de l'eau	<ul style="list-style-type: none"> - Thermomètre
Conditions climatiques	<ul style="list-style-type: none"> - Thermographe, thermomètre - Pluviomètre
Conditions sismiques	<ul style="list-style-type: none"> - Sismomètre, accélérographe

En ce qui concerne les sollicitations extérieures, elles peuvent être synthétisées en ce qui suit :

- 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 pressions, pressions interstitielles) et des fuites et des percolations à travers le barrage et les fondations (Schleiss et Pougatsch, 2011).

III.5.1. Mesure de la cote du plan d'eau

La mesure du niveau d'eau dans la retenue est indispensable pour permettre l'analyse du comportement de l'ouvrage. Cette mesure est très souvent gérée par l'exploitant de la retenue, pour qui, le volume accumulé derrière le barrage est une donnée importante.

Plusieurs systèmes permettent cette mesure. La plus fiable est sans conteste la balance à pression, dont la plage de mesure permet de couvrir toute la variation du niveau de la retenue avec une précision demandée de l'ordre de ± 10 cm. Le calibrage et la vérification de la balance à pression sont essentiels (redondance, avec d'autres modes de mesure). Parmi les autres moyens, on peut citer l'échelle limnimétrique, qui est une latte calibrée en bois ou en métal avec repères décimétriques, installée le long de la paroi externe de la tour de prise d'eau et visible de la crête du barrage, La précision de la mesure est de ± 1 cm. Il existe aussi la sonde à ultrasons qui détecte la surface par réflexion d'impulsions d'ultrasons.

Pendant un événement de crue, il doit être possible de suivre visuellement sur place l'évolution du niveau du plan d'eau, qui peut le cas échéant atteindre un niveau supérieur à celui du couronnement. A cet effet, il est impératif d'installer des repères et / ou des échelles limnimétriques avec marques visibles. Cette redondance permet aussi de pallier une défaillance du système de mesure automatique (Schleiss et Pougatsch, 2011). Cette mesure participe à trois objectifs :

- Améliorer la gestion de la retenue par connaissance continue des volumes d'eau disponibles,
- Participer à l'auscultation du barrage en permettant d'examiner l'influence de la cote de la retenue sur les mesures de certains instruments (en particulier débit et piézométrie),
- Enrichir les données hydrologiques par mesure des débits de crue (Pytharouli et Stiros, 2008).

Par contre, la mesure de la cote du plan d'eau est un complément indispensable pour d'une part la gestion de la retenue et d'autre part l'interprétation des mesures présidentes. Elle se fait manuellement par une échelle limnimétrique scellée sur une partie fixe en béton (tour de prise, parement amont) ou automatiquement par différents type de limnigraphe ou limnimètres numériques. L'enregistrement en continu de la côte de la retenue est parfois une exigence du service de contrôle (Poupart et Royet, 2001).

III.5.2. Mesure de la température

La mesure de la température de l'air et de l'eau de la retenue est facile à mesurer. Ces paramètres interviennent indirectement dans la vérification de la sécurité du barrage. Pour les barrages en béton, par exemple, ce sont plutôt la répartition et la variation des températures à l'intérieur du barrage qui sont à relever.

La mesure de la température de l'air peut se faire au moyen d'un thermomètre industriel à capillaire. Un thermomètre à maximum/minimum est particulièrement bien indiqué, car en plus de la mesure courante, il permet de connaître la température la plus basse et la plus haute de la période de mesure. Le thermographe permet la mesure et l'enregistrement en continu de la température ambiante. Le relevé se fait sur une bande de papier fixé sur un tambour.

Quant à la mesure de la température de l'eau, un thermomètre est placé dans un tube métallique de protection muni d'un réservoir d'eau perforé. Le principe consiste à remplir le réservoir jusqu'à ce qu'il acquiert la température de l'eau. Le thermomètre est remonté à la surface, le réservoir rempli d'eau captée à la profondeur voulue. Il est alors possible de lire la température (Schleiss et Pougatsch, 2011).

a) Température de l'air et de l'eau

Il ya lieu de prendre en considération les charges thermiques extrêmes, l'Influence sur la fonte des neiges. Les instruments y afférents sont facilement remplaçables avec possibilité de mesure automatique et d'enregistrement. On distingue :

- Le thermomètre normal,
- Le thermomètre électrique.

b) Température dans le béton

Charges thermiques internes influençant directement la déformation du béton.

Durant la phase de construction, il s'agit de suivre l'évolution de la température du béton pendant sa phase d'hydratation et du durcissement. Ensuite, en cours d'exploitation, il est utile de suivre les variations des températures afin de déterminer leurs incidences sur les déformations

III.5.3. Mesure des précipitations

Les pluviomètres, les pluviomètres totalisateurs et les pluviographes permettent de connaître l'ampleur des précipitations tombées dans la région du barrage. Les résultats de mesure permettent de tenir compte des conditions météorologiques dans l'interprétation des débits d'infiltration et de drainage ainsi que des pressions d'eau dans la fondation, qui sont tous deux influencés par le niveau de la nappe phréatique. Par ailleurs, les mesures fournissent aussi des données pour les études hydrologiques (Schleiss et Pougatsch, 2011).

Le pluviomètre recueille les précipitations. L'appareil de mesure est principalement constitué par un récipient d'une surface de 200 cm^2 parfois 500 cm^2 . La quantité des précipitations tombées est régulièrement relevée au moyen d'un récipient gradué (précision : millimètre/ jour).

Le pluviomètre totaliseur : les précipitations sont recueillies dans un réservoir de forme conique muni d'une petite ouverture (généralement 200 cm^2). Il est capable d'accumuler les précipitations sur 6 à 12 mois. Les mesures se font à intervalle très espacé (environ 1 mois). Les quantités des précipitations sont recueillies sur une longue durée. L'intérêt de cette mesure réside plus dans l'information relative à la quantité de pluie dans une région montagneuse et d'accès difficile que la connaissance de la répartition de la pluie dans le temps.

Les pluviographes sont des appareils qui permettent de relever la distribution des pluies de manière mécanique ou électronique. Le principe d'auge à bascule est utilisé. La pluie remplit un auget qui bascule lorsqu'un certain poids est atteint et se vide en donnant une impulsion qui sera enregistrée.

Le pluviographe livre des données dans le temps et de haute résolution, ce qui est particulièrement très utile pour les études hydrologiques. De plus, la mise en mémoire électronique des mesures facilite leur interprétation. Il demande un entretien considérable. Par ailleurs, un approvisionnement en énergie pour le relevé des mesures doit être garanti.

Le pluviomètre et le pluviographe sont des appareils pour un relevé direct. De son côté, le pluviographe se prête à la télétransmission des valeurs (CSB, 2005).

III.5.4. Niveau des sédiments

La mesure du niveau des sédiments déposés dans une retenue peut se faire à partir d'une embarcation, soit par sondage à la perche ou au fil lesté, soit par ultrasons. Pour dresser des profils et la topographie des dépôts, la position du bateau au moment de la mesure doit être déterminée. Elle est obtenue depuis la rive par une mesure d'angle et de distance ou par positionnement au moyen d'une mesure GPS. Une possibilité plus simple consiste à tendre d'une rive à l'autre des fils avec des repères de distance.

III.5.5. Sismologie

De façon générale la répartition des accélérographes à trois composantes dans un ouvrage et à proximité se fait en fonction du type de barrage et des objectifs fixés. L'équipement doit être conçu de telle manière que suite à un tremblement de terre important l'on puisse retirer des renseignements relatifs au comportement dynamiques de la structure et aux mouvements effectifs le long des appuis. L'appareil extérieur permet d'obtenir des informations dans une zone située à proximité du barrage est non influencé par celui-ci (Darbre et pougatsch, 1993).

III.6. Paramètres significatifs et évolutifs des barrages

On a intérêt à rechercher des grandeurs physiques directement mesurables, qui constituent d'ailleurs la réponse de la structure aux sollicitations qui lui sont appliquées. Les principaux paramètres évolutifs qui peuvent conduire à des désordres, voire des ruptures, sont globalement répertoriées et recensés.

Le tableau II.4 résume les principaux paramètres significatifs qui doivent être relevés et les contrôles à effectuer pour suivre le comportement des barrages en béton et en remblai, ainsi que celui de leurs fondations (Schleiss et Pougatsch, 2011).

Tableau II.4 : Paramètres significatifs pour le suivi d'un ouvrage de retenue et de ses fondations (CSB, 2005a)

Barrage en béton	Barrage en remblai	Fondations
Déformations de la structure	Déformations du corps de la digue	Déformations
Mouvement particuliers (fissures, joints)	Mouvements particuliers (liaisons avec une structure béton)	Mouvement particuliers (fissures, diaclases)

Température dans le corps du barrage	Température dans le corps de la digue pour la détection de percolation (éventuel).	
Sous-pression (au contact béton-fondation et dans le rocher)	Pressions interstitielles dans le corps du barrage en remblai et niveau piézométrique	Pressions interstitielles Sous-pression au contact béton-fondation Niveau piézométrique
Débit de fuites et de drainage, infiltration	Débit de fuites et de drainage	Débits de fuites, de drainage, résurgences
Chimie des eaux de percolation	Chimie des eaux de percolation	Chimie des eaux de percolation
Turbidité (éventuelle)	Turbidité	Turbidité

III.6.1. Tassements et déformations

Des tassements nettement plus importants que ceux qui ont été prévus de la crête du barrage en remblai sont à contrôler, ceci entraîne une diminution de la revanche (Alonso et al, 2007).

Dans les barrages en béton, il est essentiel de connaître les déformées horizontales et verticales de la structure. Selon la configuration du barrage (avec ou sans galeries et/ou puits), les points de mesure sont situés, à différents niveaux, à l'intérieur du barrage ou fixés sur son parement aval. Si possible, les lignes de mesure sont prolongées dans le rocher, pour connaître entre autre le déplacement au niveau de la fondation.

III.6.2. Pressions interstitielles et niveaux piézométriques

Dans les barrages en remblai, un écoulement semblable à celui dans un sol se développe parce que les matériaux de construction utilisés sont plus ou moins perméables. Les écoulements à travers un barrage en remblai et sous celui –ci sont à l'origine de pressions interstitielles qui revêtent une importance primordiale pour la stabilité de l'ouvrage. Les infiltrations doivent donc être étroitement surveillées car chaque déviation de la normale témoigne d'une évolution des pressions interstitielles qui peut mettre en cause la sécurité de l'ouvrage de retenue (Szostak-Chrzanowski, et Massiéra 2004).

Dans un barrage en remblai, il importe de contrôler l'évolution des pressions interstitielles (en particulier dans le noyau et les fondations). Les pressions interstitielles ne doivent pas dépasser les valeurs admises dans le projet. Cela peut se faire par la mise en place de cellules de pression pneumatiques, hydrauliques ou électriques. Le contrôle sera d'autant meilleur que le nombre de profils de mesure ainsi que le nombre de cellules par profil seront élevés. Ce mode de faire garantit une certaine redondance justifiée par un taux de défaillance des cellules souvent important (Smail et al, 2009).

III.6.3. Sous pressions

Les infiltrations sous un ouvrage de retenue conduisent à l'apparition de sous –pressions. Le relevé des sous –pressions est important, car elles ont surtout une incidence importante sur la stabilité des barrages –poids en venant s'opposer à l'effet stabilisant du poids propre. L'exécution d'un voile d'injection et parfois celle de forages drainant doivent permettre de limiter ces sous –pressions, c'est pourquoi l'efficacité de ces mesures doit être contrôlé. Les sous –pressions, dont les valeurs varient normalement en fonction du niveau du plan d'eau de la retenue, sont mesurées au niveau du contact béton –rocher et, dans certains cas, à différentes profondeurs en fondation.

Pour les sous –pressions variant d'amont vers l'aval, il convient de répartir plusieurs points de mesure le long de la base des ouvrages en béton, si possible au droit de plusieurs sections (CFGB, 2002).

III.6.4. Débit de fuites et de drainage

La charge hydrostatique provoque des infiltrations à travers un ouvrage de retenue et dans ses fondations. Dans le cas des barrages en béton, les débits d'infiltrations restent généralement concentrés le long de zones les moins étanches du béton. Les écoulements à travers un barrage en remblai et sous celui –ci sont à l'origine de pressions interstitielles qui revêtent une importance primordiale pour la stabilité de l'ouvrage. Les infiltrations doivent donc être étroitement surveillées car chaque déviation de la normale témoigne d'une évolution des pressions interstitielles qui peut mettre en cause la sécurité de l'ouvrage de retenue.

Les débits d'infiltrations varient en fonction du niveau de la retenue. Ils peuvent aussi être influencés par les conditions atmosphériques et la fonte des neiges. Le débit total des venues d'eau donne une indication sur le comportement global des infiltrations. Les stations de mesures sont disposées de telle façon à effectuer des

mesures de débits partiels selon zones prédéterminées. Ce procédé permet, en cas d'anomalie, de localiser la zone critique et de faciliter la recherche des causes.

Dans les barrages en béton, les eaux sont conduites dans les rigoles des galeries vers les stations de mesure de débit. Les eaux de percolation des barrages en remblai peuvent être récoltées dans des drainages situés à l'aval d'un noyau ou à l'interface d'une membrane étanche et du corps de l'ouvrage et dirigées vers la station de mesure. Le débit des eaux de percolation et de drainage à l'exutoire peut être mesuré par volumétrie (avec un récipient et un chronomètre), au moyen d'un déversoir calibré, d'un venturi ou par la mesure du flux dans un tube. Une diminution du débit peut indiquer un colmatage des drains (Szostak et Chzanowsk, 2008).

Pour les barrages en remblai comprenant des matériaux aisément solubles ou érodables ou qui sont fondées sur de tels matériaux, il est aussi souhaitable de procéder au contrôle régulier de la turbidité et à des analyses chimiques périodiques de l'eau. La mesure de la turbidité permet une appréciation concernant l'entraînement de particules fines, quant à l'analyse chimique, elle livre une information relative aux matières dissoutes (par exemple, celles issues du voile d'injection). Ces relevés, conjointement avec ceux des sous –pression, livrent une information relative à l'état de l'écran d'étanchéité et à l'efficacité des drainages.

Une diminution du débit peut indiquer un colmatage depuis la retenue ou aussi du système de drainage. Il est dès lors important de vérifier la répercussion sur les sous –pressions qui peuvent augmenter de manière excessive (Smail, 2007).

III.7. Mesure des paramètres géométriques

Les techniques modernes de construction et de conception permettent la réalisation de grandes structures d'ingénierie telles que les barrages. Ces structures sont constamment sujettes aux déformations et déplacements sous contraintes des charges internes et externes qui s'exercent sur leurs parois. Pour s'assurer de leur sécurité, prévenir des détériorations coûteuses, vérifier les critères de la construction et suivre leur comportement général, une évaluation précise de leurs déplacements dans le temps est nécessaire (Akrou, 1998).

La mesure des déformations dans un barrage permet d'avoir une évaluation de sa stabilité et de sa sécurité. Par exemple, des déformations initiales trop grandes ou inattendues peuvent être les seules indications de problèmes potentiels dans le corps du barrage (Massiéra et al, 2008).

On peut distinguer plusieurs types de mesures de déplacements :

- **Des mesures de déplacement absolu (de surface)** de repères du barrage par rapport à des piliers d'observation fixes implantés dans des zones non susceptibles d'être affectée par des mouvements, on peut réaliser des mesures altimétriques (tassement) et des mesures planimétriques (sens amont –aval et sens rive-rive) . Ces mesures mobilisent des compétences spécialisées, une fois ou deux par an.

- **Des mesures de déplacement internes (en profondeur)** du remblai, verticaux à l'aide de tassomètres, horizontaux à l'aide d'inclinomètres ou d'élongamètres, ces appareils ne concernent en général que les ouvrages importants,

- **Des mesures de déplacements relatifs**, le long d'un joint ou d'une fissure, quantifiés par des instruments le plus souvent installés à la demande (fissuromètre, VINCHON au droit des joints de la galerie de visite) (Alonso et al, 2007).

Pour les barrages en remblai, l'objectif est d'abord de connaître l'évolution des déformations verticales (tassement) et horizontales de l'ouvrage en crête, mais aussi si possible à divers niveaux, et en particulier les tassements de la fondation. En règle générale, les déplacements horizontaux des points sont déterminés par des mesures géodésiques telles que les mesures d'angles et de distance (mesure de vecteurs), alignement et polygonales. Quant aux déplacements verticaux (tassement ou soulèvements), ils peuvent être déterminés par des mesures de nivellement ainsi qu'au moyen de tassomètres ou de repères de tassement hydraulique. Le nivellement peut s'effectuer aux niveaux du couronnement et éventuellement d'une berme (Schleiss et Pougatsch, 2011).

Il est essentiel de suivre l'évolution des tassements réels en fonction du temps, pendant et après la construction du remblai.

Au point de vue pratique, ces mesures permettent en outre :

- De prévenir des incidents en cours d'édification du remblai (variation brusque de la vitesse de tassement : remontée ou descente brutale des cellules dans le cas du tassomètre),
- De connaître le volume des matériaux ayant pénétré dans le sol de fondation (règlement objectif à l'entreprise du volume réellement mis en place) (Laboratoire des ponts et chaussées, 1971).

Les résultats des mesures fournies par l'instrumentation géotechnique et les méthodes géodésiques sont complémentaires pour déterminer le comportement d'un barrage en remblai (Massiéra et al, 2008).

III.7.1. Mesure du déplacement absolu (en surface)

La connaissance de déplacements absolus est nécessaire pour obtenir des indications sur l'évolutions des déformations à long terme plus particulièrement dans le cas d'un comportement inhabituel (CSB, 2005a).

La géométrie absolue du barrage peut être suivie par topographie de haute précision. Des cibles sont fixées sur le parement aval et, parfois, en partie supérieure du parement amont. Leur position dans l'espace est relevée par topographie directe et triangulation depuis des plots de visées situés suffisamment loin du barrage pour ne pas être influencées par celui-ci. Le dépouillement exige de vérifier la fixité de certains plots de référence (par méthodes de dépouillement statiques). Ces mesures sont longues et coûteuses, elles ne sont réalisées qu'une à deux fois par an. Elles ne sont donc pas utilisables pour la détection de phénomènes rapidement évolutifs (Szostak et Chzanowsk, 2008).

Les méthodes géodésiques permettent de déterminer les déplacements horizontaux et verticaux absolus de points sélectionnés (cibles ou bornes d'observations) situés à la crête ou sur les talus du barrage, par rapport à des points de références stables, en utilisant des techniques de positionnement terrestre ou par satellite (Kalkan et al, 2010).

Avec l'avancement actuel de méthodes géodésiques terrestres, les stations totales robotiques qui peuvent reconnaître automatiquement les cibles, sont communément utilisées pour déterminer les coordonnées dans les trois directions à des intervalles de temps présélectionnés (Wilkins et al, 2003).

Les mesures topographiques qui permettent de connaître les déplacements de repères matérialisées sur le barrage par rapport à des bases fixes situées autour de l'ouvrage : nivellement pour suivre les tassements, mesures d'alignement pour suivre des mouvements dans la direction amont-aval, planimétrie pour suivre les mouvements dans les deux directions horizontales (Szostak et al, 2006)

Les procédés topographiques constituent un élément important de la surveillance car ils permettent de connaître non seulement les déformations de l'ouvrage mais également celles des fondations et des roches environnantes (Antoine et al, 1992).

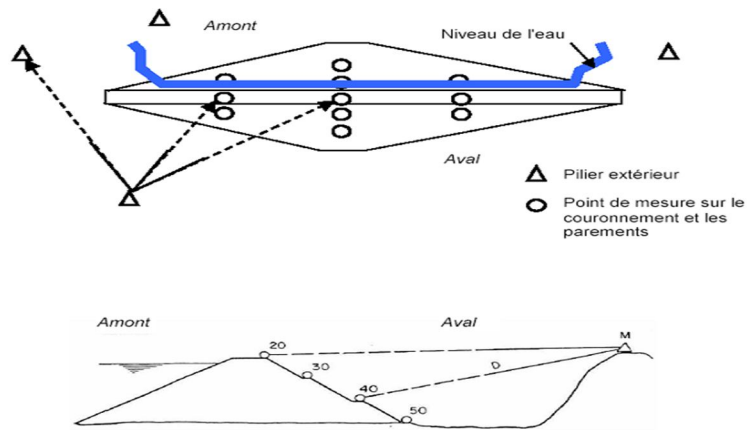


Figure II.2 : Mesure de déformations verticales et horizontales à partir de points de mesures situées sur le parement (Smail, 2007)



Figure II.3 : Borne sur talus aval servant aux mesures des déplacements
Barrage Sidi Abdelli, wilaya de Tlemcen (Smail, 2007)



Figure II.4 : Visée de bornes d'observations pour mesure des déplacements
(EDF et Cemagref, 1998)

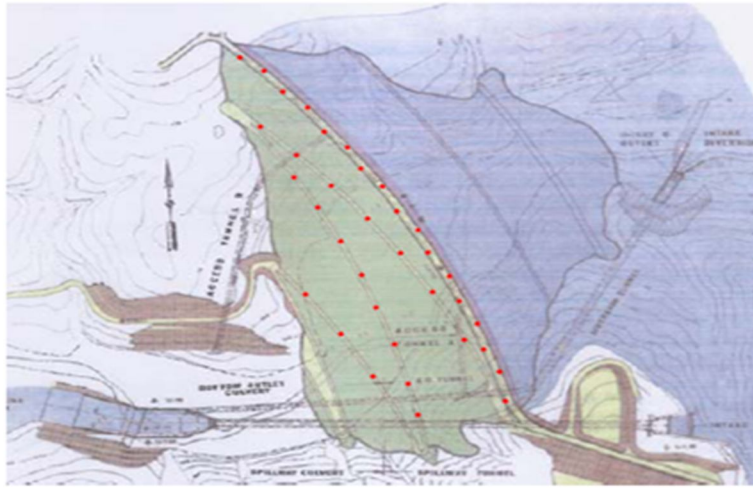


Figure II.5 : Points de contrôle géodésique par piliers au sommet et en aval (CSB, 2005b)

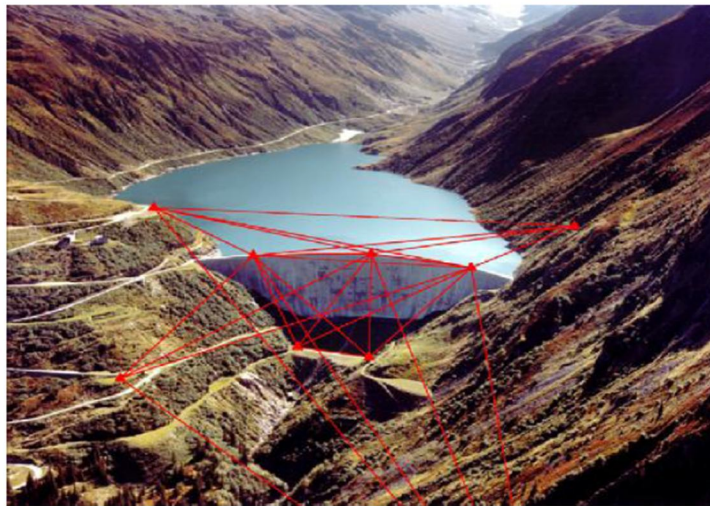


Figure II.6 : Exemple d'un réseau de mesure (CSB, 2005b)

III.7.1.1. Nivellement

Le nivellement est une méthode simple pour la mesure des hauteurs. La différence d'altitude entre points voisins est déterminée par des visées horizontales (au moyen d'un niveau) sur une mire verticale. La différence d'altitude est égale à la différence des lectures avant-arrière sur la mire (CSB, 2005b).

Le nivellement est la méthode topographique la plus simple et la moins onéreuse qui permette d'assurer une surveillance en altimétrie.

Les mesures de nivellement concernent essentiellement les barrages en remblai.

Les repères de nivellement sont des bornes en béton de dimension suffisante, bien ancrées dans le remblai et munies d'une pointe sur leur face supérieure. Ils sont implantés sur le couronnement du remblai (bord amont ou aval). Pour les barrages

de grandes hauteurs, on peut prévoir une deuxième ligne de repères sur le parement aval (par exemple sur une risberme).

Ces repères sont nivelés depuis des piliers d'observation placés sur les rives dans des zones stables. Ces piliers en béton, de dimension conséquente, sont munis de plaques de centrage pour fixation d'un niveau à bulle. Lors des mesures, on réalise systématiquement un cheminement aller et un cheminement retour. La précision dépend des distances de visée. Elle est en général de l'ordre du demi-centimètre et, dans de bonnes conditions, peut atteindre le millimètre (Royet, 1994).

Le nivellement qui donne le déplacement vertical des repères installés sur les ouvrages est utilisé pour la mesure des tassements de barrage 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 (Pytharouli et Stiros, 2005).

III.7.1.2. Mesures d'alignement

Les mesures d'alignement sont faites sur des repères scellés sur le couronnement de l'ouvrage, à partir de piliers implantés sur les rives, dans l'alignement des repères. Ces mesures 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).

III.7.1.3. 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 (Royet, 1994).

Les méthodes de suivi en planimétrie nécessitent la mise en œuvre de moyens coûteux exploités par un personnel très spécialisé, aussi ne sont-elles recommandables que pour les grands ouvrages. Sur les ouvrages modestes, on les remplacera souvent par des méthodes de suivi des déformations locales (Antoine, 1992).

III.7.1.4. Le système de positionnement GPS

Les auscultations topographiques de barrages se font à l'aide d'instruments classiques tels que les niveaux de haute précision, les théodolites et les distances-mètres. Cette méthode donne des résultats de précision de l'ordre de ± 2 mm en altimétrie et mieux que ± 5 mm en planimétrie mais elle est dispendieuse et requiert un long temps d'exécution. Avec le complément de sa constellation, le système de positionnement GPS peut apporter des solutions aux lacunes de l'auscultation par mesures conventionnelles (Akrou, 1998).

Lors des 20 dernières années, le département américain de la défense des USA a développé et réalisé un système de navigation comprenant une constellation de 24 satellites effectuant 2 rotations par jour sur une orbite située à environ 20.000 km (CSB, 2005c).

Il s'agit de la mesure des distances entre l'antenne du récepteur et les satellites. Pour effectuer la résolution géométrique, il faut disposer au minimum de 3 mesures de distance. La position de l'antenne est obtenue par l'intersection de 3 sphères dont les centres sont la position du satellite et les 3 distances mesurées en sont les rayons (CSB, 2005c).

Le système de positionnement global par satellites (GPS) permet de déterminer la position des récepteurs GPS avec une précision de quelques millimètres vis-à-vis de points de références stables distants de plusieurs kilomètres (Massiéra et al, 2008).

Les méthodes classiques ont des faiblesses telles que la séparation des réseaux d'altimétrie et de planimétrie, la réquisition d'un matériel très lourd et de longs délais d'exécution. Elles sont aussi tributaires des conditions météorologiques (vent, neige, froid...). Tout ceci fait que ces méthodes sont très coûteuses d'utilisation.

Le système de positionnement GPS avec sa constellation complète peut potentiellement donner des solutions aux lacunes de l'auscultation par mesures conventionnelles. Parmi les avantages du GPS citons : la réduction des coûts d'opérations, le court délai d'exécution, la non-nécessité d'une intervisibilité entre les stations, les observations sont possibles même par mauvais temps, etc (Akrou et Santerre, 1998).

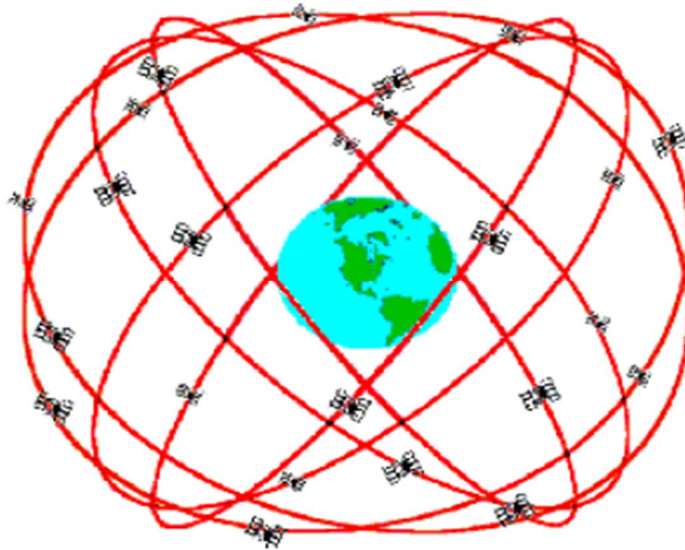


Figure II.7 : Configuration des satellites (CSB, 2005c)

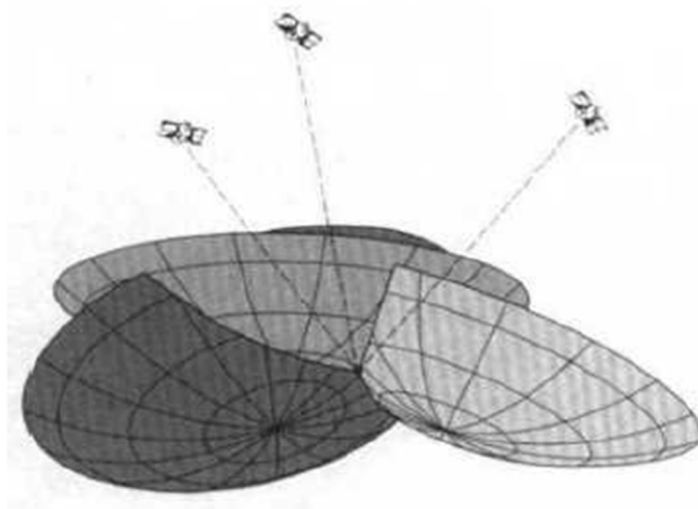


Figure II.8 : Détermination de la position au moyen de l'intersection de sphères dans l'espace (CSB, 2005c)

III.7.2. Mesure des déplacements internes (en profondeur)

Les déplacements internes peuvent être mis en évidence par des mesures effectuées tant en fondation que dans le corps de l'ouvrage ou à sa surface.

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

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

Les déplacements peuvent également être détectés par des déplacements différentiels mis en évidence par des rotations.

On mettra donc en œuvre différents matériels adaptés aux phénomènes que l'on souhaite mesurer et aux types d'ouvrage à instruments (barrages en maçonnerie ou en terre) (Antoine et al, 1992). Elles permettent de découvrir des déplacements dans la masse des structures.

III.7.2.1. Tassomètres

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. 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 ± 1 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).

Le tassomètre magnétique à points multiples est utilisé pour mesurer les déformations le long d'une verticale au-dedans d'un sol ou d'un ouvrage en terre.

L'appareil se compose d'un tube d'accès interne et d'un tube externe froncé en plastique, à l'extérieur de ceux-ci des anneaux magnétiques sont placés à différentes profondeurs. Le type d'ancrage au terrain des anneaux varie en fonction de l'installation (ressort à lames en forage ou plaques en remblai au cours de sa construction). Les anneaux magnétiques suivent les mouvements verticaux du terrain auquel ils sont ancrés.

Les lectures sont effectuées en déplaçant une sonde à détection magnétique dans le tube d'accès, la sonde détecte la position de chaque anneau en émettant un signal sonore. Le câble de la sonde mesure la profondeur des anneaux par rapport à la tête en surface (SISGEO, 2008).

Les tassomètres, hydrauliques ou électriques, sont utilisés pour mesurer les tassements qui se produisent dans le remblai durant sa construction, lors de la mise en eau du réservoir et pendant l'exploitation de l'aménagement. L'évaluation des données sur le tassement durant la construction s'avère utile pour comparer le comportement du barrage à celui d'autres projets construits avec des matériaux similaires (ICOLD, 2010).

Ces dispositifs présentent quelques inconvénients : d'une part leur inaccessibilité empêche toute réparation, ils doivent par conséquent être très robustes car ils supportent des charges considérables. Mais, même si leur durée de vie est limitée, leur intérêt est grand lors de la consolidation du remblai. La précision de ce système est de l'ordre du centimètre (Smail et al, 2008).

Le tassomètre magnétique a été conçu pour mesurer les déplacements de plusieurs points d'un forage. A chaque point à mesurer sont placées des bagues magnétiques entourant un tube PVC. Le tout est scellé au coulis de ciment bentonite. Les bagues suivent tout mouvement du sol et leur position est repérée à l'aide d'une sonde lumineuse qui réagit au passage d'un champ magnétique (Glotzl, 1992).

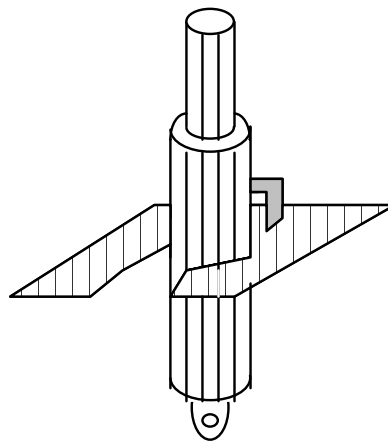


Figure II.9 : Tassomètre type TELEMAC (Smail, 2007)

III.7.2.2. Pendules

Les pendules sont un moyen précis de connaître les déplacements de l'ouvrage. 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. A 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.

L'avantage de ce système est sa précision cependant assez compliqué à mettre en place, il est donc préférable de penser à son implantation dès la conception de l'ouvrage (Vidal, 2010).

Le principe des pendules est de mesurer les déplacements horizontaux relatifs de 2 points superposés, grâce à un fil ancré d'un coté et libre de l'autre (Smail, 2007).

Les pendules direct ou inversé équipés d'une table de lecture dite « à pointes de visées », assurent une précision de l'ordre de 1/10 mm. Le pendule présente toutes les qualités exigées des appareils d'auscultation, on peut effectuer des lectures fréquentes, en toutes saisons. L'installation de plusieurs lignes de pendule, au stade de la construction, ne pose aucun problème, que se soit en puits ou en parements extérieurs. Ils peuvent également être installés sur de nombreux ouvrages existants où ils remplacent alors avantageusement les mesures topographiques. Le pendule est instrument facilement automatisable, mais dans ce cas, il est toujours recommandé de conserver des mesures manuelles aux fins de vérification (Poupart et Royet, 2001).

Le coût de mise en œuvre d'un tel appareil est relativement élevé, dans la mesure où il nécessite la réalisation d'un forage de gros diamètre, rigoureusement vertical.

Mais sa rusticité et sa simplicité d'utilisation, et surtout l'information qu'il délivre avec précision, justifient largement son installation (Antoine, 1992).

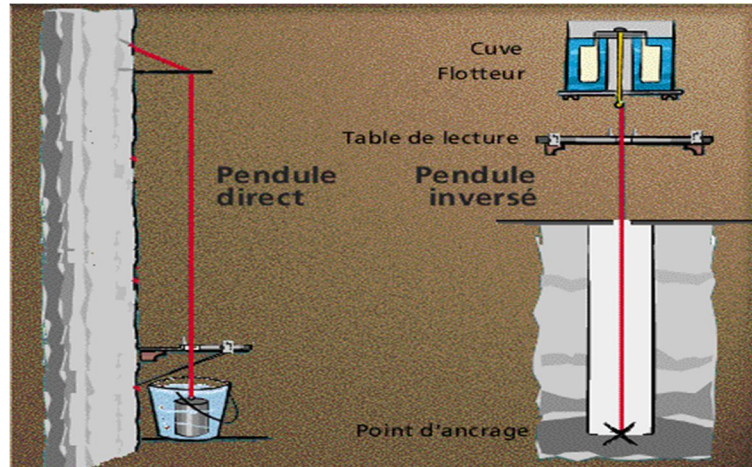


Figure II.10 : Schéma d'installation d'un pendule (EDF et Cemagref 1998)



Figure II.11 : Installation d'un pendule avec table de lecture dans une galerie de barrage (EDF et Cemagref, 1998)



Figure II.12 : Pendule, table de lecture des déplacements horizontaux (EDF et Cemagref 1998)

III.7.2.3. Inclinomètres

Les inclinomètres ou clinomètres sont classés dans deux familles :

- Les inclinomètres de surface sont fixés sur l'ouvrage et mesurent de façon précise les mouvements en un point de l'ouvrage.
- Les clinomètres de forage sont surtout utilisés par les géotechniciens pour l'étude de la stabilité de sols. Ce sont des forages tubés qui ont des rainures longitudinales pour permettre le guidage de la sonde. Ces derniers permettent de mesurer les mouvements du sol à plusieurs niveaux en faisant descendre la sonde le long du tube.

La cellule permettant la mesure de l'inclinaison peut utiliser différents principes électromécaniques plus ou moins complexes suivant les critères recherchés (Vidal, 2010). Appareil de mesure mobile pour connaître essentiellement le long d'une ligne les déformations horizontales d'un barrage en remblai ou d'une fondation. L'installation comprend un tube rainuré en pvc ou en aluminium posé verticalement en continu jusqu'au couronnement pendant la mise en place des remblais (CSB, 2005).

L'inclinomètre est l'appareil conçu pour mesurer des déplacements horizontaux dans les sols. Un tube déformable est descendu dans un forage vertical exécuté dans l'épaisseur des terrains à ausculter et est ancré dans le substratum stable. La hauteur du tube inclinométrique peut atteindre 30 à 40 m. Ce tube subit les déformations du sol et sa déformée est reconstituée à l'aide d'une sonde qui, introduite dans le tube, effectue point par point des mesures de déviation angulaire, dans un ou deux plans, par rapport à la verticale. Connaissant la distance entre les points de mesure et l'angle de rotation en chaque point, il est possible de reconstituer le profil du tube dans le plan de mesure (Antoine, 1992).

Les tubes inclinométriques s'assemblent pour former une colonne verticale dans le sol de la longueur voulue, ils sont rainurés pour guider les roulettes des sondes inclinométriques ou des inclinomètres fixes. L'élaboration des mesures des inclinométriques permet de déterminer le profil des déplacements horizontaux du terrain en fonction de la profondeur (SISGEO, 2008).

Ce matériel nécessite cependant la réalisation des opérations par un personnel qualifié et le dépouillement par un matériel informatique, ce qui ne permet pas d'obtenir immédiatement la valeur des déplacements (Antoine, 1992).

La sonde inclinométrique peut déceler de très faible variation d'angle. La profondeur de lecture est déterminée à l'aide des graduations sur câble. Les lectures de la profondeur sont obtenues avec une précision de l'ordre d'un (1) cm (Tecsult, 2002).

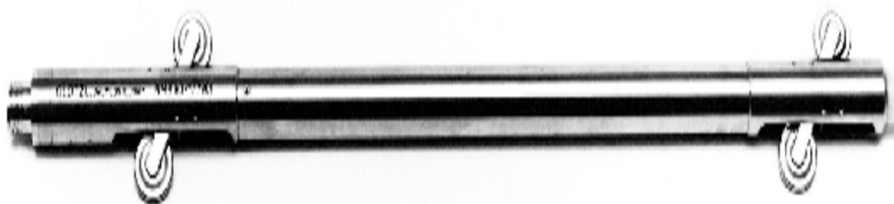


Figure II.13 : Sonde inclinométrique avec galets de guidage (Smail, 2007)



Figure II.14 : Tube inclinométrique avec rainures de guidage (Smail, 2007)



Figure II.15 : Appareil de lectures brutes inclinométriques (Smail, 2007).

III.7.3.3. Extensomètres

Dans certains barrages importants en béton, on place, à la construction, des appareils de mesures constitués d'un tube à l'intérieur duquel se trouve un fil tendu. La mesure par des moyens électriques, de la période de vibration de ce fil permet de connaître la tension du fil et donc sa longueur. Ces extensomètres sont destinés à mesurer les déformations relatives locales du béton.

En associant trois appareils dans des directions différentes, on peut, en théorie, remonter aux déformations principales (Le Delliou, 2007).

Il s'agit simplement d'une corde à piano tendue entre deux flasques solidaires du béton qui, en se déformant, fait varier la tension de la corde. Deux bobines placées au voisinage de la corde la font respectivement vibrer et enregistre la fréquence de vibration de laquelle on obtient la déformation par la relation :

$$L - L_0 = K (F^2 - F_0^2). \text{ Avec :}$$

L = longueur calculée,

L_0 = longueur initiale,

F = fréquence mesurée,

F_0 = fréquence initiale.

Les extensomètres sont disposés par 3 pour obtenir les déformations du plan et par 6 pour obtenir celles de l'espace (Smail et al, 2008).

L'extensomètre est un appareil sensible et fiable, il donne des indications importantes sur l'évolution des déformations internes, notamment pendant le début de la vie de l'ouvrage lorsque retrait et fluage sont importants (Poupart et Royet, 2001).



Figure II.16 : Extensomètre à corde vibrante (EDF et Cemagref 1998)



Figure II.17 : Installation au niveau d'un remblai de l'extensomètre à corde vibrante (EDF et Cemagref 1998)



Figure II.18 : Dépouillement des mesures de l'extensomètre à corde vibrante

(EDF et Cemagref 1998)

III.7.3. Mesure des déplacements relatifs (locaux)

Les barrages en béton ne sont pas exempts de fissures. Si, parfois, leur relevé visuel est suffisant, il est bon dans certains cas de pouvoir suivre le mouvement des lèvres de certaines fissures. En outre, des points de repères sont mis en place pour la mesure des mouvements des joints de la structure. Les instruments utilisés sont en général des comparateurs. Par exemple, les appareils les plus fréquents sont les micromètres, les jointmètres, les rissmaximètres (Schleiss et Pougatsch, 2011).

III.7.3.1. Fissuromètres

Pour suivre le déplacement relatif de deux lèvres d'une fissure ou de deux plots voisins, on a besoin de mesurer des mouvements relatifs locaux. Des ouvertures de « fissure » sont obtenues simplement en mesurant, au pied à coulisse, l'écartement de deux plots fixés dans la structure (CFGB, 1997b).

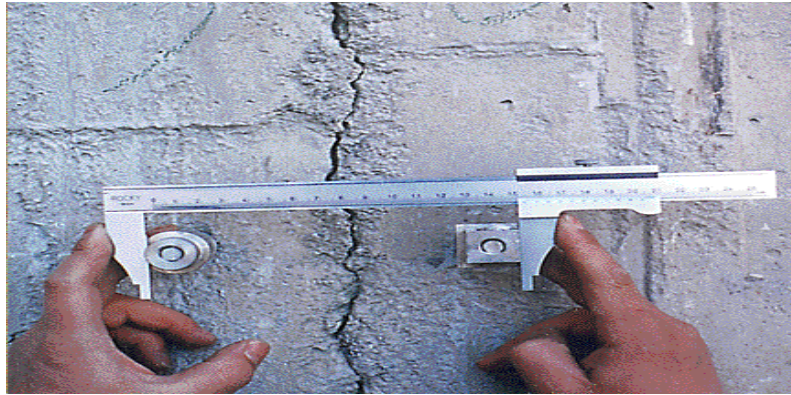
Le principe de fonctionnement consiste dans la mesure du déplacement relatif entre des ancrages à fixer de part et d'autre d'une fissure ou d'un joint. Des fissuromètres sont aussi disponibles en version triaxiale pour la mesure des composantes du mouvement selon trois directions orthogonales (SISGEO, 2008).

Ces appareils sont installés sur un joint ou une fissure dont on veut suivre l'évolution. On mesure les déplacements relatifs des deux lèvres du joint ou de la fissure, en général dans l'axe perpendiculaire au plan de joint. Dans cette famille il existe toute une gamme d'instruments, du plus simple au plus sophistiqué.

- Le fissuromètre avec mesure au vernier (précision au 1/10 de mm) ;
- Le fissuromètre avec mesure au comparateur (précision au 1/100 de mm)

- Le fissuromètre avec capteur inductif (précision au 1/100 de mm mais nécessite d'une alimentation électrique) (Poupart, Royet, 2001).

Selon que l'on mesure le déplacement relatif dans une ou dans trois directions, on distingue les fissuromètres ou les vinchons.



*Figure II.19 : Mesure de déplacements relatifs par fissuromètre
(EDF et Cemagref 1998)*

III.7.3.2. Vinchons

Les vinchons ou fissuromètres permettent le suivi de l'évolution de fissures sur plusieurs axes. Constitués de deux pièces métalliques scellées de part et d'autre de la fissure, on mesure la variation d'écartement de cette dernière à l'aide d'un pied à coulisse. Certains vinchons sont télémésurés, les mesures sont alors faites à l'aide de bobines électriques (Vidal, 2010).

Le vinchon est utilisé pour mesurer les déplacements relatifs de deux surfaces adjacentes dans trois directions orthogonales :

- Déplacement vertical (glissement)
- Déplacement latéral (ouverture)
- Déplacement avant-arrière (rejet)

La mesure se fait au pied à coulisse avec une précision de lecture de 1/100 de mm. Ce pendant, compte tenu d'autres sources d'erreurs, la précision de la mesure est d'environ 0.05 mm. La qualité globale de la mesure dépend largement du soin apporté au scellement de l'appareil et de la rigidité des pièces métalliques (Royet, 1994).

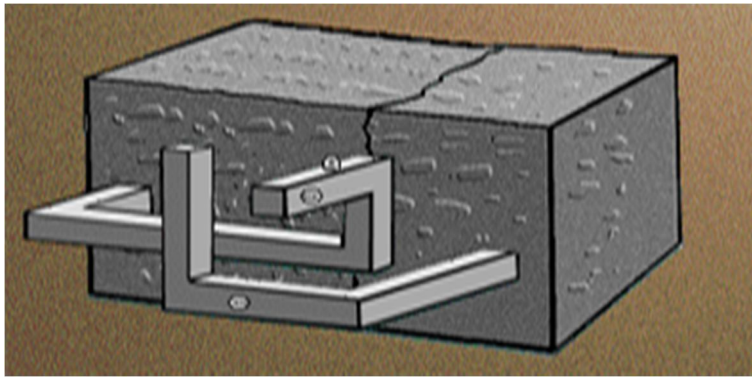


Figure II.20 : Mesure des déplacements relatifs par Vinchon
Déplacement latéral (ouverture) (EDF et Cemagref, 1998)

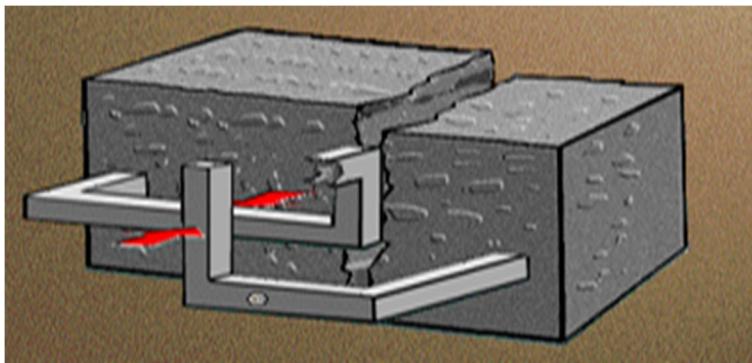


Figure II.21 : Mesure des déplacements relatifs par Vinchon
Déplacement arrière (rejet) (EDF et Cemagref, 1998)

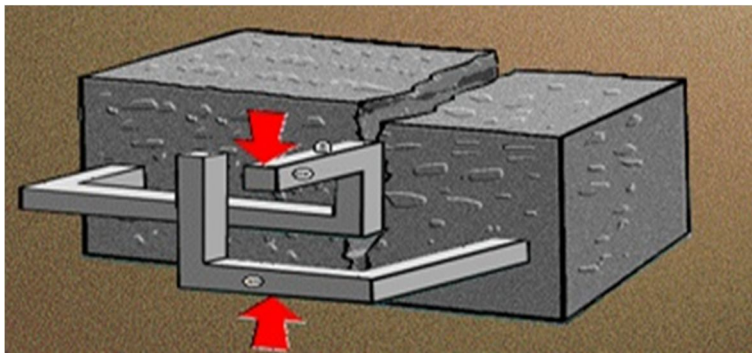


Figure II.22 : Mesure des déplacements relatifs par Vinchon
Déplacement vertical (glissement) (EDF et Cemagref, 1998)



Figure II.23: Procédé de mesure des déplacements relatifs par Vinchon
(EDF et Cemagref, 1998)

III.8. Mesure des paramètres hydrauliques

La sécurité des barrages passe surtout par la maîtrise des phénomènes hydrauliques. L'auscultation vise, en premier lieu, à déterminer les évolutions des conditions d'écoulement dans le massif et dans la fondation.

L'ouvrage est muni de piézomètres directs ou de cellules «noyées» dans le remblai de manière à évaluer les pressions interstitielles.

Les fuites à l'aval sont de bons indicateurs du fonctionnement hydraulique. Une augmentation rapide des fuites peut révéler un phénomène de renard. Il faut aussi que l'inspection du parement aval soit possible (d'où la nécessité d'un entretien du parement et effectuée très régulièrement) (ICOLD, 1992).

L'écoulement des infiltrations à travers un barrage en remblai et dans son soubassement est à l'origine de pressions interstitielles qui sont d'une importance capitale pour la stabilité de l'ouvrage et il importe d'en contrôler leur évolution. Ces paramètres sont déterminés au moyen de cellules de pression pneumatiques, hydrauliques ou électriques. Les cellules sont posées dans le remblai lors de la construction.

Pour assurer une mesure de qualité, un grand nombre de cellules doivent être mises en place. Une attention particulière sera portée aux câbles, sensibles aux tassements différentiels. Des piézomètres mis en place dans la recharge aval permettent l'observation de la présence ou non d'une nappe.

Les fluctuations de la ligne de saturation qui s'établit dans un barrage en remblai peuvent être suivies au moyen de piézomètres (Schleiss et Pougatsch, 2011).

Le contrôle du comportement du drainage tout au long de la vie du barrage, par des mesures régulières des fuites et par un réseau de piézomètres bien implantés et en nombre suffisant à l'amont comme à l'aval des organes étanches est un élément de sécurité non moins important. Le dispositif de drainage qui vit avec le barrage et sa fondation au rythme des remplissages et vidanges successifs peut se colmater ou se cimenter, et par suite, il est nécessaire d'ausculter son évolution pour intervenir à temps par un entretien, un complément ou même un remplacement (Goguel, 2005).

III.8.1. Mesure des pressions interstitielles

La mesure des pressions interstitielles dans le sol supportant le remblai s'effectue à l'aide de piézomètres. C'est une mesure particulièrement délicate qui a trois objectifs essentiels :

- Connaître les conditions hydrauliques au sein des couches,
- Connaître le degré de consolidation des différentes couches rencontrées,
- Déceler les amorces de ruptures en certains points particuliers, si possible, avant que des incidents graves ne surviennent (Laboratoire des ponts et chaussées, 1971).

Élément essentiel de l'auscultation d'un ouvrage, la connaissance des niveaux piézométriques des points sensibles du barrage permet de contrôler :

- Le bon fonctionnement du réseau de drainage,
- L'absence de sous-pressions risquant de mettre en cause la stabilité du barrage.

On peut classer les appareils en deux familles :

- Les piézomètres à tube ouvert,
- Les cellules de pressions interstitielles.

III.8.1.1. Piézomètres à tube ouvert

Ce sont des forages crépinés qui permettent de relever la hauteur d'eau au sein d'un milieu perméable. Leur mode de fonctionnement est assez simple : on fait un forage dans lequel on place un tube équipé d'une crépine permettant le passage et la filtration de l'eau (Vidal, 2010).

Les piézomètres sont bien adaptés à la mesure du niveau piézométrique dans les fondations et en rives. Il s'agit de forages de faible diamètre (60 à 100 mm), équipés de tubes crépinés dans les sols meubles, à l'intérieur desquels établit un niveau d'eau en équilibre avec le niveau de la nappe phréatique environnante. La «chambre de mesure» est, le plus souvent, limitée à une courte partie du forage, la longueur restante étant isolée par un tubage et un coulis étanches (Royet, 1994).

La mesure est basée sur une lecture directe au moyen d'une sonde électrique, au manomètre (si le forage est artésien).

Ces piézomètres sont bien adaptés pour suivre les niveaux de la surface libre et les pressions interstitielles dans le corps d'un barrage et dans sa fondation (Duffy et al, 2001). Ils doivent présenter un temps de réponse assez court et par suite un volume réduit. Les piézomètres à tube ouvert sont bien adaptés à la mesure de la pression interstitielle dans les sols perméables à peu perméables ou les roches fissurées à micro-fissurées. Ils se posent dans un massif de gravier, adapté aux dimensions des grains du sol ou aux fissures du rocher, ce massif étant isolé du reste. En surface de terrain, ils sont munis d'un bouchon étanche autour du tube.

Sur ces appareils, la lecture est simple et ne nécessite pas un personnel spécialisé.

La lecture des niveaux dans les piézomètres à tube ouvert est effectuée à l'aide de capteurs limnimétriques, ce qui impose que les tubes soient le plus vertical possible (Antoine, 1992).

Le piézomètre à tube ouvert est le système le plus simple et le plus robuste. Il est implanté dans le corps du barrage, dans la fondation, les rives ou en aval. Il peut être installé à tout moment, par exemple pour un renforcement de l'auscultation. La précision est de l'ordre du centimètre (Bonelli et al, 2005).

Le piézomètre à tube ouvert, peu coûteux et de lecture aisée, permet de détecter les anomalies dans la fondation ou dans le talus aval (problème de saturation). On implante 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 (Alonso et al, 2007).

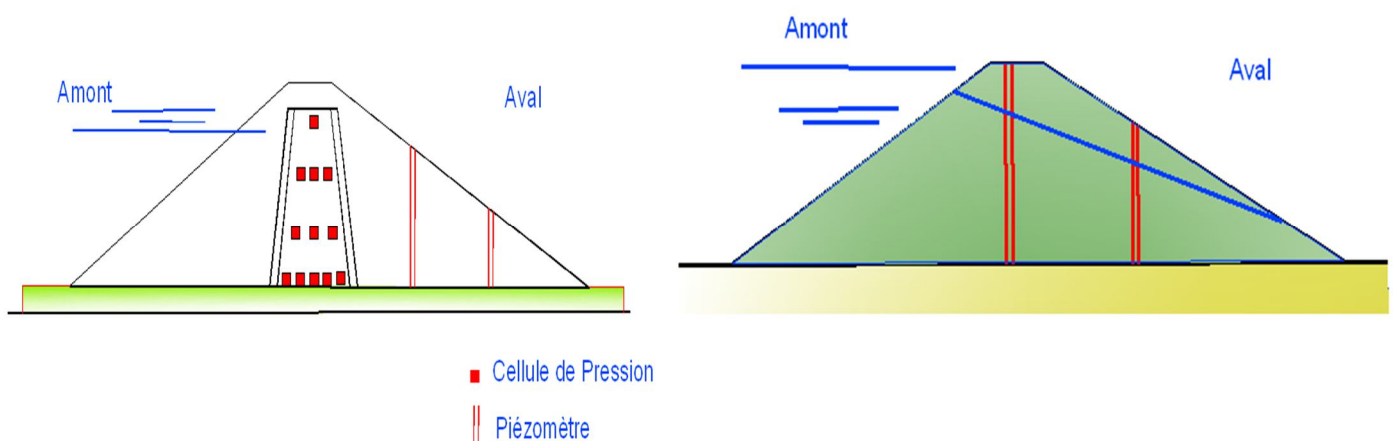


Figure II.24 : Mesure des pressions interstitielles et du niveau piézométrique des barrages en remblai (Smail, 2007)



Figure II.25 : Piézomètre et sonde à interface (Vidal, 2010)

III.8.1.2. Cellules de pression interstitielle

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

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 (Alonso et al, 2007).

Ce sont des sondes qui peuvent être directement intégrées dans un remblai ou foncées dans un sol. Il est aussi possible de les mettre en place à l'aide de forages. Il en existe deux familles : les hydrauliques/ pneumatiques et les électriques.

Le principe général est le suivant : on installe en céramique ou un métal fritté qui va protéger des impuretés un compartiment rempli d'eau. Quand la pression d'eau du milieu va changer, celle de l'eau derrière le filtre va varier de façon identique. Une membrane permettra de mesurer cette pression en se déformant.

Ces capteurs ont le gros avantage de pouvoir être entièrement enfouis dans le sol. Ils ne risquent donc pas de détériorations et ne nécessitent pas d'entretien, contrairement aux piézomètres. Ils sont aussi réactifs car moins dépendants de la porosité du milieu. En effet, les piézomètres doivent évacuer un volume d'eau pour se stabiliser à un niveau équivalent à la pression mesurée (Vidal, 2010).

Les cellules de pression (piézomètres) mesurent les pressions de la nappe et les pressions interstitielles dans un barrage en remblai et sa fondation. La pose a lieu au cours de la mise en place du remblai, dès que la digue a atteint le niveau prévu. Dans la fondation, les cellules piézométriques sont installées dans des forages. La liaison des piézomètres avec la station où les mesures sont généralement centralisées, est assurée par des tuyaux flexibles ou des câbles électriques. On distingue principalement 3 types de cellules piézométriques (CSB, 2005).

La mesure des pressions interstitielles dans les remblais est réalisée par des cellules à contre-pression ou à corde vibrante. La pression interstitielle régnant localement dans le remblai est transmise par une pierre poreuse au dispositif de mesure. Les cellules sont posées pendant la construction du remblai et, selon le type, un câble ou des tubulures transmettent l'information au poste de mesure situé dans un local. Le soin apporté à la pose de ces cellules est primordial pour la qualité des mesures ultérieures, d'autant que ces appareils ne sont ni réparables, ni remplaçables (sauf installation dans un nouveau forage). Les cellules à corde vibrante sont recommandées pour leur longévité (mis à part les problèmes de fluage dans le temps). Leur précision est de l'ordre du demi pour cent (soit 5 cm de colonne pour une cellule de 0-1 bar) (Poupart et Royet, 2001).

Le principe de la mesure de la pression dépend du type d'appareil (cellule à contre-pression ou cellule à corde vibrante) la précision est 0.1 à 1Kpa (soit 1 à 10 cm) (Bonnelli et al, 2005).

On peut distinguer deux types d'instruments de mesure :

a) Capteurs pneumatiques

Le dispositif comporte une cellule de prise de pression noyée dans le remblai ou la fondation, une double tubulure flexible reliant la cellule au tableau de mesure, une valise de mesure avec bouteille d'azote sous pression et manomètre. Les cellules sont posées pendant la construction de remblai, aux niveaux et emplacements choisis, un soin particulier doit être apporté à la protection des tubulures pendant la durée du chantier. Des cellules peuvent également être posées en forage, ce qui rend possible l'équipement de barrages en service.

Il s'agit toute fois d'une opération délicate et relativement coûteuse. La sensibilité des cellules est 0,01 bar, soit 10 cm de colonne d'eau.

Pour les piézomètres pneumatiques, la pression dans la cellule est augmentée progressivement à l'aide d'un gaz (par exemple, l'azote) ou plus rarement à l'aide d'huile, jusqu'au moment où il y a équilibre entre la pression intérieure et la pression extérieure à mesurer. Cet équilibre de pression conduit à l'ouverture d'une soupape et à une indication correspondante à l'appareil de mesure (CSB, 2005).

Robustes et inattaquables par le gel, ils sont aptes à mesurer la pression de l'eau interstitielles même dans les conditions climatiques les plus difficiles (SISGEO, 2008).

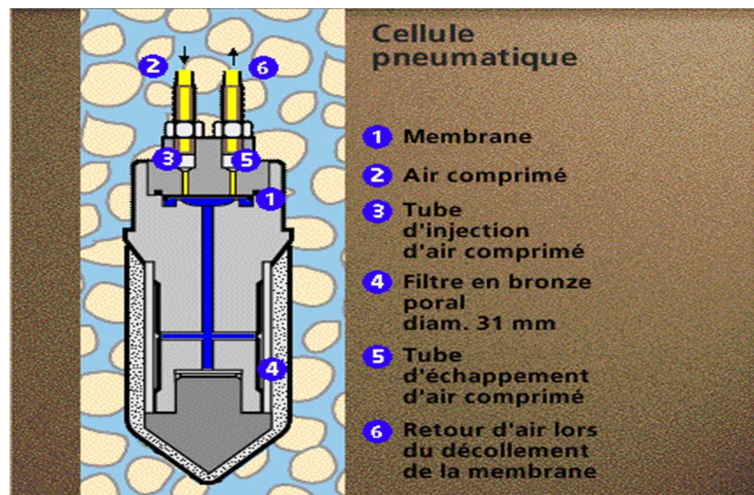


Figure II.26 : Composantes d'une cellule pneumatique de mesure de pression interstitielle (EDF et Cemagref 1998)



Figure II.27 : Mesure de la pression interstitielle au niveau d'une cellule pneumatique (Smail, 2007).

b) Capteurs hydrauliques

Pour les capteurs hydrauliques dits GLÖZL, cette membrane va venir obstruer un tuyau d'arrivée d'eau. En injectant de l'eau sous pression dans ce dernier on peut

créer le soulèvement de la membrane. Lors de ce soulèvement, un débit d'eau se crée et l'espace derrière de la membrane sera à la même pression que l'eau du milieu mesuré. On peut donc déduire la pression interstitielle en mesurant la pression entrante et la pression sortante (Vidal, 2010).

La cellule consiste en un élément poreux (filtre) relié à la station de mesure par deux tuyaux flexibles remplis d'eau désaérée. La pression interstitielle est mesurée soit directement au moyen d'un manomètre, soit indirectement par un capteur de pression avec indicateur électrique (CSB, 2005b).

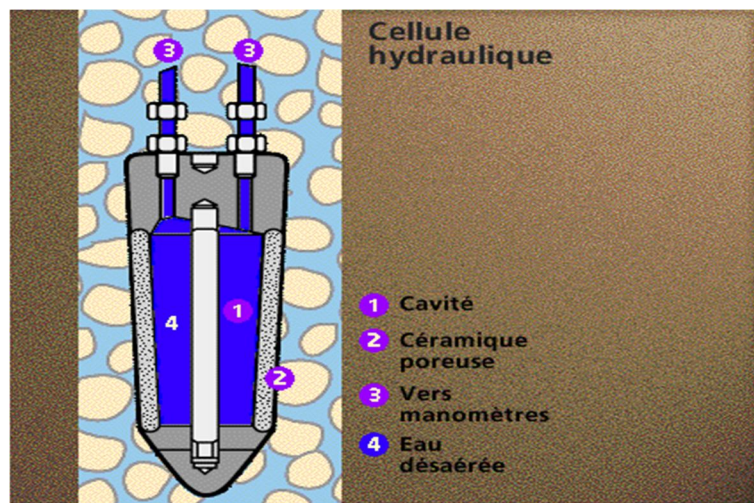


Figure II.28 : Composantes d'une cellule hydraulique pour la mesure de pression interstitielle (EDF et Cemagref 1998)

c) Capteur électrique à corde vibrante

Les cellules électriques ont un temps de réponse très court et permettent, éventuellement, l'enregistrement, mais leur coût est élevé et leur stabilité dans le temps, incertaine. En particulier, les appareils à jauges de contraintes présentent dans le temps un phénomène de dérive sans possibilité de réétalonnage.

A cet égard, les cellules à corde vibrante donnent, dans le temps, de meilleurs résultats (Laboratoire des ponts et chaussées, 1971).

Le dispositif comporte une cellule de prise de pression noyée dans le remblai ou la fondation, un câble électrique reliant la cellule au tableau de mesure, une valise servant à exciter la corde et à mesurer sa fréquence de vibration (Smail, 2008).

Le principe de la mesure est le suivant : La pression interstitielle se communique par la pierre poreuse à un diaphragme. Une corde métallique est tendue entre un point

fixe et ce diaphragme. Les variations de pression communiquées au diaphragme font varier la tension de la corde et donc sa fréquence propre de vibration (comme une corde d'instrument de musique). C'est cette fréquence de vibration que l'on mesure après excitation de la corde par un électroaimant disposé à l'intérieur de la cellule (Royet, 1994)

La sensibilité de cette cellule est de l'ordre de 5 cm de colonne d'eau et elle présente une longévité remarquable (Smail, 2007).

Ils sont particulièrement convenables à long terme pour leur fiabilité.

Le capteur de pression, placé dans un cylindre en acier inoxydable avec une thermistance pour la mesure de la température, est constitué d'un diaphragme élastique auquel est accrochée sous vide une corde tendue en acier. Le diaphragme se déforme sous l'effet de la pression de l'eau modifiant ainsi la tension de la corde. La fréquence de vibration de la corde, excitée par un électroaimant, est liée à la pression hydraulique (SISGEO, 2008).

Ce type de piézomètre est un appareil électrique dont l'âme du système de fonctionnement est une corde vibrante. Il est composé principalement d'un filtre poreux, d'une membrane imperméable raccordée à la corde vibrante et d'un transducteur (Royet, 1994).

La pression interstitielle agit sur une membrane fixée dans la cellule. La déformation qui en résulte est transmise à la station de mesure au moyen d'un câble électrique, en utilisant le principe de la corde vibrante ou celui de la résistance électrique (CSB, 2005b).

D'autres capteurs électriques sont dits « à corde vibrante » : un diaphragme déformable est soumis à la pression à mesurer. Une corde en acier tendue est reliée à ce dernier. Lorsque le diaphragme se déforme, la tension de la corde varie sa fréquence de vibration aussi. En la mettant en vibration à l'aide d'un électro aimant, il est possible de mesurer sa fréquence. Ce type de capteur est très fiable dans le temps grâce à une construction sous vide (Vidal, 2010).

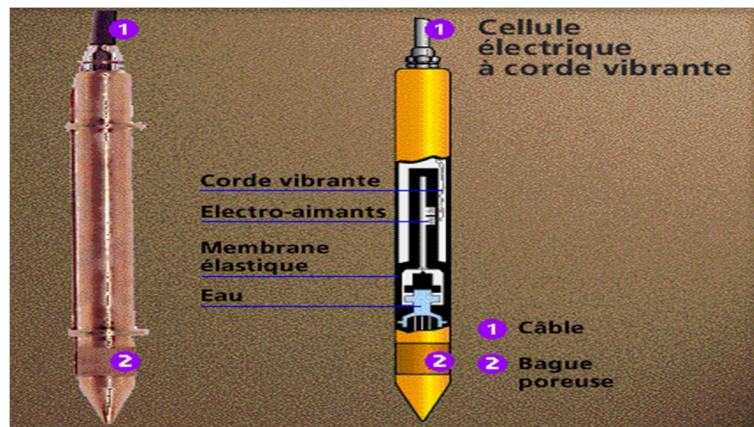


Figure II.29 : Cellule de pression interstitielle à corde vibrante (Telémac)
(EDF et Cemagref 1998)



Figure II.30 : Mesure de pression interstitielle par capteur électrique
dans la galerie de visite du barrage Sidi Abdelli, Wilaya de Tlemcen (Smail, 2007)

III.8.2. Mesure des débits de fuite et de drainage

Les infiltrations se produisent toujours au travers du corps du barrage et du rocher de fondation. Elles sont captées par le réseau de drains d'élévation ou de fondation.

Les mesures de fuites et l'analyse de leur variation constituent un point essentiel de la surveillance de l'ouvrage (ICOLD, 1989).

Les eaux de percolation sont récupérées par les drains et sont collectées dans la galerie d'inspection. La mesure du débit drainé par chaque drain pourra être comparée au débit de fuite prévue. Ainsi il est possible de contrôler le bon état du noyau d'étanchéité (Breton et al, 2009).

La détermination des débits de fuite constitue un outil synthétique très efficace de suivi du comportement des barrages.

Les débits ne peuvent être mesurés que lorsqu'ils sont préalablement collectés, le débit d'une source diffuse dans un remblai doit d'abord être recueilli dans un caniveau.

La mesure elle-même peut être très rustique : on mesure simplement le volume obtenu dans un réservoir gradué pendant un temps donné.

La mesure de la hauteur d'eau dans un caniveau au droit d'un profil de forme bien définie permet d'obtenir le débit via des calculs simples d'hydraulique ou après étalonnage.

Cette mesure peut être automatisée grâce à un capteur relevant le niveau de l'eau à l'amont du déversoir et télétransmise (Le Delliou, 2007).

L'eau qui coule dans une rigole ou qui sort d'un forage, d'un joint ou d'une fissure, est collectée dans un récipient taré et le temps de remplissage nécessaire est mesuré. Il existe aussi des récipients gradués, dans lesquels l'eau est récoltée durant un temps donné. Sur la base du volume, l'échelle donne directement le débit (CSB, 2005c).

Le débit est mesuré dans un canal, soit à l'aide d'un déversoir calibré de forme triangulaire ou trapézoïdale, soit à l'aide d'un venturi calibré. Dans les deux cas, on relève le niveau d'eau à l'amont de la zone d'influence directe du déversoir ou du venturi. La mesure peut se faire à l'aide d'une échelle limnimétrique, d'une aiguille de mesure, d'une sonde à ultrasons, d'une sonde pneumatique ou de pression (CSB, 2005c).

A l'origine, les drains sont mis en place pour faire baisser les pressions interstitielles derrière la paroi étanche de l'ouvrage. Ce sont des tubes crépines et équipés de filtres qui évacuent l'eau contenue dans le corps de l'ouvrage. Grâce au début de ces derniers, il est possible d'avoir une idée de l'efficacité de la paroi étanche du barrage. Il existe deux moyens de les mesurer selon leurs débits.

- Par capacité, en mesurant le temps mis pour remplir un volume jaugé.
- Par mesure de la lame déversante en amont d'un seuil calibré (Vidal, 2010).

Les débits des eaux percolant à travers la fondation de l'ouvrage ainsi que ceux provenant de forages drainants ou de galeries de drainage sont également mesurés. Ces relevés, conjointement avec ceux des sous –pression, livrent une information relative à l'état de l'écran d'étanchéité et à l'efficacité des drainages.

Une diminution du débit peut indiquer un colmatage depuis la retenue ou aussi du système de drainage (Smail, 2009a).

Il faut toujours se rappeler qu'un accroissement anormal des débits de fuites, ou l'apparition de nouvelles fuites non prévues dans le projet, sont toujours l'indication d'un phénomène qui risque d'être dangereux. En effet les pertes d'eau par infiltration peuvent conduire.

- Soit à une perte exagérée d'eau, auquel cas l'ouvrage lui-même perdrait toute efficacité et deviendrait sans utilité,
- Soit à un transport de matériaux fins (érosion régressive pour barrage en terre) ou une augmentation des sous pressions (pour barrage en béton) mettant en danger dans les deux cas la stabilité de l'ouvrage.

Aussi il est indispensable d'accorder une importance particulière à un tel phénomène. Il s'agit donc de :

- Relever périodiquement toutes les zones de fuite et de suintement,
- Mesurer leur débit,
- Vérifier si leur évolution est compatible avec ce qui est prévu par le projecteur, vérifier si l'eau recueillie n'est pas chargée en particules fines (P.N.U.D, 1987).

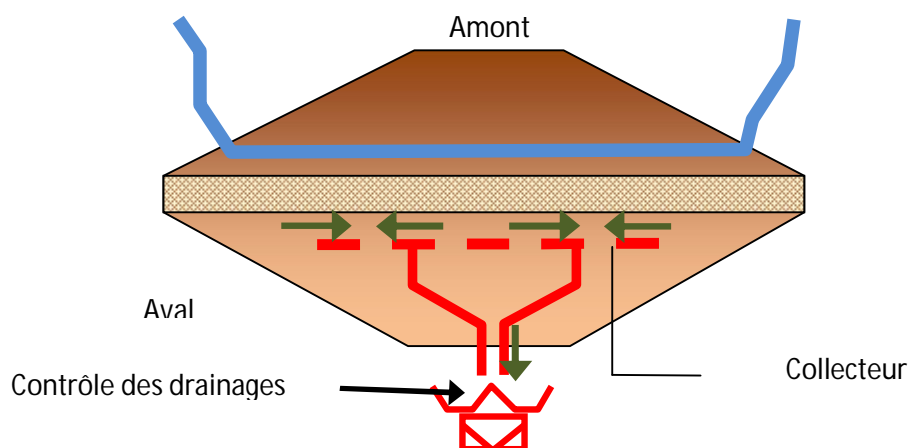


Figure II.31 : Dispositifs de mesure des débits de fuite (Smail, 2007).



*Figure II.32 : Débit de drainage collecté au niveau du barrage
de Sikkak, wilaya de Tlemcen (Smail, 2007)*

III.9. Mesure des contraintes - cellules de pression totale

Ces types de cellules de pression sont destinés à mesurer les pressions totales dans les sols, les remblais, les barrages en terre et les pressions de contact entre un terrain et un ouvrage de soutènement.

Les cellules se composent de deux plaques en acier inox, de forme circulaire ou rectangulaire, soudées, au contour. L'espace entre les plaques est rempli sous vide d'huile désaérée.

Chaque cellule est reliée par une tubulure en acier inox à un capteur de pression formant ainsi un système hydraulique étanche.

La pression exercée par le matériau environnant sur la cellule est transférée à l'huile et de celle-ci au capteur de pression pour la transmission du signal électrique correspondant (SISGEO, 2008).

III.9.1. Capteur de pression totale pneumatique

La cellule de pression totale est un moyen simple pour mesurer les contraintes développées dans les sols, les roches, les bétons ou à l'interface entre deux matériaux. Les domaines d'application sont divers :

- Mesure de contrainte totale dans les remblais, barrages, digues,
- Mesure des efforts appliqués sur une paroi à l'interface béton/rocher,
- Mesure des contraintes sur le revêtement d'un tunnel,
- Mesure des contraintes dans les bétons.

La cellule se compose d'un coussin hydraulique associé à un capteur pneumatique ou hydraulique à contre pression d'air. Le coussin réalisé en acier ou acier inoxydable est rempli d'huile ou de mercure selon les modèles. .

La contrainte recherchée est exactement compensée par une pression hydraulique ou pneumatique agissant sur une membrane.

La valeur mesurée est directement lue sur le manomètre de l'appareil de mesure (Cassan, 1978).

III.9.2. Capteur de pression totale à corde vibrante

Les capteurs de pression totale à corde vibrante sont constitués d'un coussin hydraulique identique aux cellules pneumatiques, associé à un capteur de pression à corde vibrante. Les caractéristiques mécaniques et dimensionnelles sont identiques aux modèles pneumatiques.

Le capteur possède une membrane sensible couplée à un fil vibrant qui convertit la pression de fluide à mesurer en un signal de fréquence équivalent.

Des bobines d'électro-aimants situés autour de la corde servent à la fois à exciter la corde, à récupérer le signal et le transformer en un signal électrique de fréquence correspondant à la fréquence naturelle de la corde.

Les variations de pression entraînent la déflexion de la membrane modifiant la fréquence de résonance. Transmet par câble, la mesure se fait par un poste portable ou est stockée dans une centrale d'acquisition (Glotzl, 1992).



Figure II.33 : Installation d'une cellule de mesure de pression totale au niveau des remblais d'un barrage (Smail, 2007).

III.10. Propriétés physiques et chimiques des eaux

Il s'agit des relevés des modifications physiques ou chimiques (Erosion, dissolution)

Pour les barrages en remblai comprenant des matériaux aisément solubles ou érodables ou qui sont fondées sur de tels matériaux, il est aussi souhaitable de procéder au contrôle régulier de la turbidité et à des analyses chimiques périodiques de l'eau. La mesure de la turbidité permet une appréciation concernant l'entraînement de particules fines, quant à l'analyse chimique, elle livre une information relative aux matières dissoutes, par exemple, celles issues du voile d'injection (Smail et al, 2009a).

III.10.1. Mesure de la turbidité des eaux

Cet appareil permet la mesure des matières en suspension dans les eaux d'infiltration en des points définis (point de sortie de venue d'eau importante ou point de récolte du débit total des eaux d'infiltration). Il existe 2 méthodes pour mesurer la turbidité :

- Par comparaison avec une solution standard : La turbidité se mesure à l'aide d'une cellule photoélectrique par la comparaison permanente de la lumière diffuse des eaux d'infiltration au moyen d'une solution standard comme la formazine ou le kieselguhr. La solution standard a plusieurs degrés (concentrations) qui peuvent être introduit sur l'appareil de mesure. Les valeurs de la turbidité (en pour cent de la solution standard employée) sont enregistrées sur une bande de papier,
- Par équivalence optique : La turbidité est mesurée en comparant de façon permanente la lumière diffuse dans l'eau de percolation avec un rayon de comparaison, lequel est conduit à travers l'eau de percolation. La valeur de la turbidité peut être tirée de l'égalisation du rayon de comparaison avec la lumière diffuse (pour cent de la perméabilité). Cette valeur peut être connue digitalement (CSB, 2005b).

III.10.2. Analyse chimique des eaux

Les analyses chimiques des eaux permettent de déterminer l'origine des eaux d'infiltration et de drainage : aquifères à savoir un écoulement issu d'un massif rocheux ou d'un terrain meuble, voire de la fondation du barrage ou de la retenue. De plus, elles permettent aussi d'apporter la preuve qu'une interaction (modification chimique) a eu lieu entre les eaux d'infiltration ou de drainage et les bétons ou le

matériel d'injection, de même qu'avec le noyau d'étanchéité des barrages en remblai. Pour évaluer l'origine des eaux d'infiltration et de drainage venant d'aquifères ou de la retenue, des échantillons peuvent être prélevés de la retenue et selon les possibilités des sources situées à l'aval (CSB, 2005c).

III.11. Programme et fréquences des mesures

La sécurité des barrages en exploitation repose essentiellement sur leur surveillance permanente, qui est définie cas par cas mais comprend toujours les aspects généraux suivants :

- **Les visites périodiques ordinaires**, effectuées régulièrement (périodicité de 1 jour à 1 mois selon les cas) par l'exploitant lui-même, en vue de déceler les anomalies évidentes,

- **Les visites annuelles décennales** intéressent l'ensemble de l'ouvrage, y participent des représentants de l'autorité de tutelle et tous les spécialistes nécessaires, en particulier, les visites décennales impliquent en principe la vidange du réservoir et la visite des parties normalement immergées du barrage, devant les difficultés d'application de cette règle, notamment en matière de pollution, la visite subaquatique par soucoupe ou caméra téléguidé est maintenant acceptée, ces visites sont l'occasion de vérifier le bon fonctionnement des organes de sécurité, notamment les vannes (Carrère, 2005).

Les mesures seront réalisées plusieurs fois par an tout au long de la vie du barrage. Une attention particulière sera portée aux mesures effectuées pendant la construction du barrage, à la première mise en eau et à la première vidange (Breton et al, 2009).

Le programme de mesures doit être adapté aux dimensions de l'ouvrage. Il sera aussi fonction du niveau de la retenue (on peut faire une distinction entre retenue abaissée ou pleine), la nature du comportement de l'ouvrage (situation normale ou anormale). Des mesures ponctuelles doivent aussi être effectuées suite à un évènement extraordinaire, comme un séisme, une crue. Par ailleurs, en cas d'anomalie ou de comportement particulier, le rythme des mesures est plus élevé.

Les fréquences de mesures les plus élevées (hebdomadaire, bimensuelle, mensuelle) concernent les paramètres représentatifs du comportement global de l'ouvrage (par exemple, les déformations mesurées ou moyen de pendules, les

débites totaux de drainage, les pressions). Il s'agit notamment d'être en mesure de mettre rapidement en évidence une anomalie.

D'autres paramètres complémentaires (par exemple les déformations de joints, les mesures de rotation) sont relevés 1 à 2 fois par an.

Les campagnes de mesures géodésiques complètes, qui sont des mesures particulières, sont effectuées en règle générale tous les 5 ans. Il faut relever que dans le cas des digues, des mesures de nivellement et éventuellement de polygonales, sont exécutées une, voir 2 fois par an pour suivre l'évolution des déformations.

On sauvegardera au moins une valeur par jour (instantanée ou moyenne) pour les paramètres mesurés automatiquement (niveau du lac, température de l'air, paramètres de comportement, tels que déformations, pressions, débits de percolation) (Smail, 2007).

La fréquence de mesures est à adapter en fonction de leur complexité, de l'importance du barrage et des constatations faites lors de son diagnostic ou du suivi de son comportement (Antoine, 1992).

Pour un barrage en service, la périodicité est dite normale. Dans une situation particulière (construction, premier remplissage, vidange et remplissage, travaux importants, la périodicité est resserrée. Celles-ci sont toujours spécifiques à l'ouvrage. Il est indispensable de réaliser des mesures de manière continue dans le temps. Plus encore que leur valeur absolue, c'est en effet l'évolution des phénomènes dans le temps qu'il est essentiel de connaître.

L'accélération d'un déplacement ou la montée brutale d'une pression d'eau sont des exemples de comportement qu'il est capital de déceler à temps. Il est également indispensable de réaliser des mesures de manière homogène dans le temps (Bonnelli et al, 2005).

III .12. Automatisation et transmission des mesures

Suite aux développements de l'électronique et de l'informatique, les possibilités et l'intérêt de l'automatisation des dispositifs d'auscultation se sont accrus. Ils permettent une liaison directe avec l'utilisateur. De tels dispositifs se composent de moyens de mesure (appareils de mesure), de moyens de transmission des données, de moyens automatiques d'acquisition et de stockage des données (base de

données) et de moyens de traitement et de présentation des données (analyse des résultats de mesure, élaboration de graphiques et rédaction de rapports).

Le recours aux mesures automatiques, en des points rigoureusement choisis, ainsi que la télétransmission des résultats permettent une surveillance quasi permanente. Un système automatique de mesure peut être utile en cas d'accès difficile au site du barrage (en raison de conditions extérieures défavorables, par exemple en hiver), de même que pour la mesure de points dont l'emplacement est d'un accès peu commode. Si cette installation est complète du dispositif manuel classique, elle ne le remplace pas pour autant. Il faut être en mesure d'assurer la continuité des mesures dans le cas d'une défaillance de l'automatisation. Il n'est pas indispensable de prévoir la saisie automatique de tous les points de mesure. Il est recommandé de se limiter à quelques paramètres et points caractéristiques.

Dans le cas d'une mesure automatisée de variables, on prend en compte les points suivant :

- Capteurs simples et robustes,
- Compatibilité électromagnétique,
- Protection contre les surtensions,
- Protection contre l'humidité,
- Plage de température de fonctionnement adéquate.

Enfin, les résultats de mesures automatiques doivent être contrôlée si possible (par exemple, les pendules) au moins une fois par mois à l'aide de mesures manuelles. Ce mode de faire permet d'assurer une présence périodique et régulière du personnel au barrage, ainsi que de pouvoir procéder à la vérification des installations et d'effectuer des observations visuelles.

En outre, il est important de procéder à une vérification périodique de fonctionnement d'un dispositif automatique (inspection sur place, test à distance). Un dysfonctionnement d'une partie de l'installation pourrait entraîner la perte fâcheuse de données (Schleiss et Pougatsch, 2011).

III.13. Analyse et interprétation des mesures

L'interprétation des mesures d'auscultation doit être effectuée en concertation avec le projeteur de l'ouvrage qui sera mieux à même de déterminer la gravité des anomalies éventuellement constatées (notons que dans plusieurs pays le projeteur est obligatoirement impliqué dans cette opération). Elle consiste en première

approche à comparer les mesures avec des modèles déterministes (résultats des calculs du projet par exemple) ou avec des modèles statistiques qui indique le degré de continuité des phénomènes, la philosophie étant que les évènements progressifs à vitesse contrôlée ne peuvent conduire à des ruptures sans prévenir (Carrère, 2005).

L'auscultation et le suivi des ouvrages en service représentent un enjeu économique très important. Ce sont des opérations de longue haleine qui demandent du soin et de la constance. Les conclusions de l'auscultation ne peuvent qu'être simples. On peut définir simplement 4 zones de comportements de l'ouvrage :

- Zone A : confort de l'exploitant
- Zone B : Auscultation renforcée, souci pour l'exploitant
- Zone C : travaux lourds, relation avec le public
- Zone D : Abandon, risque majeur (Royet et al, 2004).

Tout jugement de valeurs –ainsi celui sur la sécurité des barrages- se base sur une comparaison entre "observation" et "référentiel" ou bien entre comportement réel et comportement normal (Lombardi, 2001).

L'appréciation du comportement d'un barrage s'effectue essentiellement en interprétant les résultats des mesures d'auscultation. Pour comprendre le comportement à long terme d'un barrage, il est essentiel d'interpréter soigneusement les données d'auscultation mesurées. Le contrôle de la sécurité d'un barrage exige que les données mesurées soient interprétées dans le temps le plus court possible après les lectures. En ce qui concerne les méthodes d'interprétation et d'analyse de telles données, il y a des pratiques et des points de vue variables. Toutefois, dans tous les cas, il est essentiel de disposer de mesures d'auscultation. L'analyse et l'interprétation des résultats des mesures d'auscultation font partie d'une démarche essentielle qui permet d'apprécier le comportement d'un barrage. La saisie des données d'auscultation est en général de la compétence de l'exploitant. Rappelons que les campagnes de mesures géodésiques sont confiées essentiellement à des spécialistes du domaine. Les tâches d'interprétations et de validation concernent, à divers titres, les exploitants, des ingénieurs expérimentés, ainsi que des experts confirmés. Il est indispensable que les opérations d'analyse s'effectuent peu de temps après l'exécution des mesures pour s'assurer tout d'abord de la plausibilité des mesures brutes et dans une seconde phase, pour vérifier le comportement correct de l'ouvrage ou éventuellement déceler sans délai tout comportement non conforme. Une anomalie d'une série de mesures peut se présenter sous forme d'un

saut brusque, d'une discontinuité ou d'une dérive. Dans le cas de la mise en évidence de particularités, il faut envisager de prendre des mesures adéquates dictées par la situation, telles la répétition et/ ou l'augmentation de la fréquence des mesures, un contrôle des instruments, une mise en place de nouveaux instruments, des travaux de confortement, une restriction d'exploitation, etc (Schleiss et Pougatsch, 2011).

L'analyse des données d'auscultation consiste toujours à comparer les résultats des mesures effectuées avec des valeurs théoriques, prédéterminées, prédites ou prévues et à étudier les écarts constatés entre les deux séries de valeurs. Cette comparaison s'effectue selon des critères à définir dans le but de déterminer si les écarts sont réels et significatifs et s'ils annoncent un comportement qui pourrait impliquer des dangers et risques pour l'ouvrage et partant pour les populations (Lombardi, 2001).

La figure II.34 illustre le processus général d'analyse du comportement du barrage sur la base des mesures et des données livrées par le dispositif d'auscultation. L'analyse du comportement des ouvrages de petite hauteur de retenue peut se limiter aux opérations figurant dans la moitié supérieure de la figure (détermination de paramètres représentatifs et information relative aux observations visuelles).

Si la saisie des données d'auscultation est en général de la compétence de l'exploitant, les tâches d'interprétation concernent, à divers titres, l'ensemble des intervenants (exploitant, ingénieur expérimenté, experts confirmés et autorité de surveillance). Il est du ressort de l'exploitant de s'assurer de la plausibilité des valeurs obtenues et ensuite de procéder à leur validation. Il appartient au professionnel expérimenté de vérifier la validité des résultats acquis et de les entériner si le comportement est adéquat. Il s'avère donc nécessaire de définir, lors de la conception d'un système de surveillance, les compétences pour l'interprétation des données, même si une procédure relativement bien établie est généralement suivie. Cette procédure vise notamment à déceler sans délai toute anomalie de comportement de l'ouvrage, de sorte que l'essentiel de l'interprétation s'effectue peu de temps après l'exécution des mesures.

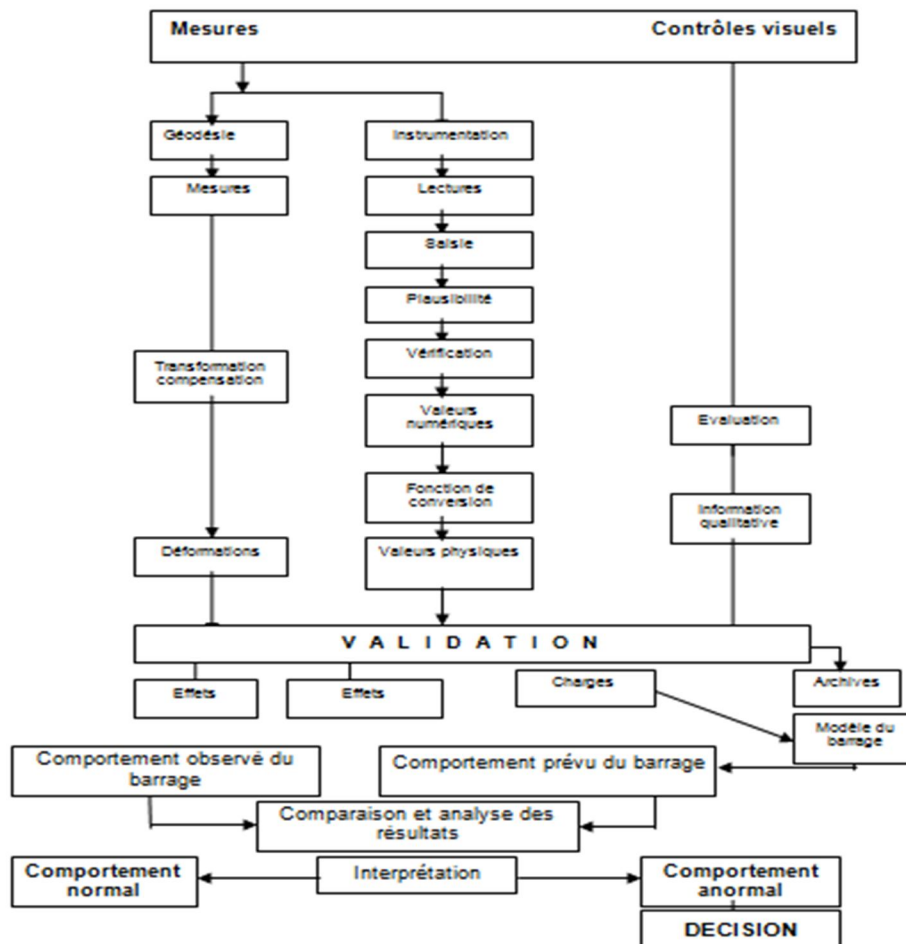


Figure II.34 : Démarche chronologique pour l'interprétation des mesures d'auscultation

(Smail, 2007).

Les analyses des mesures d'auscultation traitent un grand nombre de données et constituent un élément de décision pour évaluer la sécurité de l'ouvrage. Il est fondamental qu'elles soient faites périodiquement, dans un délai court. Afin de quantifier les évolutions à conditions constantes (dont le vieillissement), il faut au préalable être capable de rendre compte des évolutions indépendantes du temps, uniquement dues aux sollicitations extérieur (Bonelli, 2007).

IV. Surveillance des environs proches et éloignés des barrages

Cette surveillance englobe des mesures (déformations du terrain, venues d'eau) et des observations visuelles. Elle concerne les zones de contact amont et aval, le pied aval de l'ouvrage, les flancs du réservoir, de même que l'ensemble du bassin versant.

Le relevé des débits des résurgences à l'aval doit aussi être effectué, car une variation de ces débits peut indiquer une anomalie dans le réseau de circulation des

eaux souterraines. La mesure des débits peut être volumétrique, éventuellement s'effectuer au moyen d'un déversoir calibré.

Enfin, le relevé de fluctuations du niveau d'une nappe phréatique est parfois indiqué (par exemple d'un barrage en remblai). Le relevé des niveaux peut se faire au moyen d'une sonde avec témoin, glissée dans un forage ouvert ou au moyen d'un capteur de pression avec enregistrement.

Dans la zone située directement au pied aval du barrage, le relevé (topographique, bathymétrique en cas de présence d'eau) des éventuels affouillements sera périodiquement effectué (tous les 5 à 10 ans) ou à une crue exceptionnelle.

Dans le cas où la tendance de dépôts de sédiments dans la retenue est marquée, il est important de relever leur niveau surtout dans la zone proche du barrage. Il faut s'assurer que les ouvrages de prise et d'évacuation sont dégagés. On peut procéder dans ce cas à des relevés, dont la fréquence dépend de l'ampleur des apports en sédiments.

Enfin, dans la zone de la retenue, il s'agit d'observer les zones instables, qui en cas de glissement pourraient provoquer une vague et un débordement par-dessus le couronnement. Dans ce cas, on peut recourir à des mesures de triangulation (variation spatiale des déplacements de point en surface), des mesures de distance entre plusieurs points, des mesures par inclinomètre pour suivre les déformations en profondeur (Schleiss et Pougatsch, 2011).

IV.1. Affouillement au pied aval du barrage

L'affouillement entraîne une diminution de portance du sol support qui résulte la plupart du temps d'une diminution de l'encadrement de la fondation dans le terrain. Dans un stade plus avancé, l'affouillement peut également favoriser la circulation d'eau sous la pile ou le radier et entraîner le glissement général de l'ouvrage suite à l'érosion régressive (Romain, 2009).

Si des affouillements se produisent à l'aval du barrage, il est indiqué d'effectuer des relevés réguliers de leur forme et leur profondeur (par exemple tous les 3 à 5 ans ou suite à une crue exceptionnelle). Ces relevés peuvent être exécutés topographiquement ou par Bathymétrie en cas de présence d'eau.

L'affouillement en pied de talus : c'est un phénomène soit naturel, soit lié à l'influence d'ouvrages qui perturbent l'écoulement.

L'affouillement est très courant lorsque les sédiments sont érodables, qu'il agisse de matériaux fins (limon ou sable) ou grossiers (galet, graviers). Selon son étendue spatiale, l'affouillement peut entraîner un approfondissement généralisé du fond ou être à l'origine de fosses d'affouillement localisées. La formation de fosses d'affouillement à proximité de la digue peut entraîner une rupture géotechnique sous forme de grand glissement. Par ailleurs, l'augmentation des profondeurs d'eau due au phénomène d'affouillement généralisé peut entraîner un accroissement de l'action hydraulique (Smail, 2007).

IV.2. Résurgences a l'aval

Le relevé des débits des résurgences à l'aval doit aussi être effectué, car une variation de ces débits peut indiquer une anomalie dans le réseau de circulation des eaux souterraines. La mesure des débits peut être volumétrique, éventuellement s'effectuer au moyen d'un déversoir taré par l'intermédiaire de la courbe de tarage (ICOLD, 1989).

IV.3. Relevé de la nappe phréatique

La mesure de fluctuation d'une nappe phréatique est parfois indiquée. Le relevé des niveaux peut se faire au moyen d'une sonde avec témoin, glissée dans un forage ouvert ou au moyen d'un capteur de pression avec enregistrement (ICOLD, 1992).

IV.4. Sédiments dans la retenue

Il est important de relever les dépôts des sédiments dans la retenue, surtout dans la zone proche du barrage. Il faut s'assurer que les ouvrages de prise et d'évacuation sont dégagés. On peut procéder dans ce cas à des relevés bathymétriques, dont la fréquence dépend de l'ampleur des apports en sédiments (ICOLD, 1992).

IV.5. Chutes de blocs

Il faut vérifier que les blocs instables ne mettent pas en danger les personnes, les accès et les installations. Des mesures de curage, de consolidation ou la mise en place d'un filet de protection peuvent s'avérer nécessaires (ICOLD, 2007).

IV.6. Zones de terrains instables

Les zones instables doivent être observées. Un glissement pourraient provoquer une vague et un débordement par –dessus le couronnement.

Dans ce cas, on peut recourir à des mesures géodésiques (mesure de triangulation pour connaître la variation spatiale des déplacements de points en surface), des mesures de distance directes entre plusieurs points, des mesures par inclinomètre pour suivre les déformations en profondeur (ICOLD, 2007).

IV.7. Avalanches

Selon la situation, une observation de la couverture neigeuse est recommandée. Dans le cas où des avalanches importantes pourraient atteindre la retenue, un abaissement du niveau du plan d'eau est exigé pendant la période critique. Cette mesure doit permettre d'éviter un débordement par –dessus le couronnement suite à l'arrivée d'une avalanche.

Dans le cas des avalanches, on distingue les avalanches qui, lorsqu'elles atteignent la retenue, peuvent provoquer une vague avec un risque de submersion et celles qui peuvent venir buter contre un ouvrage prévu à cet effet. Il faut s'assurer que l'ouvrage est capable d'encaisser le choc provoqué par l'avalanche (OFEG, 2002a).

IV.8. Glaciers

Il sera procédé à une inspection et à des mesures de déformations des glaciers dominant une retenue. En cas de danger de chutes importantes de masse de glace pouvant atteindre la retenue, un niveau abaissé est exigé pendant la période où existe la menace d'un débordement par –dessus le couronnement (Smail, 2007).

IV.9. Bassin versant

La configuration et le développement du bassin versant peuvent avoir une incidence dans le développement des crues. Il est donc utile d'évaluer les modifications morphologiques au cours du temps, tels qu'érosion, glissements de terrain, laves torrentielles, déboisement, nouvelle route et surface étanche, nouvelles constructions, etc (Smail, 2007).

V. Essais périodiques

L'entretien a pour but premier de prévenir tout défaut de fonctionnement et de réparer les dégâts éventuels. De cette manière, les travaux nécessaires de réfection, de répartition ou de remise en état pourront être entrepris (Smail, 2007).

Ils concernent les vannes et clapets, les capteurs et leurs liaisons avec les portes de commande, les moyens d'alimentation en énergie. La périodicité des essais doit être précisément définie ainsi que leurs conditions de réalisation. La sécurité en aval du

barrage doit être prise en compte lorsque les essais conduisent à relâcher des volumes d'eau significatifs. On vérifie également le fonctionnement en mode dégradé, alimentation de secours en énergie, commande manuelle (Poupart, Royet, 2001).

Le contrôle des organes d'évacuation ou de vidange constitue une activité primordiale pour la sécurité des barrages. Ces organes d'évacuation jouent le rôle de "soupape de sûreté" pour les différents ouvrages de retenue auxquels ils sont rattachés. L'historique des accidents de barrages nous apprend que leur non-fonctionnement, ou leur mauvais fonctionnement, sont responsables d'une part prépondérante de ces accidents. Le contrôle des organes d'évacuation est constitué de deux activités majeures et complémentaires, qui peuvent se dérouler de manière simultanée ou en des périodes différentes. Il s'agit de l'inspection des organes d'évacuation, et des essais de fonctionnement (ICOLD, 2007). Les parties mobiles (vannes) sont régulièrement testées et, en règle générale, les essais de fonctionnement sont faits une fois par an au minimum (Schleiss et Pougatsch, 2011).

Les mesures de protection suivantes doivent être respectées ;

- Assurer la propreté des organes (vanne, accessoires) ;
- Appliquer périodiquement des couches de peinture protectrice ;
- Veiller à l'entretien mécanique tel qu'habituellement défini pour le matériel électromécanique (huilage, graissage) (PNUD,1987).



Figure II.35 : Equipements hydromécaniques concernés par les essais périodiques, barrage

Sidi Abdelli, wilaya de Tlemcen (Smail,2007)

VI. Conclusion

Afin de garantir la sécurité d'un ouvrage d'accumulation pendant toute la durée de son exploitation, il faut contrôler tant son état que son comportement. Pour assurer le suivi de son comportement, on doit disposer d'un dispositif d'auscultation fiable, précis et pérenne. Les dérives par rapport à un comportement normal peuvent être détectées dans les meilleurs délais, pour autant que l'analyse et l'interprétation des résultats des mesures soient adéquates. Les progrès technologiques dans le domaine de la surveillance des barrages ont été constants et ont favorisé l'emploi de nouveaux procédés et appareils de mesures, ainsi que le recours aux dispositifs automatiques. Il convient toutefois de bien garder à l'esprit que l'inspection visuelle est la partie majeure de la surveillance des barrages : elle permet souvent de détecter des désordres et anomalies affectant un ouvrage. Par contre, l'auscultation est une méthode quantitative basée sur l'utilisation d'instruments de mesure, choisis et positionnés pour rendre compte de l'évolution du comportement de l'ouvrage. Le dispositif d'auscultation doit être conçu en fonction du type, des dimensions et des particularités techniques du barrage. Ce dispositif, très simple pour les petits barrages, sera plus dense pour les barrages de dimension moyenne

Le dispositif d'auscultation d'un barrage doit être conçu pour contrôler les paramètres déterminants pour la sécurité (ou la stabilité) de l'ouvrage ainsi que pour suivre le vieillissement. Il convient en particulier de s'assurer que les hypothèses prises en compte dans le projet de l'ouvrage restent bien vérifiées.

Une auscultation bien planifiée et adaptée est une composante essentielle du succès de la construction et du fonctionnement d'un barrage. Elle fait l'objet de nombreuses recommandations et mêmes de normes administratives dans plusieurs pays.

L'auscultation d'un barrage dépend de nombreux paramètres tels que le type d'ouvrage, son âge, ses moyens de réalisation et son environnement. Chaque barrage est unique dans son comportement, il est donc nécessaire d'adapter les moyens d'auscultation à ce dernier en fonction de sa configuration et pathologies. Si chaque ouvrage a un système d'auscultation qui lui est propre, pour chaque type d'ouvrage, on distingue un matériel d'auscultation qu'il est préférable d'utiliser.

CHAPITRE III

ANALYSE DU COMPORTEMENT MECANIQUE DU BARRAGE BOUGHRARA

I. Présentation du barrage Boughrara

Le barrage de Boughrara est situé à l'ouest de la Wilaya de Tlemcen près de la commune de Hammam à l'aval de la confluence des oueds Mouillah et Tafna. Il est distant du chef lieu de la Daira de Maghnia d'environ 10 Km (figure III.1). L'avant projet détaillé a été élaboré en 1988 par la société Russe Selkhozpromexport. Les études d'exécution ont été confiées au bureau d'études Tractebel. La surveillance des travaux a été assurée par le même bureau d'études en collaboration avec l'EDF.

La réalisation du barrage a été confiée, par l'agence nationale des barrages et transferts (ANBT), à l'entreprise Italienne CONDOTTE. Les coordonnées Lambert du barrage sont $X = 102.92$ et $Y=185.20$ (Tractebel, 2000a).



Figure III.1 : Carte de situation du barrage Boughrara (Tractebel, 2000a)

I. 1. Caractéristiques de l'aménagement

Le barrage de Boughrara est situé sur l'oued Tafna dans la Wilaya de Tlemcen. L'ouvrage, dont la mise en eau a débutée en novembre 1998, répond à un triple objectif :

- Assurer l'alimentation en eau potable et en eau industrielle de la région de Maghnia,
- Assurer un transfert vers Oran, via le Djebel Zouia, situé à Ain Tolba dans la Wilaya de Ain Temouchent,
- Assurer l'irrigation des terres agricoles de la moyenne et basse Tafna (MRE).

L'aménagement comprend les ouvrages suivants :

- Une digue zonée,
- Un évacuateur de crues principal de type déversoir latéral en rive droite,
- Un évacuateur de crues fusible en remblai sur dalles en béton en rive droite,
- Une galerie d'injection et de drainage sous la digue et l'évacuateur principal,
- Une tour de prise,
- Une galerie de dérivation, transformée pour servir de vidange de fond et de galerie technique abritant les conduites de prises d'eau.

Les principales caractéristiques du barrage de Boughrara sont rappelées ci-dessous (Tractebel, 2000a) :

- Capacité brute : 175.446 hm³,
- Capacité utile : 156.285 hm³,
- Type : remblai en alluvions compactées avec noyau en argile,
- Niveau de la crête : 311.5 NGA,
- Hauteur au-dessus du fond de vallée : 61 m,
- Longueur en crête : 1100 m,
- Largeur en crête : 8.5 m,
- Pente du talus amont : 2.5/1,
- Pente du talus aval : 2.25/1,
- Fondations : grés/marne,
- Risberme amont : Niveau 280 NGA,
- Risberme aval : Niveau 266 NGA,
- Evacuateur de crues principal : seuil déversant de longueur 169 m au niveau 305 (capacité 3000 m³/s),
- Evacuateur de crues fusible : seuil déversant de longueur 250m au niveau 309.5 (capacité 2880m³/s),
- Construction : 1994 – 1998,
- Mise en eau : le 11 novembre 1998.

I.2. Géologie du site

Le site se situe dans les limites d'un massif intensément fracturé du jurassique se développant dans toute l'emprise du barrage. Le système de fissures dans ces grès a conditionné l'importance de l'écran d'étanchéité.

Les marnes du miocène reposent en discordance sur les dépôts jurassiques et les couvrent d'un tapis de près de 60 m dans le versant droit et la partie supérieure du

versant gauche. Elles sont argileuses, compactes, de couleur grise à verdâtre (Tractebel, 2000a).

I.3. Caractéristiques des ouvrages

I.3.1. La digue

Les caractéristiques principales de la digue sont les suivantes :

- Type : remblai zoné,
- Niveau de la crête : 311.5 NGA,
- Hauteur au-dessus du fond de vallée : 61 m,
- Longueur en crête : 1100 m,
- Largeur en crête : 8.5 m,
- Pente du talus : 2.5/1,
- Pente du talus aval : 2.25/1,
- Risberme amont : Niveau 280 NGA,
- Risberme aval : Niveau 266 NGA,
- RN : 305 NGA,
- PHE : 309.95 NGA.

Les remblais de la digue sont constitués des matériaux suivants :

- T1 : noyau central étanche constitué d'argile. Le noyau est arasé à la cote 310.6 ou sa largeur est de 6m. En dessous, les pentes amont et aval sont de 10/3,
- T2 : recharges amont et aval en galet-graviers.

I.3.2. Le batardeau

Le batardeau implanté en amont de la digue est construit à travers le lit de l'oued II est intégré dans le corps du barrage. Sa fondation est au niveau 249 NGA environ et sa crête est arasée au niveau 280 NGA ou elle présente une largeur de 8 m (MREA, 2008).

I.3.3. Galerie d'injection et de drainage

La galerie d'injection et de drainage est une galerie sous digue à la base du noyau et se prolongeant sous l'évacuateur principal. Sa longueur est d'environ 920 m. Elle est encadrée sur la moitié de sa hauteur dans la fondation. En rive droite, un puits

d'accès est installé au niveau du bajoyer rive gauche de l'évacuateur de crue. En rive gauche, une première galerie construite sur environ 157 m au niveau 261.55 NGA permet l'accès à la galerie d'injection et de drainage. Une seconde galerie, construite sur 45 m au niveau 284 NGA, permet également d'y accéder par l'aval (Tractebel, 2000a).

I.3.4. Voile d'injection

Des injections de consolidation ont été réalisées à partir de la fondation du noyau de la digue sur profondeur de 8 m avec une maille de 4m de coté.

Un écran vertical suivant la galerie d'injection et de drainage a été réalisé par injections. Selon la portion considérée, il est soit tri filaire, soit monofilaire et sa hauteur varie d'une trentaine à une centaine de mètres.

La galerie d'injection et de drainage a fait l'objet d'injections de bourrage et de collage en base vers l'amont et l'aval avec un pas de 2 m.

Des possibilités de contournement du barrage ont été mis en évidence tant en rive droite qu'en rive gauche.

En rive gauche, les percolations se feraient à travers des couches perméables graveleuses et sablo-limoneuses caractéristiques des dépôts lacustres. Elles présentent une perméabilité proche de 10^{-4} m/s. Le risque sur cette rive est une possible saturation des terrains sur lesquels la ville de hammam Boughrara est construite.

En rive droite, des bancs de grés situés sous le seuil de l'évacuateur fusible constituent des cheminements préférentiels. De plus, cette rive est soumise à un risque d'érosion régressive dans les ravinements à l'aval de la crête.

Un voile au large a été réalisé sur chacune des rives pour remédier à ces risques de contournement (Tractebel, 2000a).

I.3.5. Les ouvrages annexes

- Evacuateur de crues

L'évacuateur principal est un déversoir latéral implanté en rive droite avec coursier à deux pentes et saut de ski. Il s'étend sur 550 m environ. Il est dimensionné pour l'évacuation de la crue centennale ($Q=3000$ m³/s). En cas de crues millénale, il est

secondé par un évacuateur fusible (remblai de longueur 250 m) en fonctionnement dès que le niveau de l'eau dépasse la cote 309.5 NGA.

- **Tour de prise**

La tour de type en forme de D d'une hauteur totale d'environ 65 m comporte 4prises d'eau aux niveaux 272.2 NGA, 281.2 NGA, 290.2 NGA, 299.2 NGA.

- **Galerie de dérivation**

La galerie de dérivation a deux fonctions principales :

- Sa partie inférieure sert de vidange de fond,
- La galerie dans sa partie supérieure est occupée par deux conduites de prise d'eau.

En forme de fer à cheval de 10 m de haut et d'une largeur maximale au radier de 9 m, sa pente est de 0.8% pour une longueur de 220 m. La cote amont du radier est de 257 NGA pour 255.24 NGA en sortie. Elle est prolongée en aval par un chenal de restitution à ciel ouvert suivi d'un bassin de dissipation.

- **Vidange de fond**

Elle se fait par écoulement libre avec une capacité d'évacuation de 300 m³/s dans la partie inférieure de la galerie de dérivation.

Le pertuis de vidange situé à la base de la tour de prise est équipé d'une vanne de garde amont type wagon (l = 4.5 m, h = 3.5 m) manœuvrée depuis le sommet de la tour de prise. La vanne de service est de type segment (l = 4.1 m, h = 3 m) manœuvrée par vérin.

Les figures III.2 et III.3 donnent respectivement la vue en plan des ouvrages de l'aménagement ainsi que le profil type du barrage.

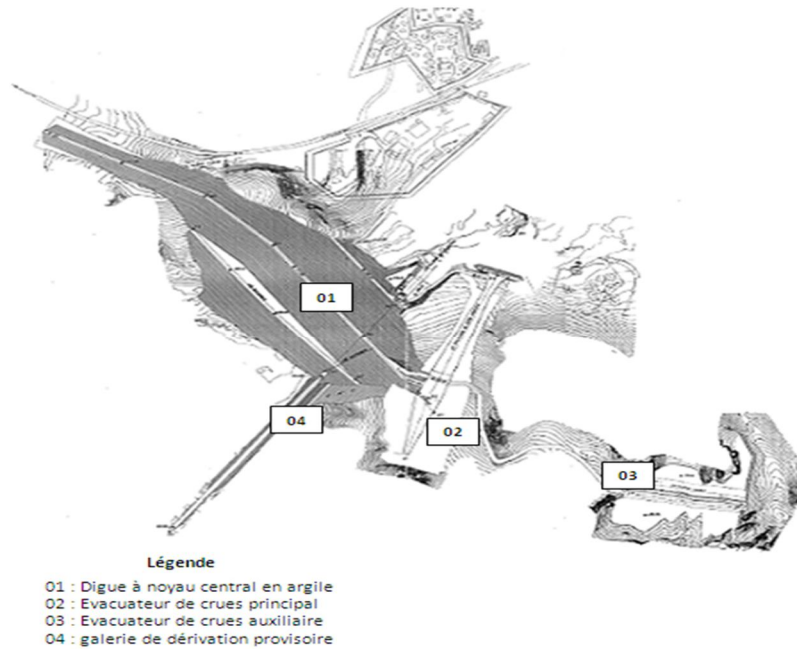


Figure III.2 : Vue en plan des ouvrages du barrage Boughrara (Tractebel, 2000b)

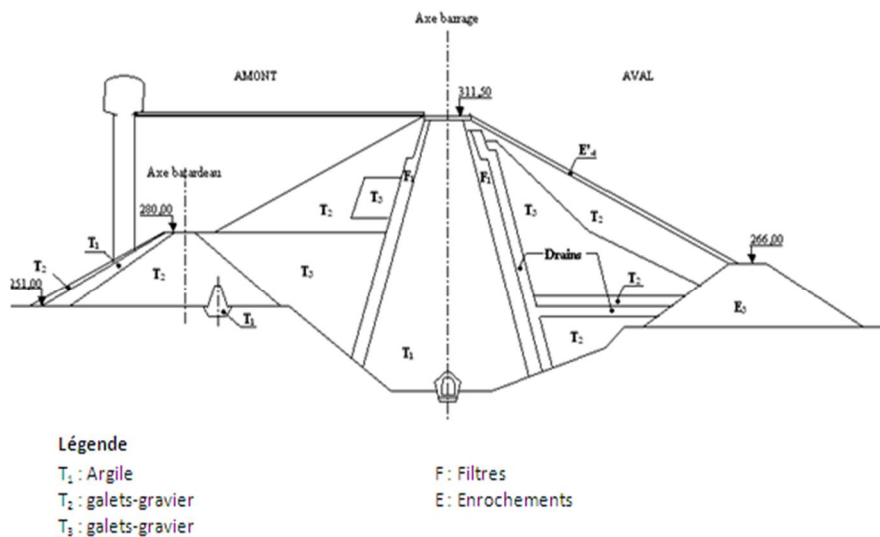


Figure III.3 : Profil en travers type du barrage (Tractebel, 2000b)

II. Comportement mécanique des barrages en remblai

Trois phases principales se distinguent pour analyser le comportement d'un barrage en remblai :

II.1. Phase de construction

Les matériaux sont mis en place par couches successives. On observe immédiatement :

- Des tassements verticaux importants dus à l'augmentation du poids,
- Des déformations latérales dues à la compression verticale.

Les tassements sont compensés au fur et à mesure par les nouvelles couches de remblai, sauf sur les parements. La surface initiale doit tenir compte de cet effet. Ces déformations peuvent être influencées par le compactage qui est nécessaire pour éviter le cisaillement interne des matériaux. Il n'est pas impossible de constater l'apparition de fissures dans le noyau (Schleiss et Pougatsch, 2011).

II.2. Phase de consolidation

Elle commence dès la mise en place, mais s'achève des années après la fin de la construction, si les matériaux sont peu perméables ($k < 10^{-6}$ m/s). Pour compenser les tassements dus à la consolidation, une surélévation du couronnement par rapport à la cote théorique est donc indispensable (Schleiss et Pougatsch, 2011).

II.3. Phase d'exploitation avec variation du niveau d'eau

Le premier remplissage du réservoir crée des tassements dus à la charge de l'eau et, lorsque l'étanchéité est constituée par un noyau central, à l'immersion du corps d'appui amont.

La poussée de l'eau du réservoir provoque également une déformation horizontale du barrage au niveau du couronnement.

Ces déformations se répètent, mais d'une manière beaucoup moins prononcée, à chaque remplissage du lac, car les déformations plastiques se produisent surtout pendant le premier remplissage.

Il est donc judicieux d'incurver vers l'amont l'axe du barrage en remblai, en particulier si celui-ci est situé dans une vallée étroite (Schleiss et Pougatsch, 2011).

III. Dispositif d'auscultation pour la mesure des déformations au niveau du barrage

Il est bien entendu impossible de donner des règles pour la conception des dispositifs d'auscultation des barrages. Il faut donc s'adapter aux cas particuliers que constitue chaque ouvrage.

Le dispositif d'auscultation d'un barrage neuf doit être prévu dès l'avant projet et mis en place pendant la construction. Certains appareils peuvent être abandonnés délibérément au bout de plusieurs années et d'autres peuvent être ajoutés en cas de désordres révélés par l'observation visuelle ou d'inquiétudes sur le comportement du barrage.

Au niveau du barrage Boughrara, il a été projeté sept profils d'auscultation (figure III.4), P1, P2, P3, P4, P5, P6 et P7 pour la mesure des pressions interstitielles, des niveaux piézométriques, des tassements et des déformations par le biais d'un réseau de repères de nivellement et de planimétrie (Condotte, 1999).

Les positions métriques de ces profils, par rapport à la rive gauche, sont respectivement :

- Profil P1 : Point métrique 95 m,
- Profil P2 : Point métrique 270 m,
- Profil P3 : Point métrique 458 m,
- Profil P4 : Point métrique 608 m,
- Profil P5 : Point métrique 698 m,
- Profil P6 : Point métrique 833 m,
- Profil P7 : Point métrique 955 m.

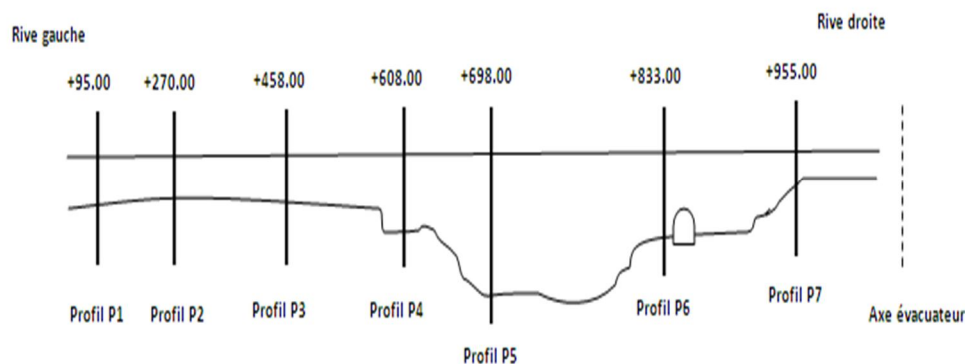


Figure III.4 : Implantation transversale des profils d'auscultation (Tractebel, 2000b)

III.1. Planimétrie

Le réseau est constitué de 9 piliers de planimétrie répartis comme suit :

- M2, M3 et M4 situés en rive droite,
- M5 situé au pied aval en rive gauche,

- M6 situé en crête rive droite,
- M10 située à l'aval en rive gauche au-dessus de la route,
- M11 situé au milieu de la crête,
- M12 situé au pied aval,
- M13 situé sur le mamelon à gauche de l'évacuateur de crue (EDF, 2003a).

Les déplacements en XY du barrage sont suivis à partir de 22 repères de type « à douille lisse protégée » disposés de la manière suivante :

- 7 repères en crête aval à 312.5 m : 16 à 22,
- 7 repères sur le parement aval à 300 m : 9 à 15,
- 4 repères sous 1° risberme aval à 280 m : 3 à 6,
- 2 repères au pied du barrage rive gauche : 7 et 8,
- 2 repères sur 2° risberme aval à 266 m : 1 et 2,
- Les repères 14 à 17 sont déterminés par alignement (EDF, 2003a).

III.2. Nivellement

Trois groupes de repères de référence sont disposés comme suit :

- R1, R2, R3 à proximité du pilier M5,
- R4, R5, R6 à proximité du pilier M4,
- R7, R8, R9 au pied aval entre les repères 2 et 7.

Les déplacements en Z du barrage sont suivis à partir de 29 repères de type « à douille lisse protégée » disposés de la manière suivante :

- 7 repères en crête amont à 312.5 m : 23 à 29,
- 7 repères en crête aval à 312.5 m : 16 à 22,
- 7 repères sur le parement aval à 300 m : 9 à 15,
- 4 repères sous 1^{ère} risberme aval à 180 m : 3 à 6,
- 2 repères au pied du barrage rive gauche : 7 et 8,
- 2 repères sur 2^{ème} risberme aval à 266 m : 1 et 2 (EDF, 2003b).

III.3. Mesure des déplacements verticaux par tassomètre

Neuf tassomètres à manchettes magnétique sont installés sur le barrage. Ils pénètrent de 10 m dans la roche de fondation. Le tableau III.1 synthétise les principales caractéristiques des tassomètres. La figure III.5 donne la position en plan des différents tassomètres.

Tableau III.1 : Principales caractéristiques des tassomètres (Tractebel, 2000a)

Tassomètre	Profils	Position	Date d'installation
TA1	P2	Noyau 4.3 m à l'aval de l'axe	27/08/1998
TA2	P3	Noyau 4.3 m à l'aval de l'axe	23/08/1998
TA3	P4	Noyau 4.3 m à l'aval de l'axe	17/12/1997
TA4	P4	Recharge avale	23/08/1997
TA5	P5	Noyau 4.3 m à l'aval de l'axe	11/12/1997
TA6	P5	Recharge avale	14/08/1997
TA7	P6	Noyau 4.3 m à l'aval de l'axe	20/12/1997
TA8	P6	Recharge aval	16/10/1997
TA9	P7	Noyau 4.3 m à l'aval de l'axe	07/08/1998

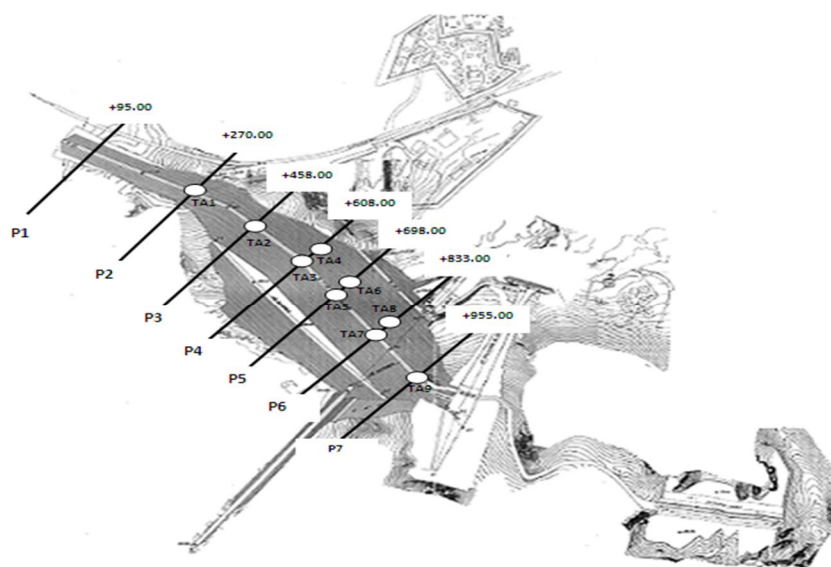


Figure III.5 : Implantation en plan des profils d'auscultation et position des tassomètres (Tractebel, 2000b)

III.4. Mesures des inclinaisons

Les tubes des tassomètres servent également d'inclinomètres.

IV. Analyse du comportement mécanique du barrage

Les charges appliquées par le remblai entraînent des tassements pouvant être de grande amplitude et de longues durées, la détermination de ceux-ci en fonction du temps, permet de prévoir éventuellement des méthodes pour les réduire ou les améliorer (Schiffman et Jones, 2007).

Pour construire un remblai, il convient de procéder vis-à-vis de la stabilité, en plusieurs étapes avec des arrêts durant lesquels les sols se consolident, et acquièrent par conséquent une plus grande résistance au cisaillement, le respect du

planning des travaux dépend de la bonne précision de la détermination de l'évolution dans le temps des tassements (Schiffman et Jones, 2007).

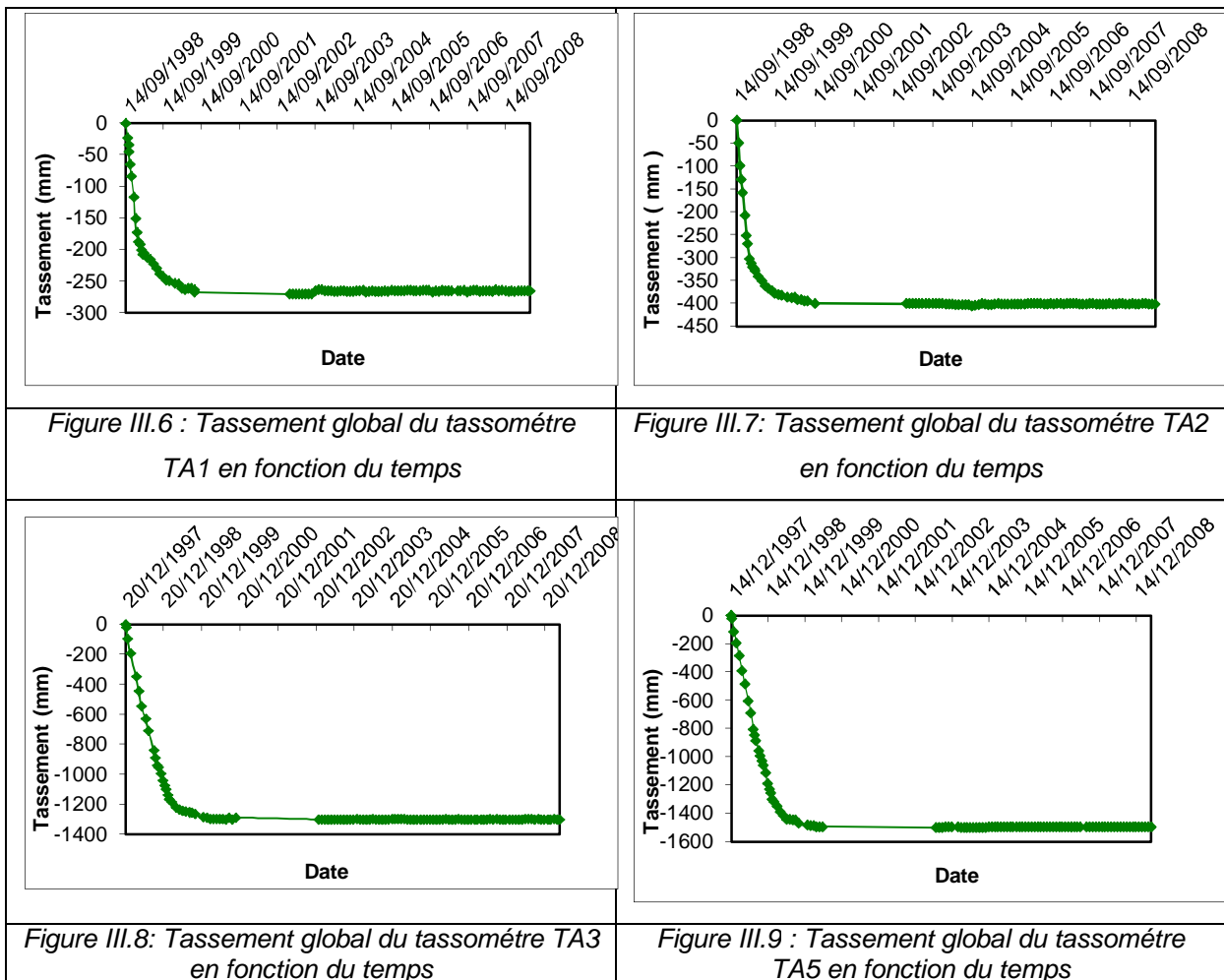
Nous proposons dans cette partie l'analyse des déformations verticales des différentes zones du barrage. L'étude menée est basée particulièrement sur l'analyse des déformations pendant la phase de construction des remblais, phase durant laquelle les tassements sont relativement importants. Il serait également procédé à l'analyse des déformations pendant la phase d'exploitation du barrage. La base de données servant à l'étude repose sur les mesures d'auscultation effectuées durant la période allant de Aout 1997 jusqu'à Mai 2009 (ANBT, 2009).

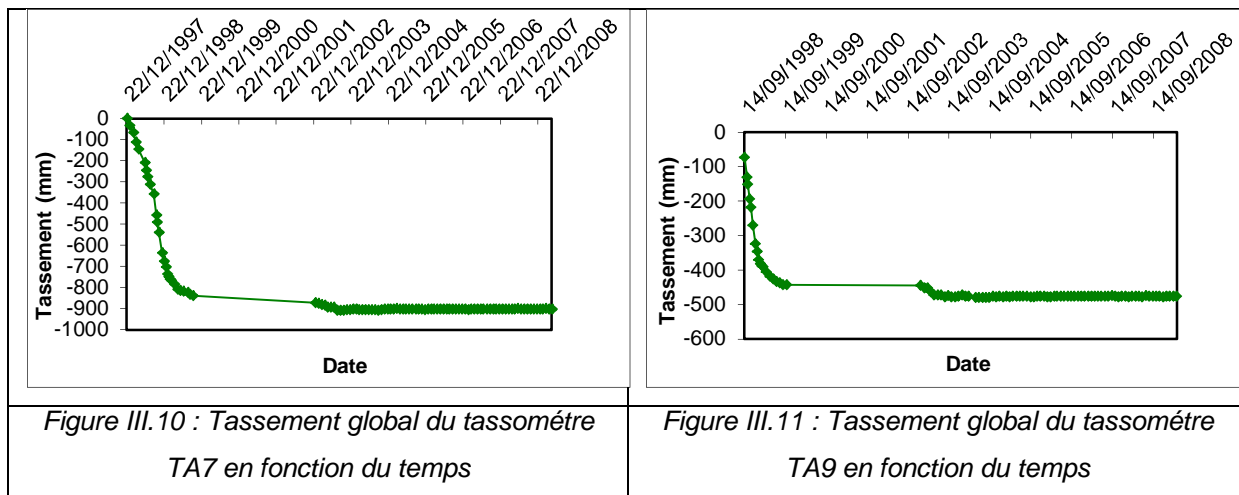
IV.1. Etude des tassements globaux des remblais en fonction du temps

IV.1.1 Etude des tassements du noyau

IV.1.1.1. Tassements totaux

L'étude est menée en considérant les tassements totaux des différents tassomètres installés. Les variations sont illustrées au niveau des figures de III.6 à III.11.





IV.1.1.2. Tassements maximaux

La figure III.12 montre la comparaison entre les tassements maximaux enregistrés dans différentes zones des remblais du noyau

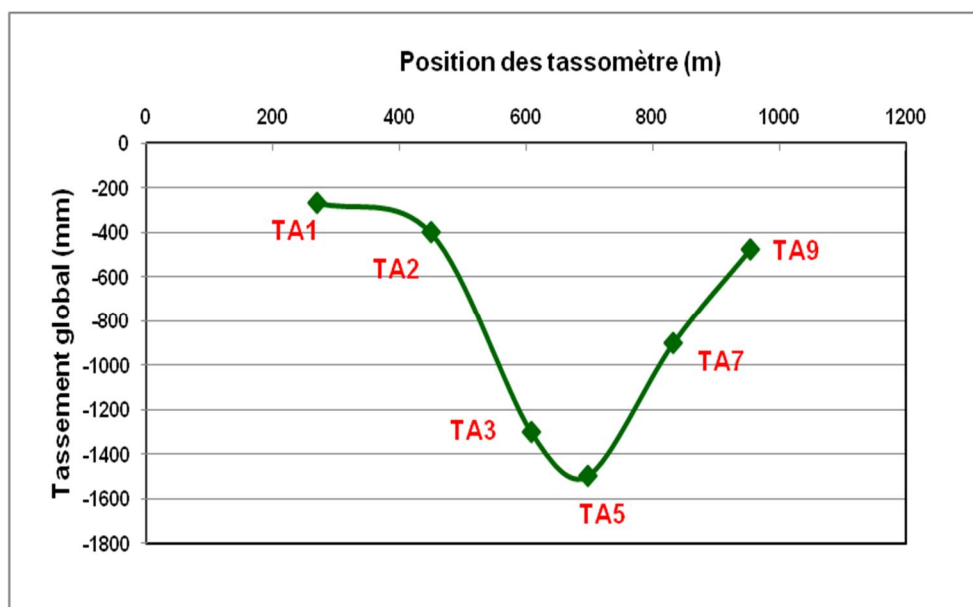


Figure III.12 : Tassement global des tassomètres dans les différents profils du noyau du barrage

D'après ce qui précède, on peut déduire les conclusions suivantes :

- Le tassement le plus important dans le noyau est enregistré au niveau du tassomètre TA5 (1 497.5 mm),
- Le tassement le plus faible dans le noyau est enregistré au niveau du tassomètre TA1 (265.5 mm),
- Le tassement est important au niveau du tassomètre TA5 qui se trouve dans la partie centrale du barrage et qui devient de plus en plus faible en allant vers les rives.

IV.1.2. Etude des tassements de la recharge

IV.1.2.1. Tassements totaux

De la même manière, il a été considéré la variation des tassements totaux des tassomètres situés au niveau des recharges. Ces variations sont présentées sur les figures III.13 à III.15.

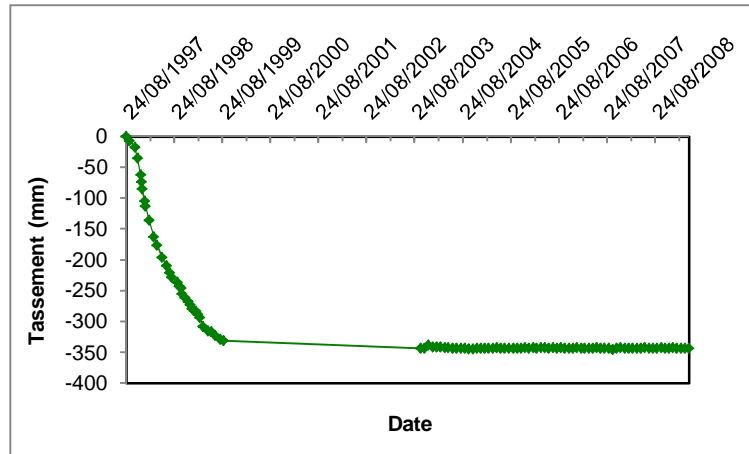
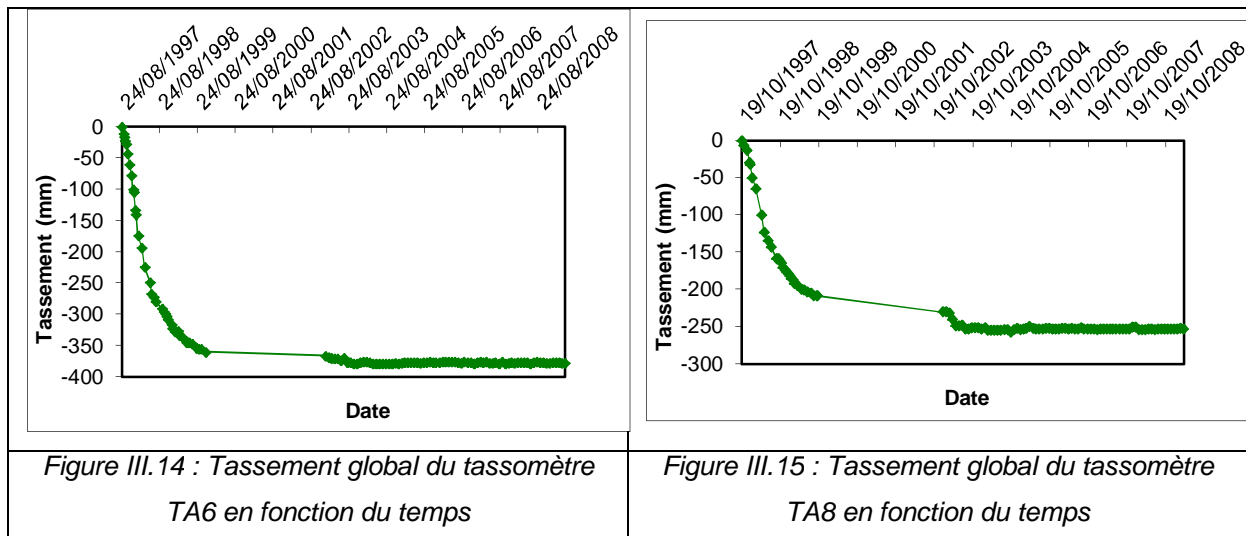


Figure III.13 : Tassement global du tassomètre TA4 en fonction du temps



IV.1.2.2. Tassements maximaux

La figure III.16 illustre la comparaison entre les tassements maximaux enregistrés dans différentes zones des recharges.

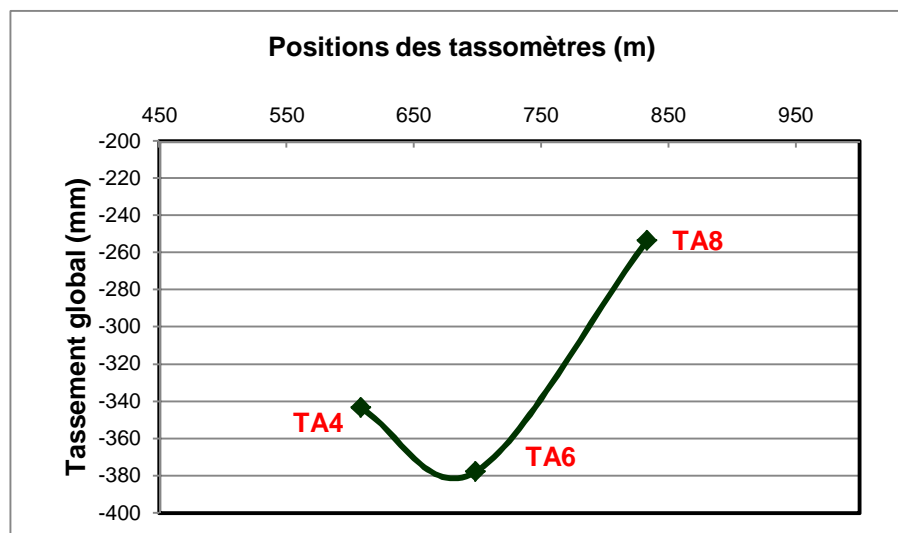


Figure III.16 : Tassement global des tassomètres dans les différents profils de la recharge du barrage

L'étude de ces variations permet de déduire les conclusions suivantes :

- Le tassement le plus important dans la recharge est enregistré au niveau du tassomètre TA6 (378 mm),
- Le tassement le plus faible dans la recharge est enregistré au niveau du Tassomètre TA8 (253.5mm),
- Le tassement est important au niveau du tassomètre TA6 (profil 5) qui se trouve dans la partie centrale du barrage et qui devient de plus en plus faible en allant vers les rives.

En conclusion, l'analyse temporelle de la variation des tassements au niveau du barrage, permet de déduire les conclusions ci-dessous :

- Le tassement du noyau est supérieur à celui de la recharge,
- Le tassement est important dans la partie centrale du barrage, ceci est dû à la hauteur importante du remblai,
- Mise en évidence des deux phases de consolidation primaire et secondaire,
- Le tassement maximal enregistré se localise au niveau du tassomètre TA5 situé au niveau de la partie centrale du noyau,
- Les tassements du barrage sont assez réguliers et leur amplitude est liée, principalement, à la hauteur des remblais.

IV.2 Analyse du comportement mécanique du barrage en relation avec la chronologie des remblais

Les barrages en terre et en enrochement se déforment pendant la construction et continuent de se déformer après la fin de la construction. Pendant la construction, les

déformations sont provoquées par l'augmentation des contraintes effectives et aussi par l'effet du fluage. Par ailleurs, le transfert des contraintes entre les différentes zones du barrage influence les déformations. Après la fin de la construction d'un barrage, des mouvements de la crête et du corps du barrage peuvent aussi se développer pendant le premier remplissage. Par après, le taux des déformations diminue généralement avec le temps (Tecsult, 2004).

Les tassements du noyau du barrage sont calculés afin d'évaluer la cambrure requise pour compenser les tassements anticipés du noyau du barrage durant l'exploitation du réservoir. Il est à noter que les tassements de construction sont compensés au fur et à mesure de la construction du barrage et ne peuvent donc être considéré pour le calcul de la cambrure.

IV.2.1 Déformations dans les barrages en remblai zonés

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.

IV.2.2 Contraintes dans les barrages en remblai zonés

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 (Massiéra et al, 2008).

IV.2.3. Influence de la Cinétique des remblais

L'étude des tassements du barrage Boughrara pendant la construction est étroitement liée à la montée du remblai dont la cinétique est présentée sur la figure III.17.

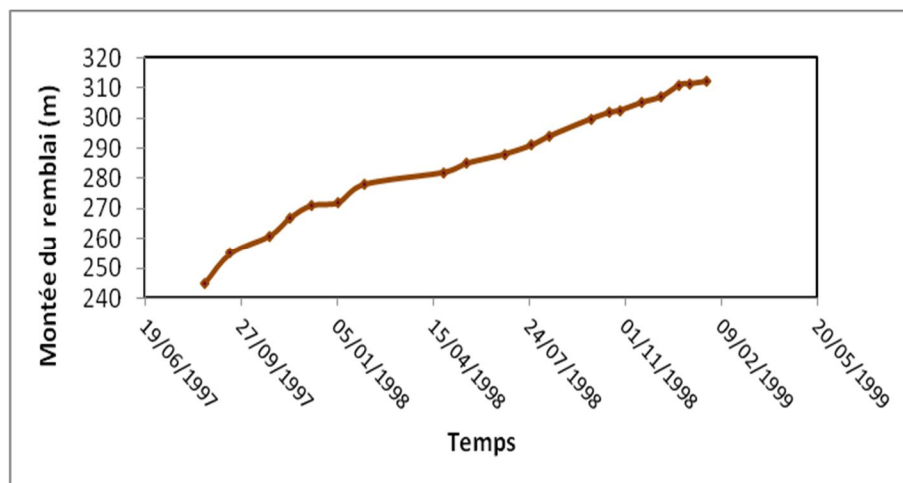


Figure III.17 : Evolution des montées de remblai (Aout 1997 – Janvier 1999)

IV.2.3.1. Tassement du noyau

Cette étude vise essentiellement d'établir un lien entre les valeurs des tassements enregistrés en fonction des hauteurs des remblais. Un comportement normal doit témoigner d'une proportionnalité fidèle entre les tassements et la cinétique des remblais. Les figures de III.18 à III.23 présentent ces variations simultanées en insistant sur la phase de construction du barrage.

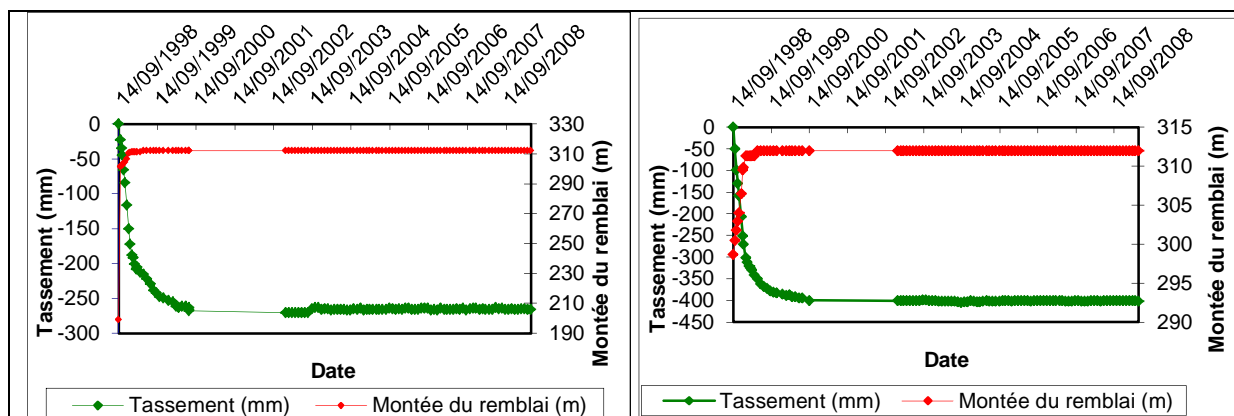


Figure III.18 : TA1 : Tassement global en fonction de la montée du remblai

Figure III.19 : TA2 : Tassement global en fonction de la montée du remblai

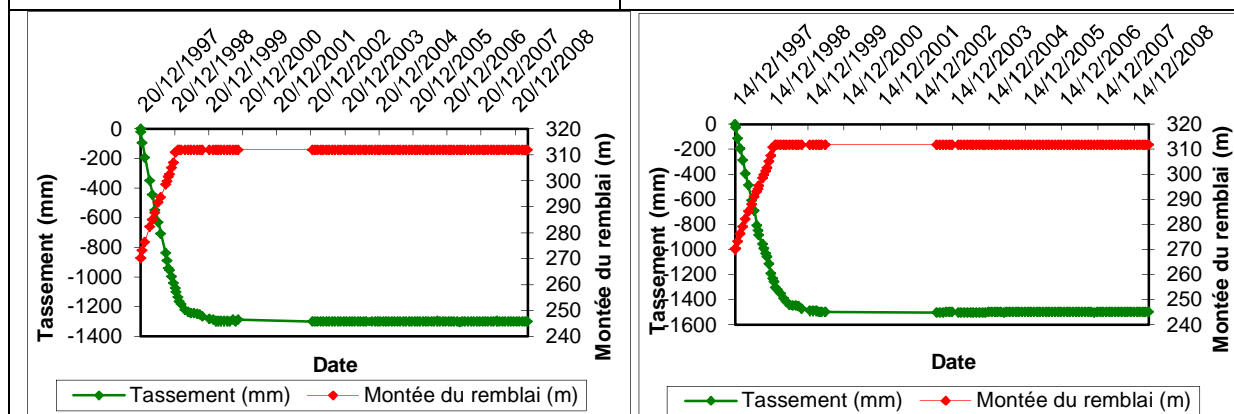
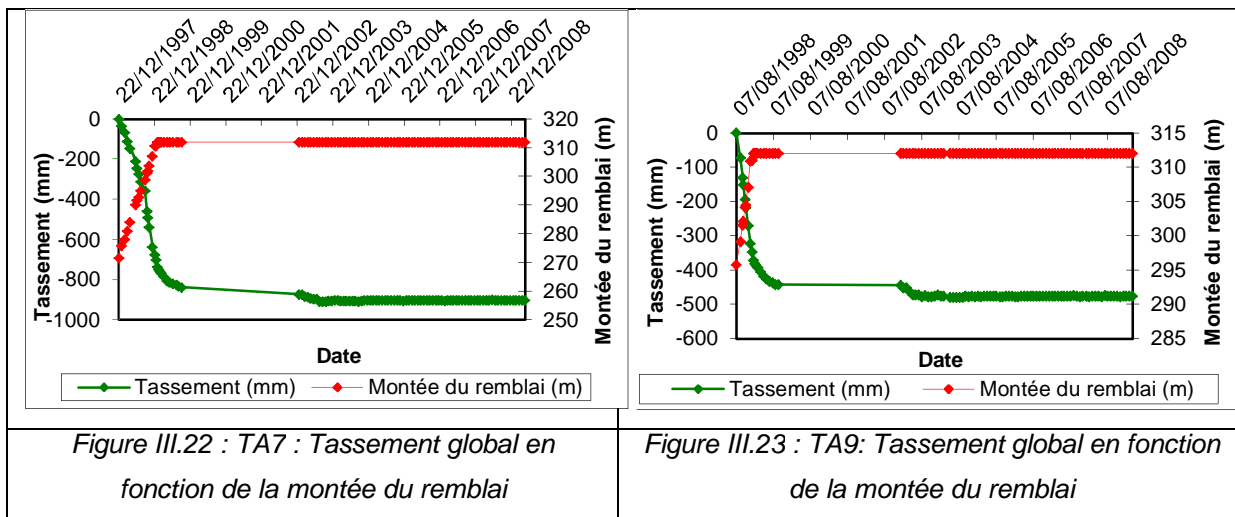


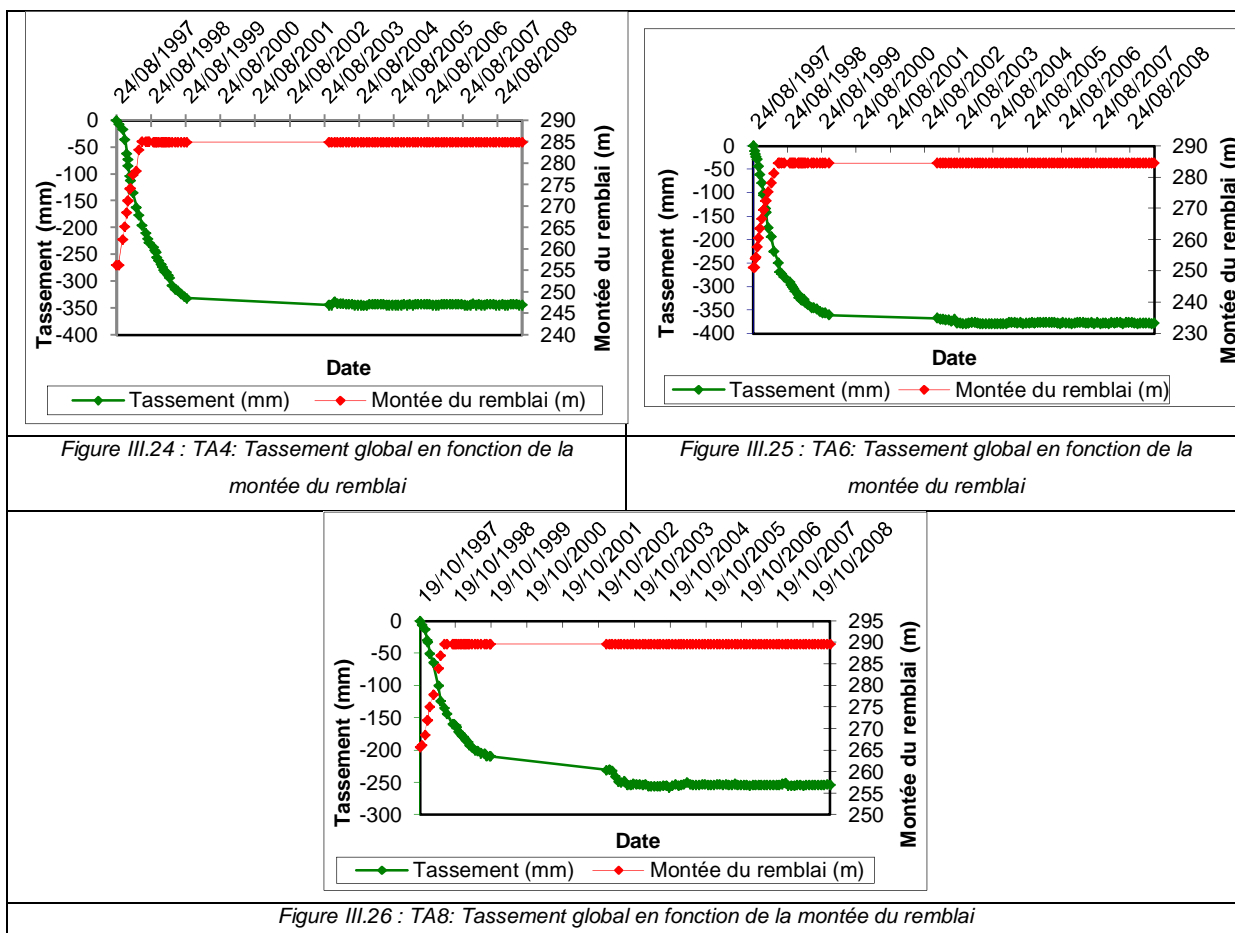
Figure III.20 : TA3 : Tassement global en fonction de la montée du remblai

Figure III.21 : TA5 : Tassement global en fonction de la montée du remblai



IV.2.3.2. Tassement de la recharge

D'une manière similaire, l'évolution des tassements en fonction de la cinétique des remblais pour les recharges est présentée sur les figures III.24 à III.26.



De ce qui précède, et concernant le noyau et la recharge du barrage, on peut conclure ce qui suit :

- Les anneaux des tassomètres dans le barrage montrent logiquement un tassement instantané du noyau sous l'effet de la montée du remblai, suivi d'une phase de tassement différé.

- Il est enregistré une proportionnalité entre la cinétique des remblais et les tassements.

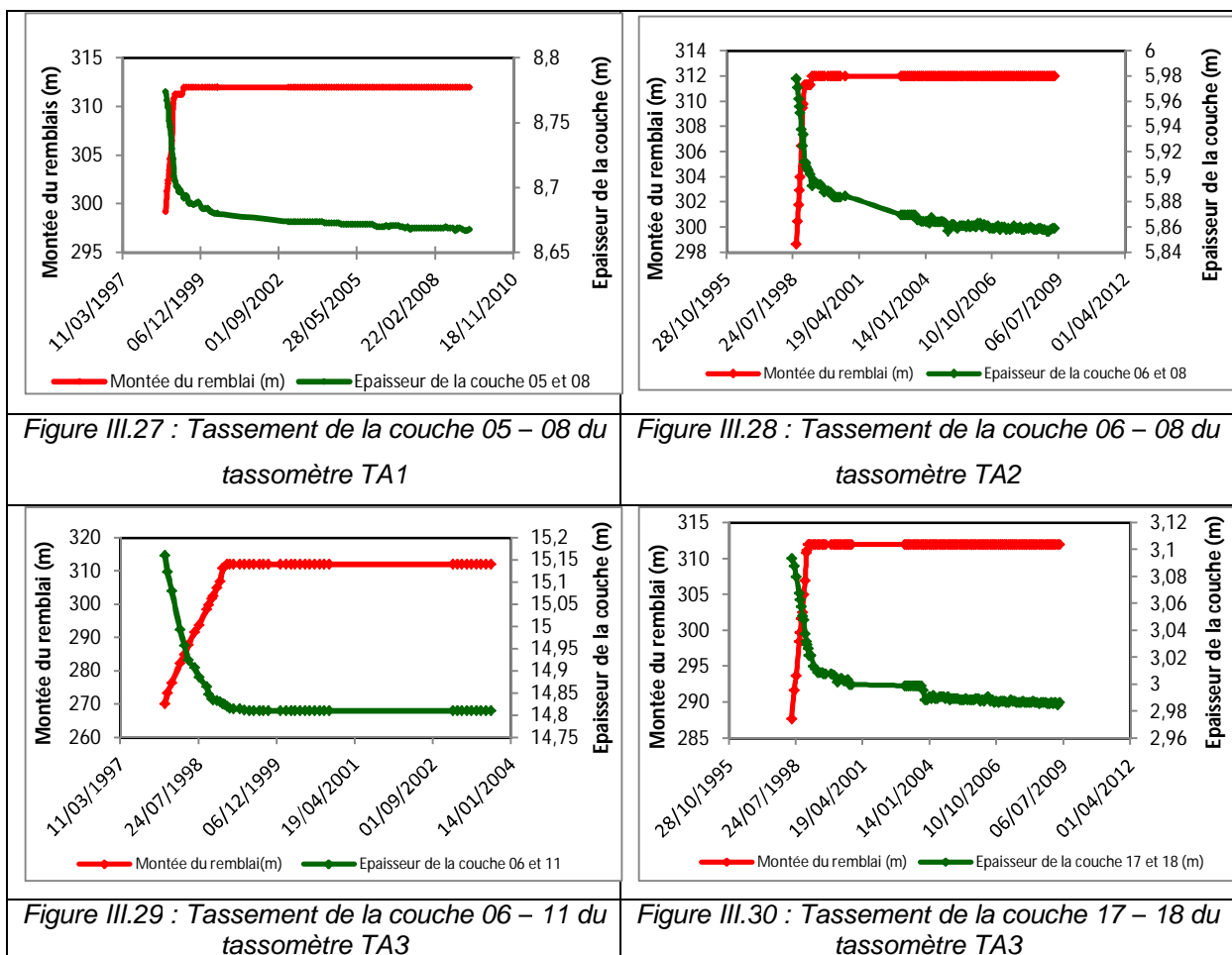
IV.2.4. Etude de la variabilité spatiale des tassements dans le corps du barrage

Afin de pouvoir caractériser le comportement du barrage pendant la montée du remblai, une étude a été engagée dans différentes tranches des remblais avec considération des positions spatiales et altimétriques. L'objectif de cette étude est de pouvoir déboucher sur un modèle mathématique traduisant la variation des tassements ainsi que la recherche d'une fonction d'ajustement liant les déformations à la charge des remblais.

L'étude engagée cible l'analyse des variations des hauteurs moyennes des couches d'une épaisseur donnée, comprises entre deux anneaux pour chaque tassomètre et pour différents profils.

IV.2.4.1. Zone du noyau

Les variations des hauteurs moyennes d'une couche de hauteur h comprise entre les deux anneaux sur les différents tassomètres du noyau en fonction de la montée des remblais sont représentées sur les figures de III.27 à III.36.



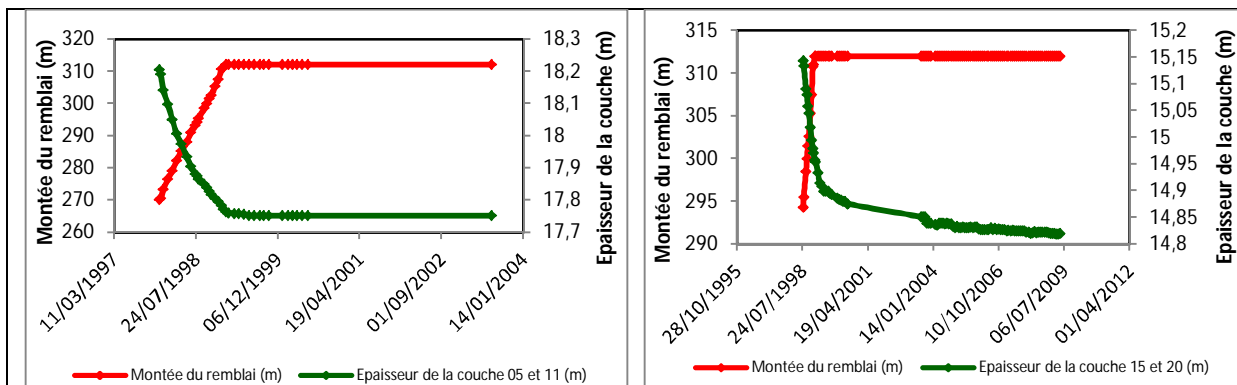


Figure III.31 : Tassement de la couche 05- 11 du tassomètre TA5

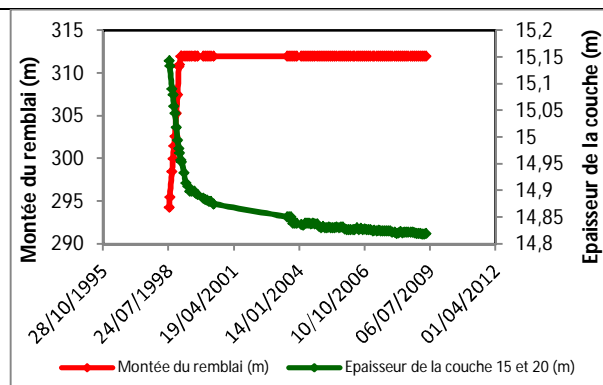


Figure III.32 : Tassement de la couche 15- 20 du tassomètre TA5

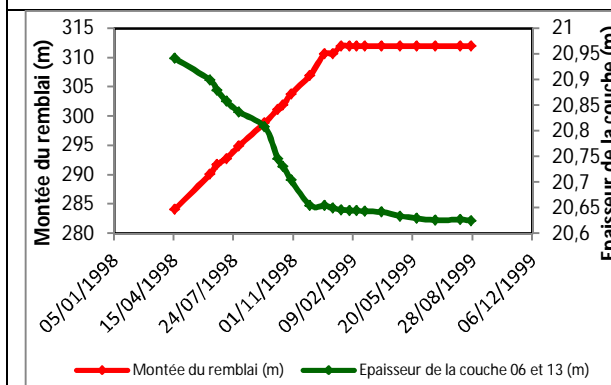


Figure III.33 : Tassement de la couche 06 - 13 du tassomètre TA7

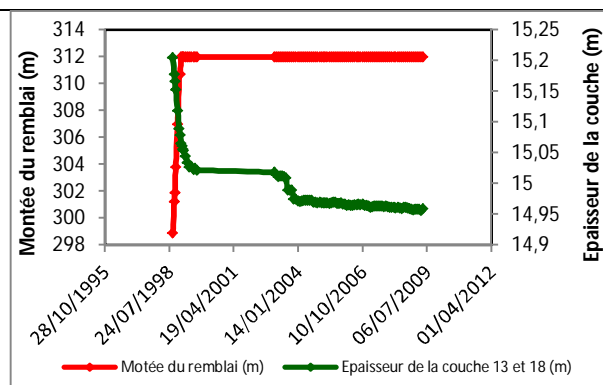


Figure III.34 : Tassement de la couche 13 - 18 du tassomètre TA7

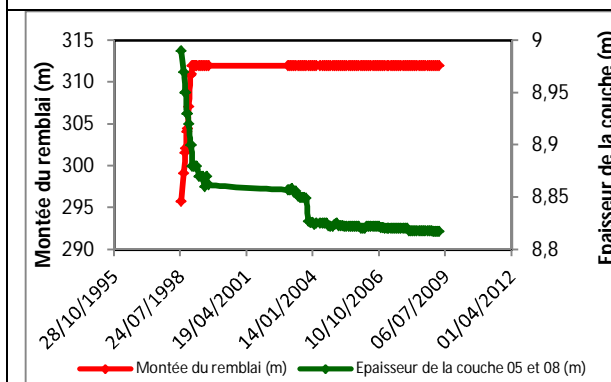


Figure III.35 : Tassement de la couche 05 - 08 du tassomètre TA9

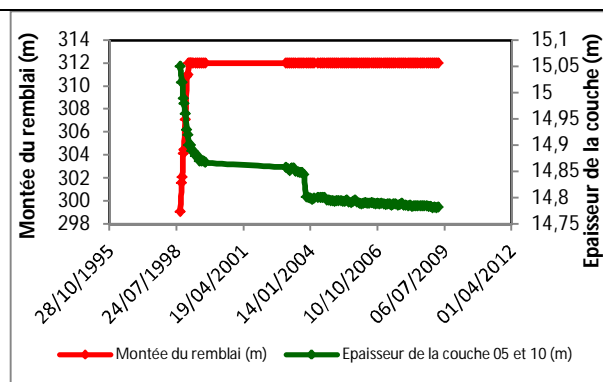


Figure III.36 : Tassement de la couche 05 - 10 du tassomètre TA9

IV.2.4.2. Zone des recharges

Une étude similaire est engagée également dans la zone des recharges. Les variations de hauteur moyenne h d'une couche comprise entre des deux anneaux sur les tassomètres sont représentée sur les figures de III.37 à III.39.

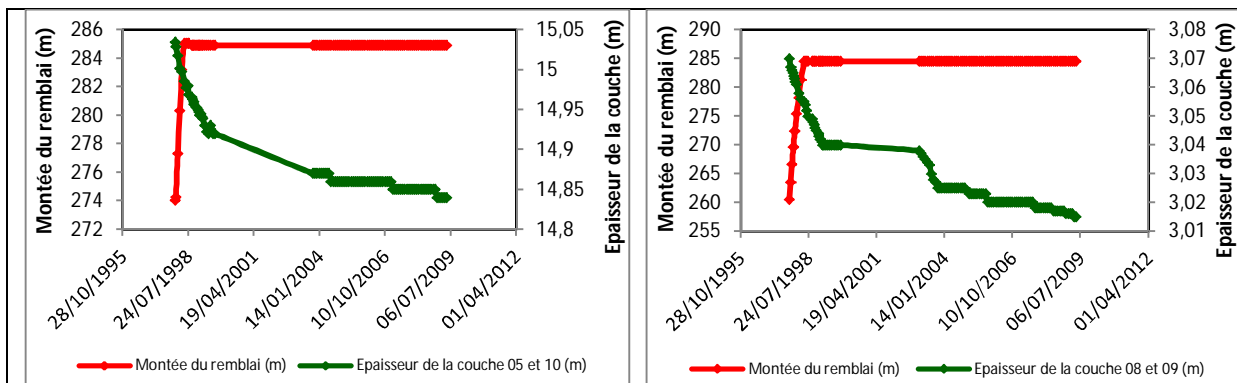


Figure III.37 : Tassement de la couche 05 – 10 du tassomètre TA4

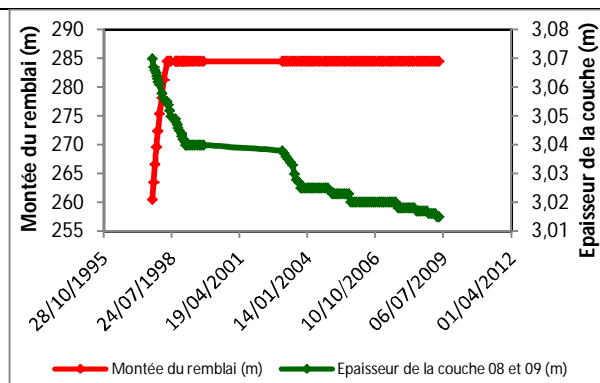


Figure III.38 : Tassement de la couche 08– 09 du tassomètre TA6

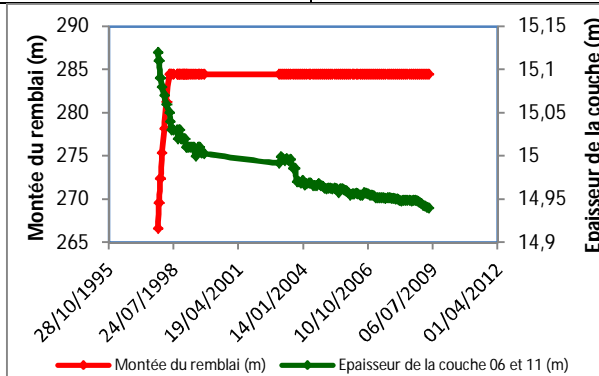


Figure III.39 : Tassement de la couche 06– 11 du tassomètre TA8

Selon les figures ci-dessus, il est déduit les conclusions suivantes :

- Les anneaux des tassomètres dans le noyau et la recharge du barrage montrent logiquement un tassement instantané sous l'effet de la montée du remblai, suivi d'une phase de tassement différé.
- Il est enregistré une proportionnalité entre la cinétique des remblais et les tassements.

IV.2.5. Influence de la charge des remblais sur les déformations pendant la phase de construction du barrage

En ce qui concerne les déformations verticales, on distingue les phases suivantes :

- Le tassement dû à l'augmentation du poids pendant le remblayage, qui est une déformation instantanée,
- La consolidation, qui est initiée pendant la construction, et s'étale au niveau de la phase d'exploitation.

Pour l'étude de l'influence de la charge des remblais sur les déformations des couches, il a été procédé à l'élaboration des étapes suivantes :

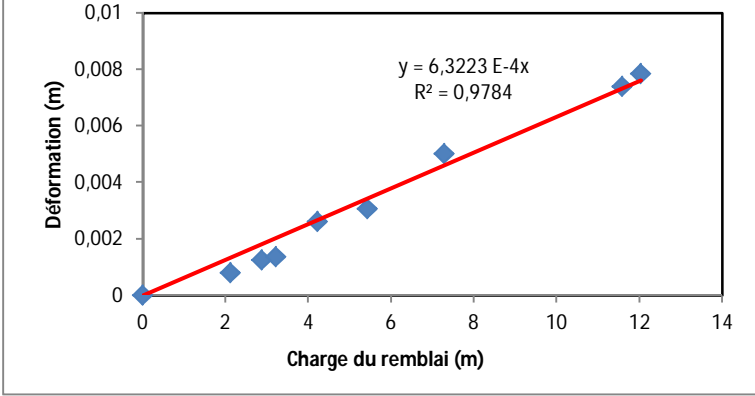
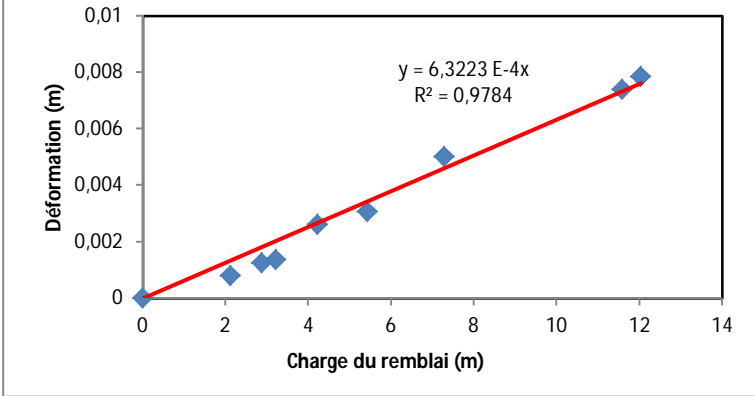
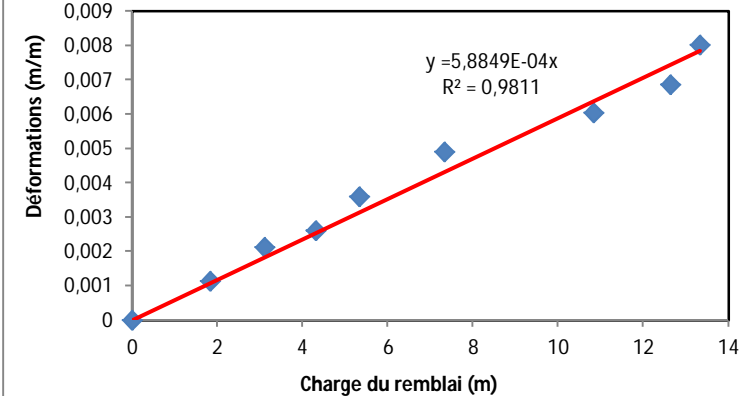
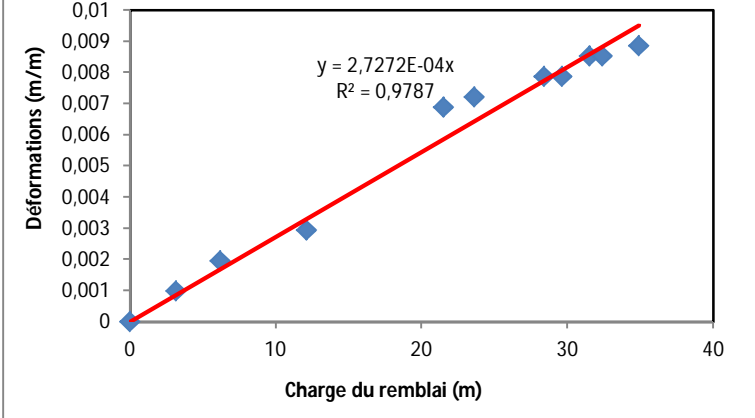
- Cadrer l'étude au niveau de multiples zones du noyau et des recharges,

- Calculer l'épaisseur de la couche par la différence de niveau de chaque anneau, ce calcul a été répété pour les 12 années de mesures,
- Tracer la variation de la déformation de chaque couche en fonction de la montée des remblais,
- Considérer seulement les mesures pendant la phase de construction,
- Calculer h la hauteur du remblai au dessus de cette couche et calculer ϵ la déformation de cette couche,
- Tracer la courbe ϵ en fonction de h ,
- Définir la loi d'ajustement de la variation,
- Calculer la pente de la droite d'ajustement,
- Répéter la procédure dans plusieurs zones et dans toutes les directions,
- Calculer la moyenne des pentes,
- Calculer le tassement qui n'est autre que l'intégral de la déformation.
- Le tassement est maximal est situé au milieu de la couche.

IV.2.5.1. Zone du noyau

Pour l'ensemble des zones du noyau (rives et partie centrale), on se propose d'étudier les déformations des couches situées entre les anneaux respectifs en fonction de la charge des remblais et d'en déduire la loi de variation. L'étude a été répétée pour l'ensemble des tassomètres y installés. Les différents résultats sont consignés sur le tableau III.2.

Tableau III.2 : Etude des déformations du noyau en fonction de la charge des remblais

Caractéristiques de la couche	Courbe correspondante
<p>Rive gauche du barrage</p> <p>Profil P2 prog 270</p> <p>Tassomètre TA 1</p> <p>Anneaux 04 et 06</p> <p>Partie inferieure du noyau</p>	
<p>Rive gauche du barrage</p> <p>Profil P2 prog270</p> <p>Tassomètre TA 1</p> <p>Anneaux 05 et 08</p> <p>Partie centrale du noyau</p>	
<p>Rive gauche du barrage</p> <p>Profil P3 prog 450</p> <p>Tassomètre TA 2</p> <p>Anneaux 08 et 10</p> <p>Partie centrale du noyau</p>	
<p>Partie centrale du barrage</p> <p>Profil P4 prog 608</p> <p>Tassomètre TA 3</p> <p>Anneaux 05 et 06</p> <p>Partie inferieure du noyau</p>	

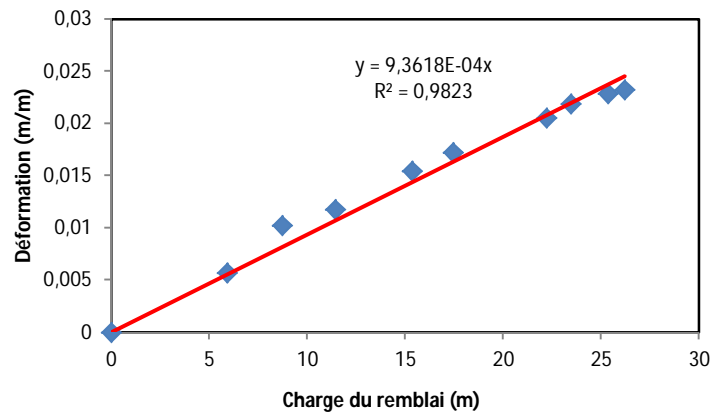
Partie centrale du barrage

Profil P4 prog 608

Tassomètre TA 3

Anneaux 11 et 14

Partie centrale du noyau



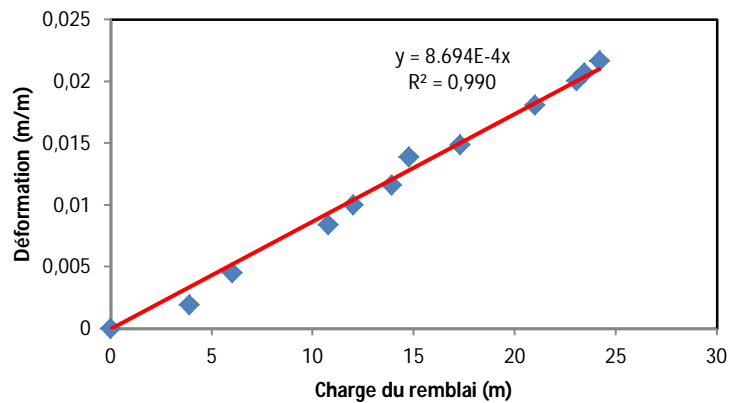
Partie centrale du barrage

Profil P4 prog 608

Tassomètre TA 3

Anneaux 17 et 18

Partie supérieure du noyau



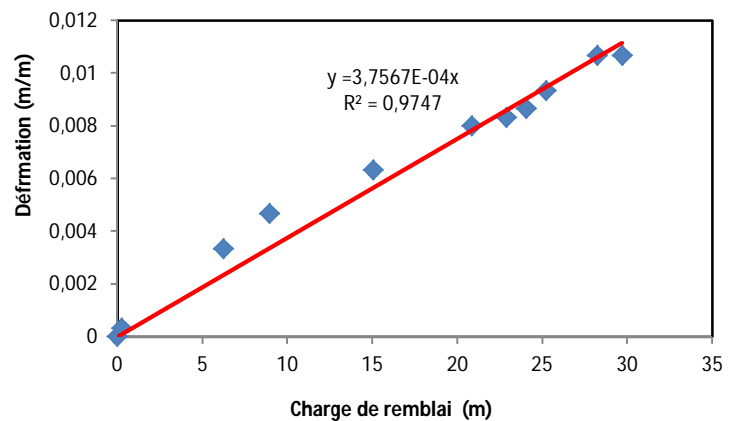
Partie centrale du barrage

Profil P5 prog 698

Tassomètre TA 5

Anneaux 05 et 06

Partie inférieure du noyau



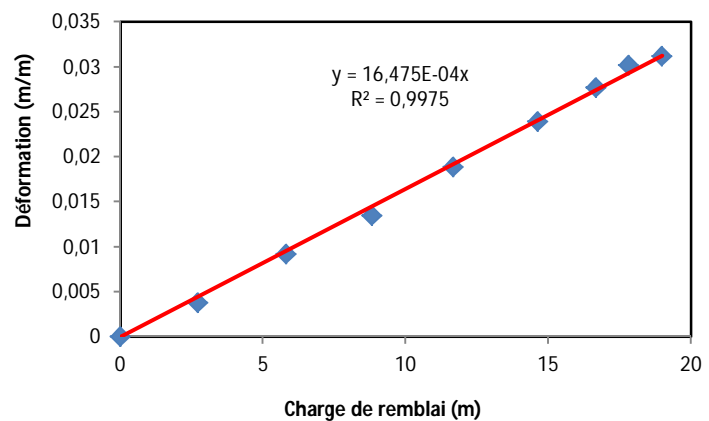
Partie centrale du barrage

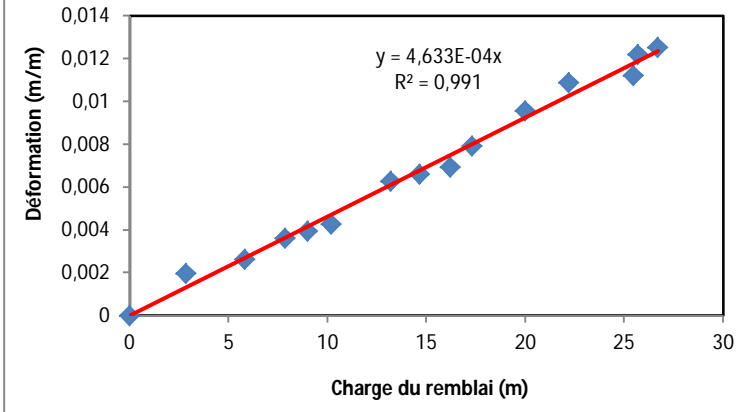
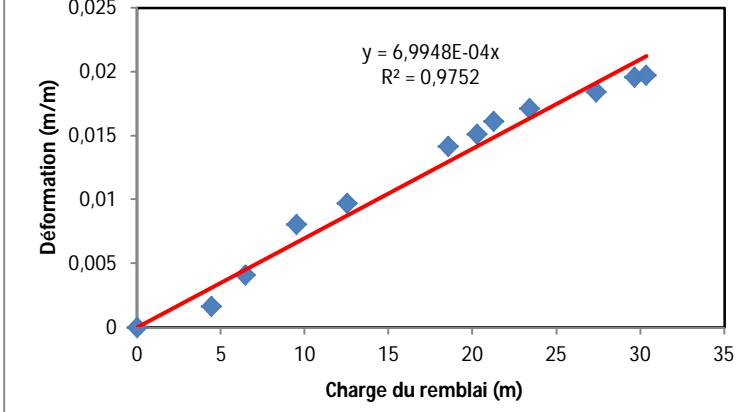
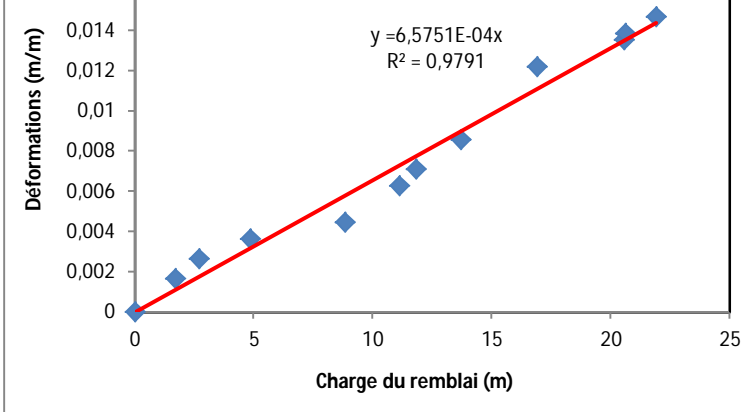
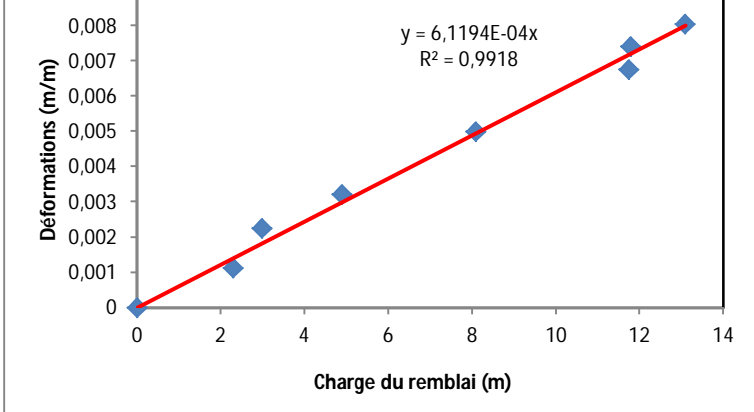
Profil P5 prog 698

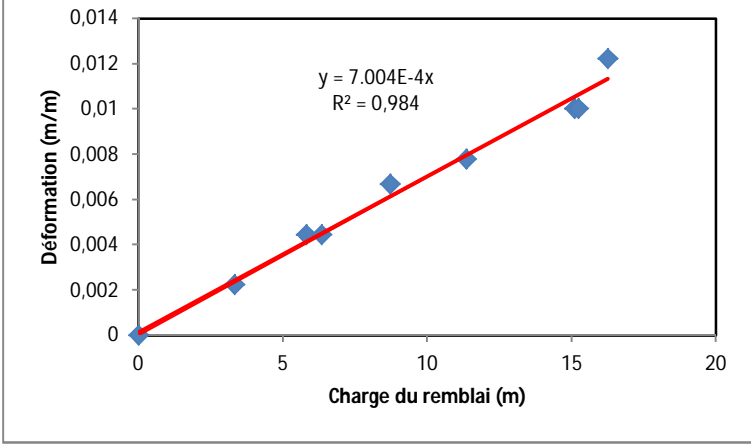
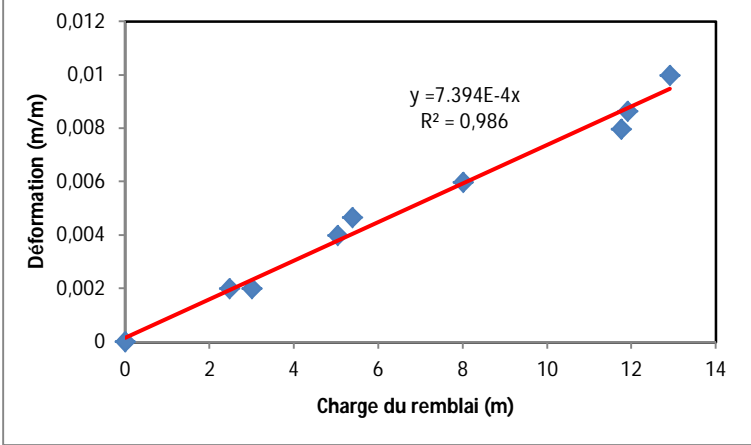
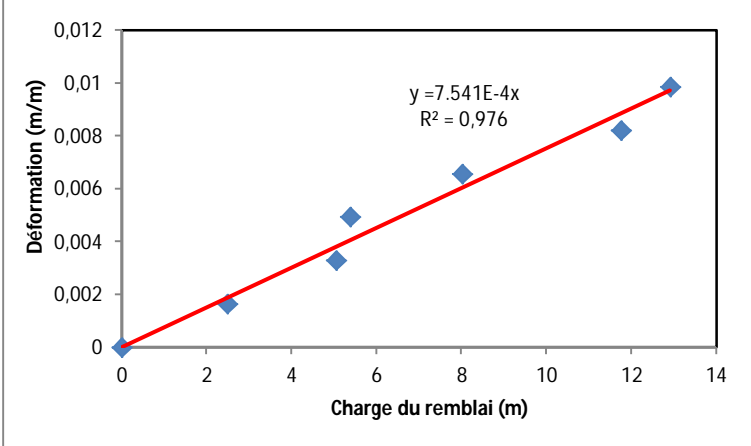
Tassomètre TA 5

Anneaux 12 et 14

Partie centrale du noyau



<p>Partie centrale du barrage</p> <p>Profil P5 prog 698</p> <p>Tassomètre TA 5</p> <p>Anneaux 16 et 17</p> <p>Partie supérieure du noyau</p>	 <p>Graph showing Déformation (m/m) vs. Charge du remblai (m) for Profil P5 prog 698. The regression equation is $y = 4,633E-04x$ and $R^2 = 0,991$.</p>
<p>Partie centrale du barrage</p> <p>Profil P6 prog 833</p> <p>Tassomètre TA 7</p> <p>Anneaux 06 et 08</p> <p>Partie inférieure du noyau</p>	 <p>Graph showing Déformation (m/m) vs. Charge du remblai (m) for Profil P6 prog 833. The regression equation is $y = 6,9948E-04x$ and $R^2 = 0,9752$.</p>
<p>Partie centrale du barrage</p> <p>Profil P6 prog 833</p> <p>Tassomètre TA 7</p> <p>Anneaux 12 et 14</p> <p>Partie centrale du noyau</p>	 <p>Graph showing Déformations (m/m) vs. Charge du remblai (m) for Profil P6 prog 833. The regression equation is $y = 6,5751E-04x$ and $R^2 = 0,9791$.</p>
<p>Partie centrale du barrage</p> <p>Profil P6 prog 833</p> <p>Tassomètre TA 7</p> <p>Anneaux 16 et 18</p> <p>Partie supérieure du noyau</p>	 <p>Graph showing Déformations (m/m) vs. Charge du remblai (m) for Profil P6 prog 833. The regression equation is $y = 6,1194E-04x$ and $R^2 = 0,9918$.</p>

<p>Rive droite</p> <p>Profil P7 prog 955</p> <p>Tassomètre TA 9</p> <p>Anneaux 05 et 08</p> <p>Partie inférieure du noyau</p>	 <p>Graph showing the relationship between embankment load (m) and deformation (m/m) for the lower part of the core. The x-axis ranges from 0 to 20, and the y-axis from 0 to 0.014. A linear regression line is shown with the equation $y = 7.004E-4x$ and $R^2 = 0,984$.</p>
<p>Rive droite</p> <p>Profil P7 prog 955</p> <p>Tassomètre TA 9</p> <p>Anneaux 05 et 10</p> <p>Partie inférieure du noyau</p>	 <p>Graph showing the relationship between embankment load (m) and deformation (m/m) for the lower part of the core. The x-axis ranges from 0 to 14, and the y-axis from 0 to 0.012. A linear regression line is shown with the equation $y = 7.394E-4x$ and $R^2 = 0,986$.</p>
<p>Rive droite</p> <p>Profil P7 prog 955</p> <p>Tassomètre TA 9</p> <p>Couche 08 et 10</p> <p>Partie centrale du noyau</p>	 <p>Graph showing the relationship between embankment load (m) and deformation (m/m) for the central part of the core. The x-axis ranges from 0 to 14, and the y-axis from 0 to 0.012. A linear regression line is shown with the equation $y = 7.541E-4x$ and $R^2 = 0,976$.</p>

En guise de conclusion, on peut déduire les conclusions suivantes :

Pendant la mise en place du remblai, on peut noter la bonne linéarité dans la relation entre la déformation ε d'une couche et la hauteur h de remblai au-dessus dans différentes zones du noyau.

- Synthèse de l'étude spatiale des tassements du noyau du barrage

Les paramètres des différents ajustements entre la déformation ε et la charge de remblai h dans différentes zones du noyau sont résumées dans le tableau III.3

Tableau III.3 : Synthèse de l'étude spatiale des tassements du noyau du barrage

Tassomètre	Anneaux	Epaisseur initiale (m)	Epaisseur finale (m)	Pente	R ²	Zone
TA1	04 et 06	6,078	6,014	8,49E-04	0,99	Partie inferieur du noyau
TA1	05 et 08	8,774	8,705	6,32E-04	0,98	Partie centrale du noyau
TA1	08 et 10	6,011	5,98	6,01E-04	0,98	Partie supérieure du noyau
TA2	06 et 08	5,978	5,893	8,58E-04	0,99	Partie inferieur du noyau
TA2	08 et 10	6,112	6,063	5,88E-04	0,98	Partie centrale du noyau
TA2	10 et 12	5,995	5,945	7,48E-04	0,98	Partie supérieure du noyau
TA3	05 et 06	3,05	3,021	2,73E-04	0,98	Partie inferieur du noyau
TA3	06 et 07	3,166	3,136	2,52E-04	0,98	Partie inferieur du noyau
TA3	08 et 09	3,101	3,04	6,15E-04	0,97	Partie inferieur du noyau
TA3	10 et 11	3,061	2,912	1,62E-03	0,97	Partie inferieur du noyau
TA3	11 et 14	9,008	8,79	9,36E-04	0,98	Partie centrale du noyau
TA3	14 et 16	6,07	5,921	8,72E-04	0,98	Partie centrale du noyau
TA3	17 et 18	3,094	3,027	8,69E-04	0,99	Partie supérieure du noyau
TA3	17 et 21	12,132	12,038	5,64E-04	0,99	Partie supérieure du noyau
TA3	21 et 23	5,989	5,963	4,35E-04	0,99	Partie supérieure du noyau
TA5	03 et 04	2,999	2,968	2,80E-04	0,98	Partie inferieur du noyau
TA5	04 et 05	3,074	3,034	5,35E-04	0,97	Partie inferieur du noyau
TA5	05 et 06	3	2,964	3,76E-04	0,97	Partie inferieur du noyau
TA5	06 et 07	3,054	3,011	6,78E-04	0,96	Partie inferieur du noyau
TA5	07 et 08	3,017	2,879	1,19E-03	0,97	Partie inferieur du noyau
TA5	08 et 10	6,063	5,971	6,14E-04	0,97	Partie inferieur du noyau
TA5	10 et 11	3,07	2,939	1,27E-03	0,99	Partie centrale du noyau
TA5	11 et 12	3,021	2,918	1,18E-03	0,97	Partie centrale du noyau
TA5	12 et 14	6,088	5,917	1,65E-03	0,99	Partie centrale du noyau
TA5	14 et 15	2,983	2,925	7,30E-04	0,98	Partie centrale du noyau
TA5	15 et 20	15,143	14,819	7,05E-04	0,99	Partie supérieure du noyau
TA5	20 et 22	6,101	6,06	6,15E-04	0,98	Partie supérieure du noyau
TA7	06 et 08	6,083	5,955	6,99E-04	0,98	Partie inferieur du noyau
TA7	10 et 12	6,013	5,926	4,56E-04	0,97	Partie centrale du noyau
TA7	12 et 14	6,061	5,972	6,58E-04	0,98	Partie centrale du noyau
TA7	14 et 16	5,983	5,917	5,32E-04	0,98	Partie supérieure du noyau

TA7	16 et 18	6,209	6,159	6,12E-04	0,99	Partie supérieure du noyau
TA9	05 et 08	8,99	8,817	7,00E-04	0,98	Partie inférieure du noyau
TA9	08 et 10	6,08	5,965	7,54E-04	0,98	Partie centrale du noyau
TA9	09 et 12	9,13	9,063	8,74E-04	0,99	Partie supérieure du noyau

Ces valeurs sont relativement homogènes et ne mettent pas en évidence de comportements mécaniques singuliers des zones du noyau instrumentées. On retient la valeur moyenne de la pente $\alpha = 7,37E-04$ pour la loi d'ajustement $\epsilon = \alpha \cdot h$ pour le noyau.

A titre d'exemple, en considérant les mesures d'auscultation au niveau du tassomètre TA3, la déformation maximale est enregistrée à mi-hauteur. La distribution altimétrique des déformations est illustrée sur la figure III.40.

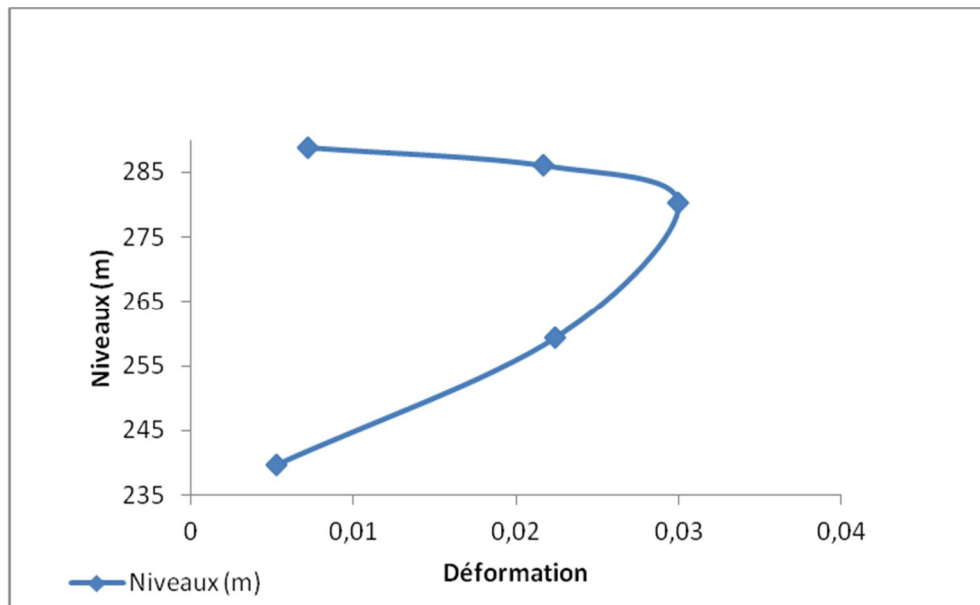


Figure III.40 : Distribution altimétrique des déformations, tassomètre TA3

La déformation est importante au niveau 281 (m). Cette côte est située à mi-hauteur du noyau.

- Estimation du tassement global du noyau

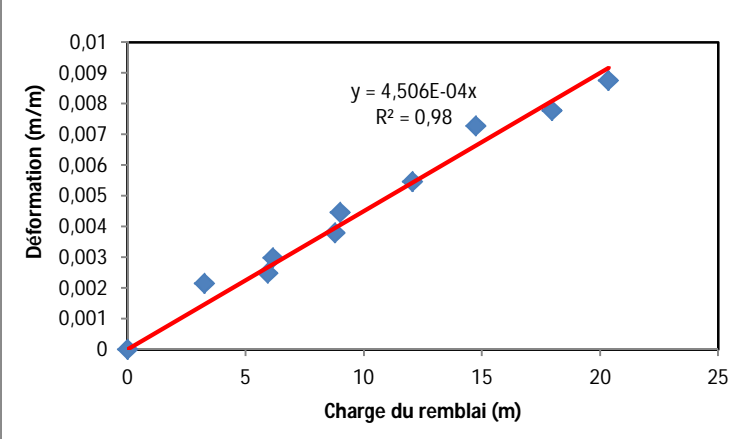
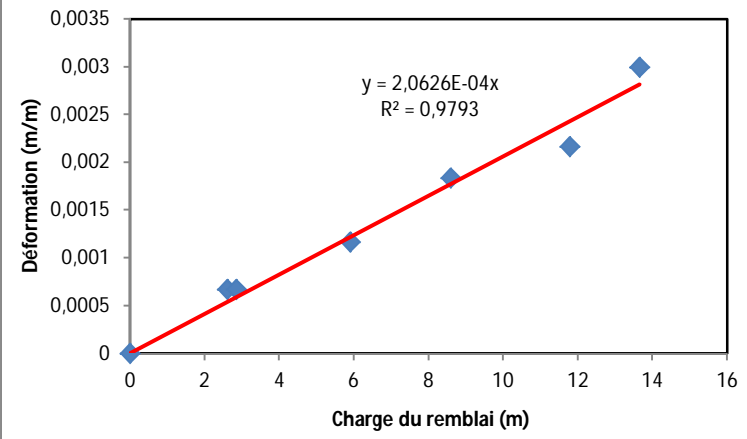
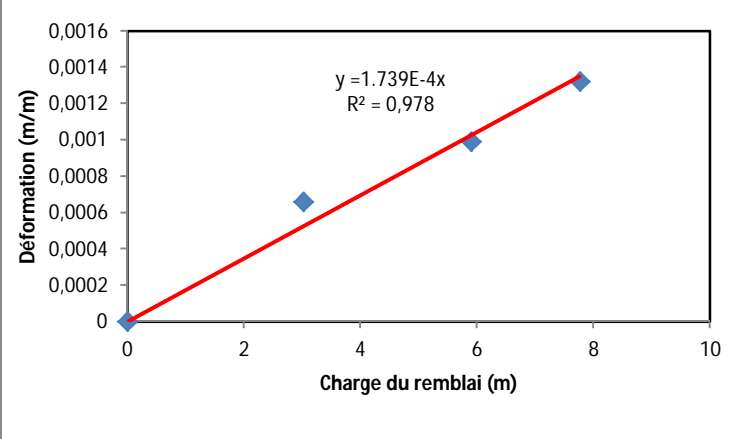
En supposant un comportement élastique, le tassement d'un remblai de hauteur h est maximum au milieu et a pour valeur : $s = (\alpha \cdot h^2) / 4$

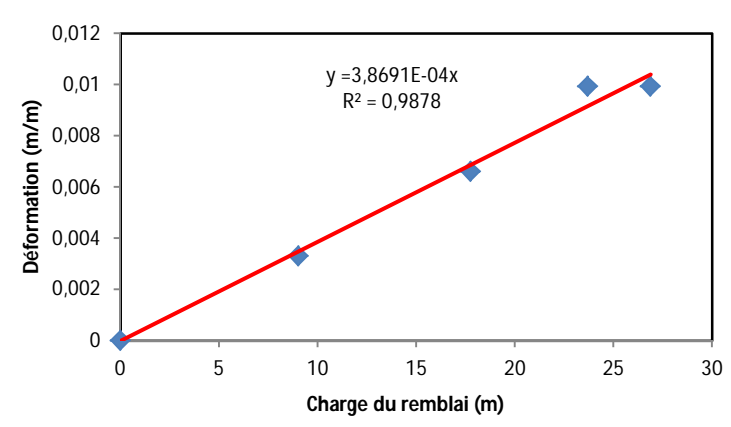
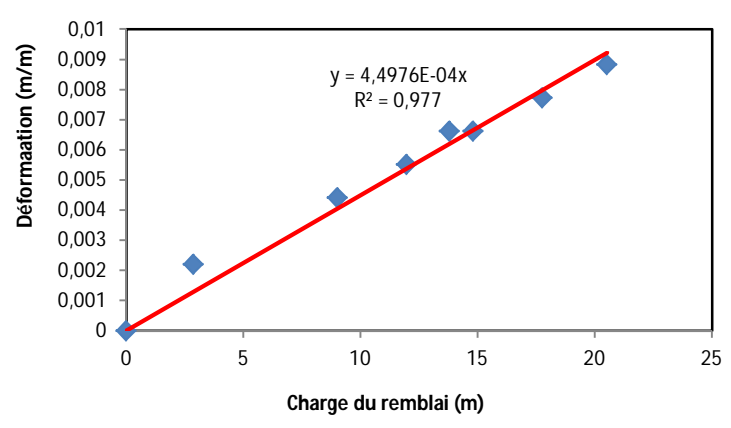
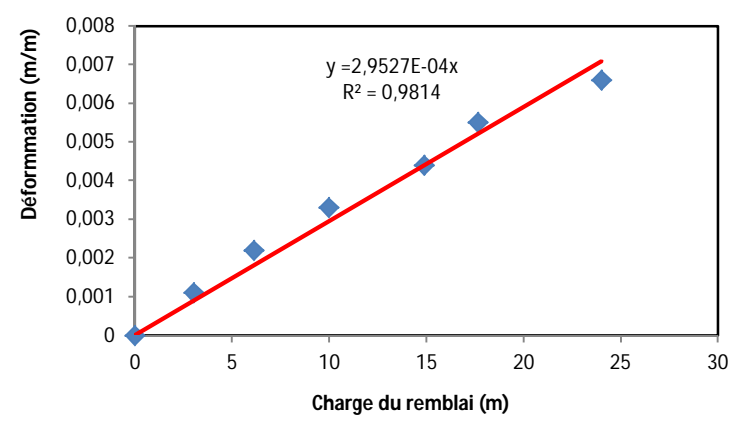
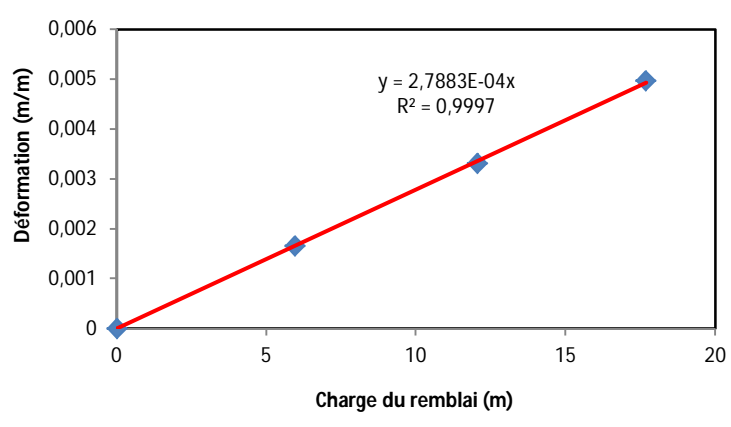
En appliquant ce concept le tassement global du noyau du barrage atteint $s = 0.66$ m.

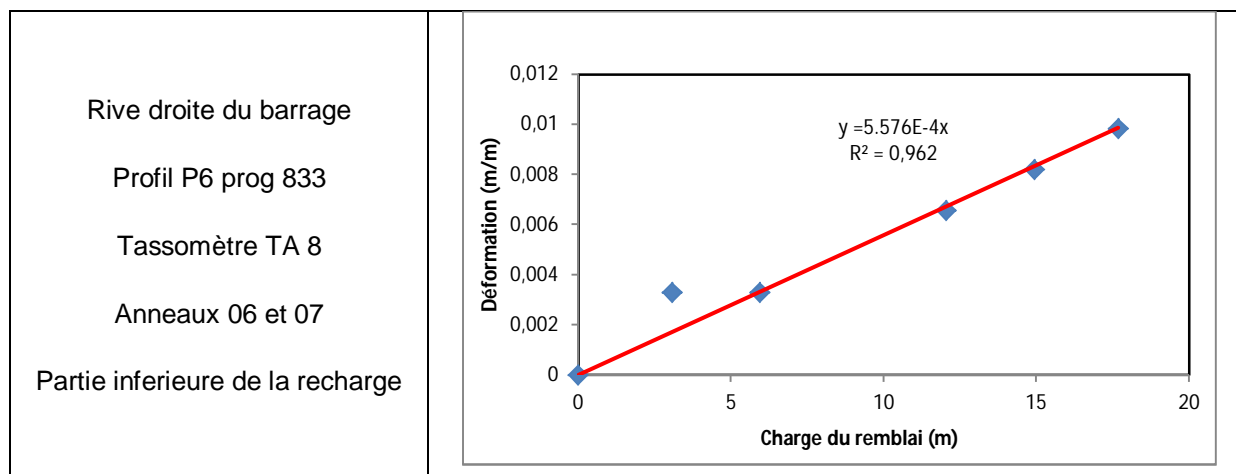
IV.2.5.2. Zone des recharges

Pour l'ensemble des zones des recharges, on se propose, de la même manière que pour le noyau, d'étudier les déformations des couches situées entre les anneaux respectifs en fonction de la charge des remblais et d'en déduire la loi de variation. L'étude a été répétée pour l'ensemble des tassomètres y installés. Les différents résultats sont consignés sur le tableau III.4.

Tableau III.4 : Etude des déformations des recharges en fonction de la charge des remblais

Caractéristiques de la couche	Courbe correspondante
<p>Partie centrale du barrage</p> <p>Profil P4 prog 608</p> <p>Tassomètre TA 4</p> <p>Anneaux 05 et 07</p> <p>Partie inférieure de la recharge</p>	 <p>Graph showing Déformation (m/m) vs Charge du remblai (m). The regression equation is $y = 4,506E-04x$ and $R^2 = 0,98$.</p>
<p>Partie centrale du barrage</p> <p>Profil P4 prog 608</p> <p>Tassomètre TA 4</p> <p>Anneaux 07 et 09</p> <p>Partie centrale de la recharge</p>	 <p>Graph showing Déformation (m/m) vs Charge du remblai (m). The regression equation is $y = 2,0626E-04x$ and $R^2 = 0,9793$.</p>
<p>Partie centrale du barrage</p> <p>Profil P4 prog 608</p> <p>Tassomètre TA 4</p> <p>Anneaux 10 et 11</p> <p>Partie supérieure de la recharge</p>	 <p>Graph showing Déformation (m/m) vs Charge du remblai (m). The regression equation is $y = 1.739E-4x$ and $R^2 = 0,978$.</p>

<p>Partie centrale du barrage</p> <p>Profil P5 prog 698</p> <p>Tassomètre TA 6</p> <p>Anneaux 05 et 06</p> <p>Partie inferieure de la recharge</p>	 <p>Graph showing Deformation (m/m) versus Charge du remblai (m) for Profil P5 prog 698, Tassomètre TA 6, Anneaux 05 et 06. The regression equation is $y = 3,8691E-04x$ and $R^2 = 0,9878$.</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Charge du remblai (m)</th> <th>Déformation (m/m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>9</td><td>0,0035</td></tr> <tr><td>18</td><td>0,0065</td></tr> <tr><td>24</td><td>0,0098</td></tr> <tr><td>27</td><td>0,0098</td></tr> </tbody> </table>	Charge du remblai (m)	Déformation (m/m)	0	0	9	0,0035	18	0,0065	24	0,0098	27	0,0098						
Charge du remblai (m)	Déformation (m/m)																		
0	0																		
9	0,0035																		
18	0,0065																		
24	0,0098																		
27	0,0098																		
<p>Partie centrale du barrage</p> <p>Profil P5 prog 698</p> <p>Tassomètre TA 6</p> <p>Anneaux 05 et 08</p> <p>Partie inferieure de la recharge</p>	 <p>Graph showing Deformation (m/m) versus Charge du remblai (m) for Profil P5 prog 698, Tassomètre TA 6, Anneaux 05 et 08. The regression equation is $y = 4,4976E-04x$ and $R^2 = 0,977$.</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Charge du remblai (m)</th> <th>Déformation (m/m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>3</td><td>0,0022</td></tr> <tr><td>8</td><td>0,0045</td></tr> <tr><td>12</td><td>0,0055</td></tr> <tr><td>14</td><td>0,0068</td></tr> <tr><td>15</td><td>0,0065</td></tr> <tr><td>18</td><td>0,0078</td></tr> <tr><td>21</td><td>0,009</td></tr> </tbody> </table>	Charge du remblai (m)	Déformation (m/m)	0	0	3	0,0022	8	0,0045	12	0,0055	14	0,0068	15	0,0065	18	0,0078	21	0,009
Charge du remblai (m)	Déformation (m/m)																		
0	0																		
3	0,0022																		
8	0,0045																		
12	0,0055																		
14	0,0068																		
15	0,0065																		
18	0,0078																		
21	0,009																		
<p>Partie centrale du barrage</p> <p>Profil P5 prog 698</p> <p>Tassomètre TA 6</p> <p>Anneaux 06 et 09</p> <p>Partie inferieure de la recharge</p>	 <p>Graph showing Deformation (m/m) versus Charge du remblai (m) for Profil P5 prog 698, Tassomètre TA 6, Anneaux 06 et 09. The regression equation is $y = 2,9527E-04x$ and $R^2 = 0,9814$.</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Charge du remblai (m)</th> <th>Déformation (m/m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>3</td><td>0,0012</td></tr> <tr><td>6</td><td>0,0022</td></tr> <tr><td>10</td><td>0,0033</td></tr> <tr><td>15</td><td>0,0044</td></tr> <tr><td>18</td><td>0,0055</td></tr> <tr><td>24</td><td>0,0066</td></tr> </tbody> </table>	Charge du remblai (m)	Déformation (m/m)	0	0	3	0,0012	6	0,0022	10	0,0033	15	0,0044	18	0,0055	24	0,0066		
Charge du remblai (m)	Déformation (m/m)																		
0	0																		
3	0,0012																		
6	0,0022																		
10	0,0033																		
15	0,0044																		
18	0,0055																		
24	0,0066																		
<p>Rive droite du barrage</p> <p>Profil P6 prog 833</p> <p>Tassomètre TA 8</p> <p>Anneaux 05 et 07</p> <p>Partie inferieure de la recharge</p>	 <p>Graph showing Deformation (m/m) versus Charge du remblai (m) for Profil P6 prog 833, Tassomètre TA 8, Anneaux 05 et 07. The regression equation is $y = 2,7883E-04x$ and $R^2 = 0,9997$.</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Charge du remblai (m)</th> <th>Déformation (m/m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>6</td><td>0,0017</td></tr> <tr><td>12</td><td>0,0033</td></tr> <tr><td>18</td><td>0,0049</td></tr> </tbody> </table>	Charge du remblai (m)	Déformation (m/m)	0	0	6	0,0017	12	0,0033	18	0,0049								
Charge du remblai (m)	Déformation (m/m)																		
0	0																		
6	0,0017																		
12	0,0033																		
18	0,0049																		



A travers l'analyse des variations des déformations en fonction de la charge des remblais, pour les recharges du barrage, les déductions ci-dessous sont à citer :

Pendant la mise en place du remblai, on peut noter la bonne linéarité dans la relation entre la déformation ϵ d'une couche et la hauteur h de remblai au-dessus dans différentes zones de la recharge. L'analyse de l'historique des tassomètres dans la recharge aval pendant la montée du remblai traduit également un tassement instantané sous l'effet de la montée du remblai.

- Synthèse de l'étude spatiale des tassements des recharges du barrage

Les paramètres des différents ajustements entre la déformation ϵ et la charge de remblai h dans différentes zones des recharges sont résumées dans le tableau III.5.

Tableau III.5 : Synthèse de l'étude spatiale des tassements de la recharge du barrage

Tassomètre	Anneaux	Epaisseur initiale (m)	Epaisseur finale (m)	Pente	R ²	Zone
TA4	05 et 07	6,051	5,998	4,51E-04	0,97	Partie inferieure de la recharge
TA4	07 et 09	6,007	5,989	2,06E-04	0,98	Partie centrale de la recharge
TA4	10 et 11	3,023	3,021	1,74E-04	0,98	Partie superieure de la recharge
TA6	05 et 08	9,06	8,97	4,50E-04	0,98	Partie inferieure de la recharge
TA6	06 et 09	9,09	9,03	2,95E-04	0,98	Partie inferieure de la recharge
TA6	09 et 11	6,05	6,01	3,56E-04	0,99	Partie centrale de la recharge
TA6	11 et 12	2,99	2,98	5,71E-04	0,99	Partie supérieure de la recharge
TA6	10 et 13	9,08	9,04	3,69E-04	0,99	Partie supérieure de la recharge
TA6	14 et 15	3	2,98	8,41E-04	0,96	Partie supérieure de la recharge
TA8	05 et 07	6,04	6,01	2,79E-04	0,99	Partie inferieure de la recharge
TA8	06 et 09	9,07	9,04	2,99E-04	0,97	Partie centrale de la recharge

- Estimation du tassement global de la recharge

Pour la recharge, on retient une valeur moyenne $\alpha = 3,9E-04$

En supposant un comportement élastique, le tassement d'un remblai de hauteur h est maximum au milieu et a pour valeur : $s = (\alpha \cdot h^2) / 4$

Pour la recharge, le tassement global atteint est $s = 0.33\text{m}$.

IV.2.6. Comparaison du comportement mécanique entre noyau et recharges

Tenant compte des études des déformations en fonction des charges du remblai, le tableau III.6 récapitule la comparaison des déformations calculées entre le noyau et les recharges du barrage.

Tableau III.6 : Comparaison des déformations calculées entre le noyau et les recharges du barrage

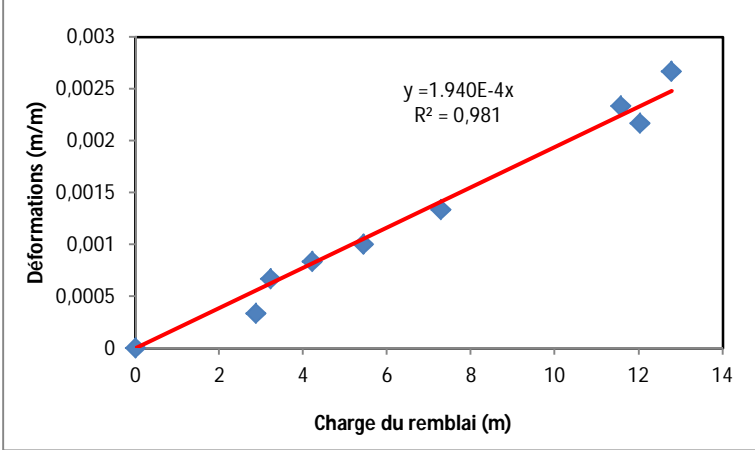
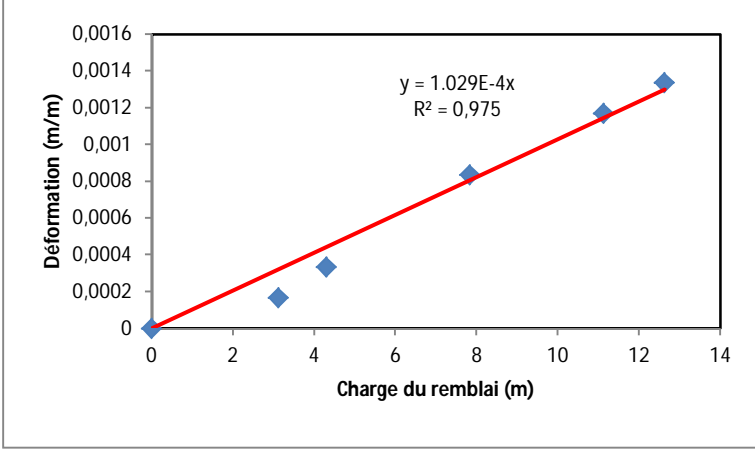
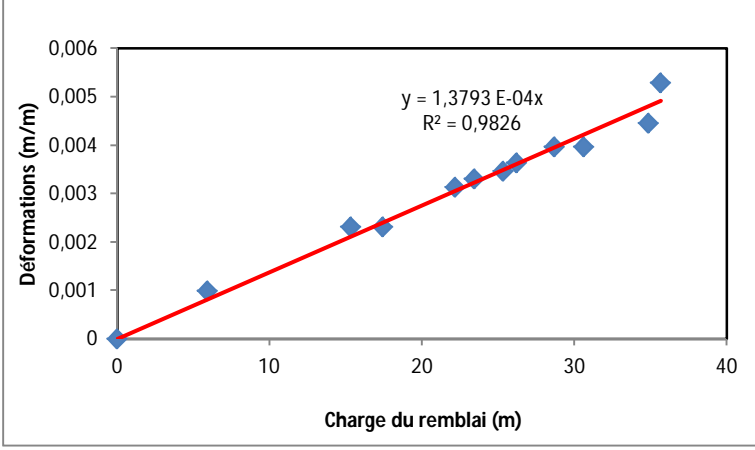
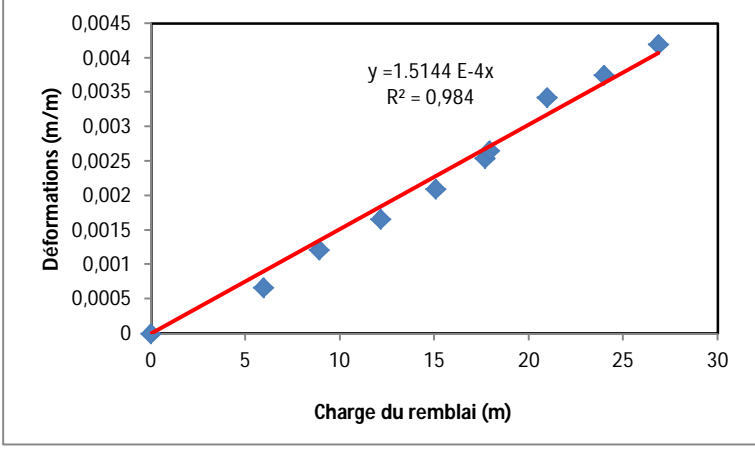
Zones du barrage	Pente moyenne α	Tassement s (m)
Noyau	$7,37 \cdot 10^{-4}$	0.66
Recharges	$3,90 \cdot 10^{-4}$	0.33

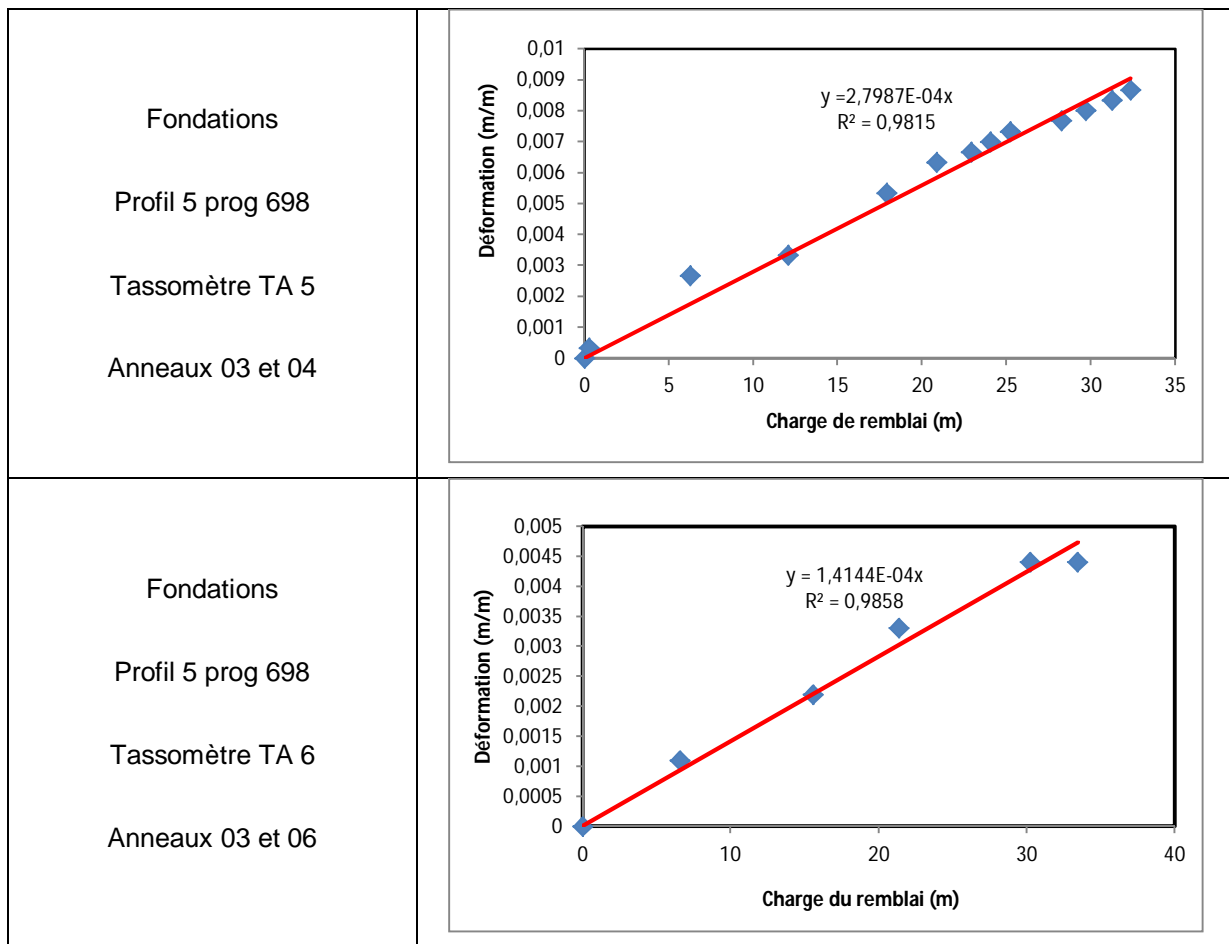
Le différentiel de tassement entre le matériau du noyau et celui de la recharge est donc relativement faible, ce qui induit qu'il n'ya pas de report de charges significatif du noyau vers les recharges pendant la montée du remblai.

IV.2.7. Tassement de la fondation du barrage

Pour l'ensemble des zones de la fondation du barrage, on se propose d'étudier les déformations des couches situées entre les anneaux respectifs en fonction de la charge des remblais et d'en déduire la loi de variation. L'étude a été répétée pour l'ensemble des tassomètres y installés. Les différents résultats sont consignés sur le tableau III.7.

Tableau III.7 : Etude des déformations des fondations en fonction de la charge des remblais

Caractéristiques de la couche	Courbe correspondante
<p>Fondations</p> <p>Profil 2 prog 270</p> <p>Tassomètre TA 1</p> <p>Anneaux 01 et 03</p>	 <p>Graph showing the relationship between Charge du remblai (m) on the x-axis and Déformations (m/m) on the y-axis. The regression equation is $y = 1.940E-4x$ with $R^2 = 0,981$.</p>
<p>Fondations</p> <p>Profil 3 prog 450</p> <p>Tassomètre TA 2</p> <p>Anneaux 01 et 03</p>	 <p>Graph showing the relationship between Charge du remblai (m) on the x-axis and Déformation (m/m) on the y-axis. The regression equation is $y = 1.029E-4x$ with $R^2 = 0,975$.</p>
<p>Fondations</p> <p>Profil 4 prog 608</p> <p>Tassomètre TA 3</p> <p>Anneaux 01 et 03</p>	 <p>Graph showing the relationship between Charge du remblai (m) on the x-axis and Déformations (m/m) on the y-axis. The regression equation is $y = 1,3793 E-04x$ with $R^2 = 0,9826$.</p>
<p>Fondations</p> <p>Profil 4 prog 608</p> <p>Tassomètre TA 4</p> <p>Anneaux 01 et 04</p>	 <p>Graph showing the relationship between Charge du remblai (m) on the x-axis and Déformations (m/m) on the y-axis. The regression equation is $y = 1.5144 E-4x$ with $R^2 = 0,984$.</p>



- Synthèse de l'étude spatiale des tassements des fondations du barrage

Les paramètres des différents ajustements entre la déformation ϵ et la charge de remblai h dans différentes zones des fondations sont résumées dans le tableau III.8.

Tableau III.8 : Synthèse de l'étude spatiale des tassements dans les fondations du barrage

Tassomètre	Anneaux	Epaisseur initiale (m)	Epaisseur finale (m)	Pente	R ²	Zone
TA 1	01 et 03	6,001	5,985	1,94E-04	0,981	Fondation
TA 2	01 et 03	5,986	5,972	1,03E-04	0,98	Fondation
TA 3	01 et 03	6,045	6,011	1,36E-04	0,98	Fondation
TA4	01 et 04	9,062	8,99	1,51E-04	0,98	Fondation
TA4	02 et 04	6,084	6,02	1,69E-04	0,98	Fondation
TA 8	01 et 04			3,77E-04	0,99	Fondation
TA 9	01 et 04	8,98	8,907	7,55E-04	0,97	Fondation

- Estimation du tassement global de la fondation

Pour les fondations, on retient une valeur moyenne $\alpha = 2,69E-04$

En supposant un comportement élastique, le tassement de la fondation de hauteur h est maximum au milieu et a pour valeur : $s = (\alpha \cdot h^2) / 4$

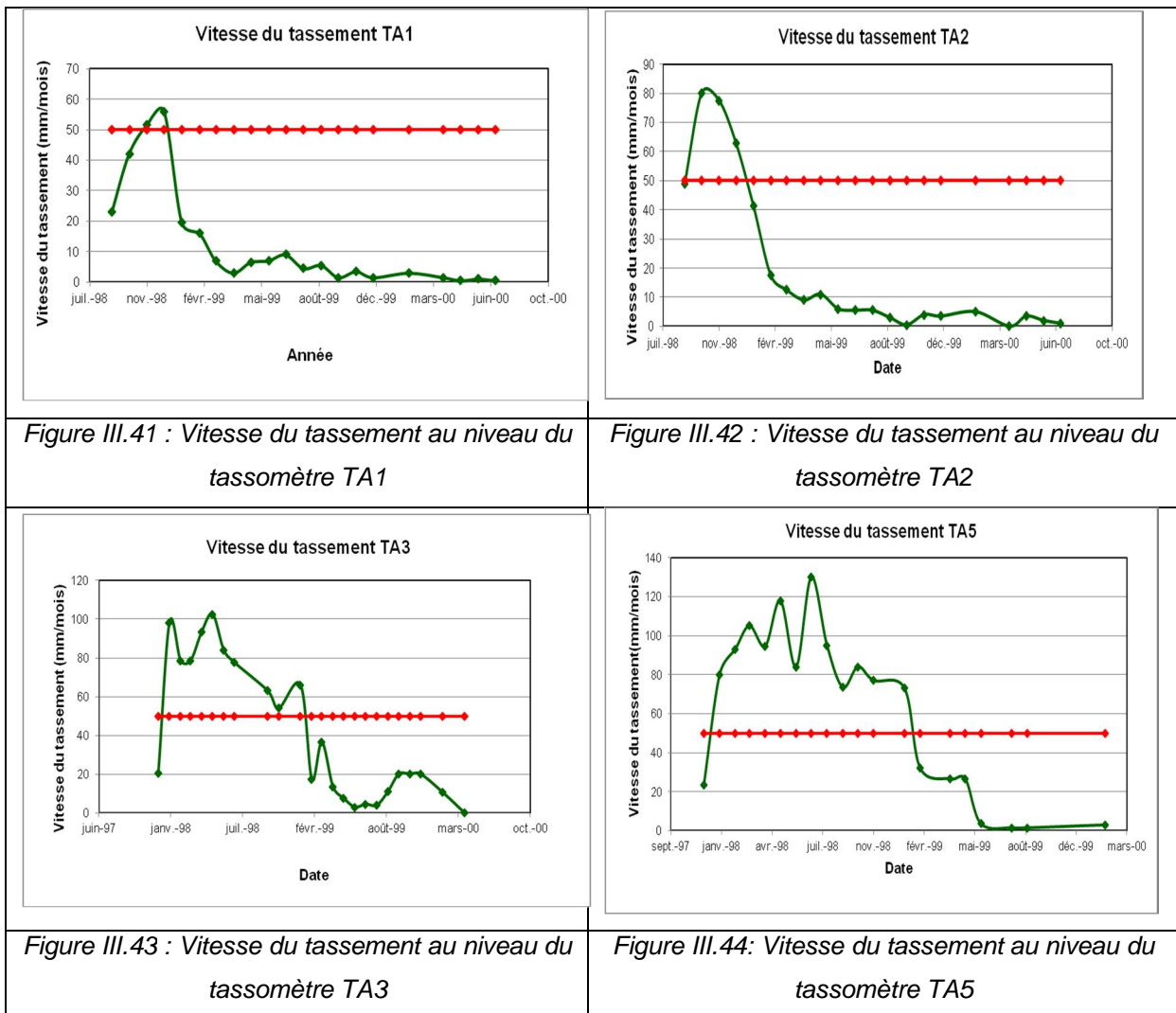
Pour une épaisseur de 10 m la fondation, le tassement global atteint est $s = 0.0067$ m.

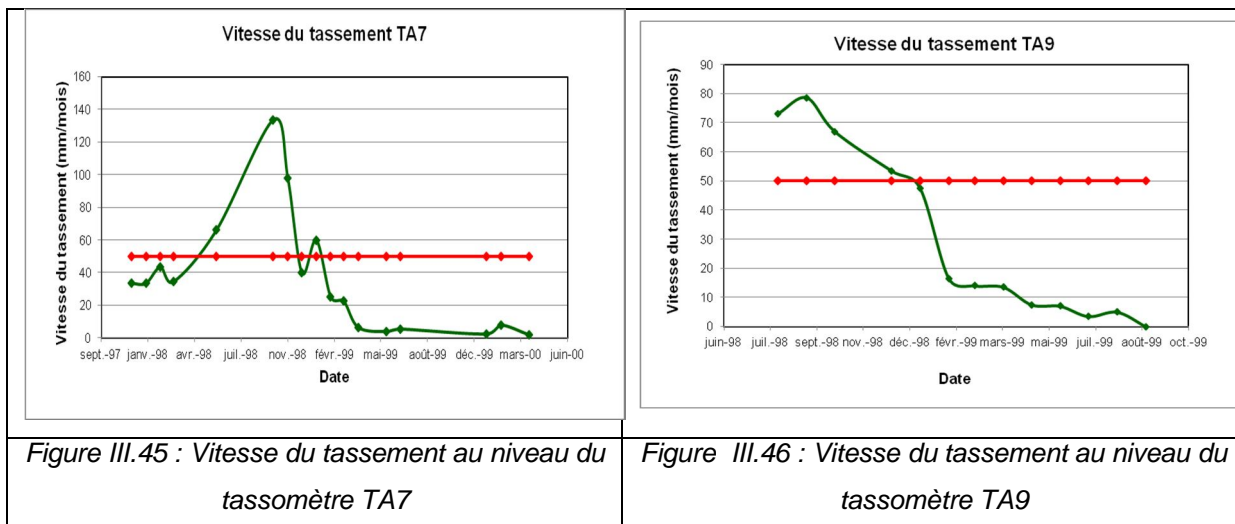
V. Etude de la célérité des tassements

Dans le but de procéder à la vérification de la cadence normalisée des tassements, il a été évalué, au niveau de chaque profil la vitesse des tassements, par mois. Ces valeurs, calculées, sont comparées aux critères limites liés à cette normalisation. La vitesse, ne doit cependant pas excéder 50 mm/mois.

V.1. Célérité des tassements dans le noyau du barrage

La schématisation des vitesses de tassement calculées ainsi que leur comparaison avec les critères limites sont illustrées sur les figures de III.41 à III.46.

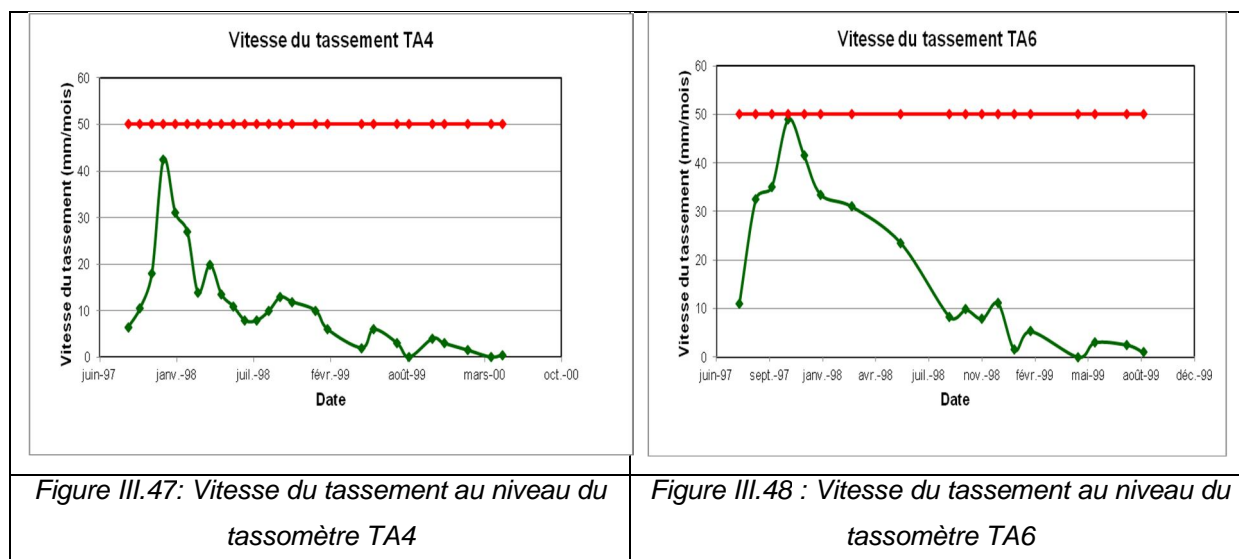


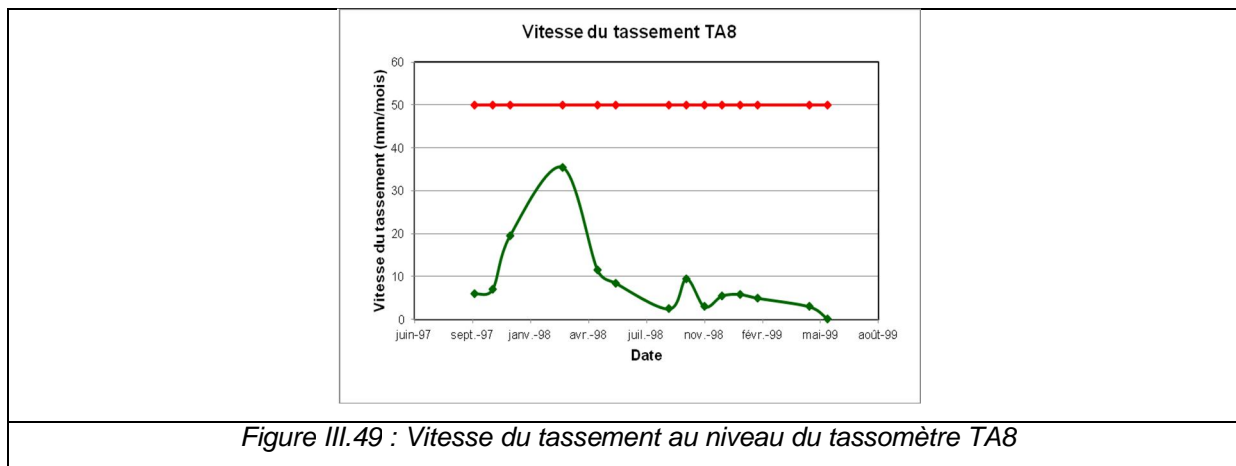


A travers l'analyse des figures donnant les variations temporelles de la vitesse des tassements du noyau, il est remarqué que les seuils limites (50 mm/mois) ont été dépassés de 30 mm/mois au niveau des tassomètres TA2 et TA9, 50 mm/mois au niveau du tassomètre TA3, 80 mm/mois au niveau des tassomètres TA5, 85 mm/mois au niveau du tassomètre TA7.

V.2. Célérité du tassement dans les recharges du barrage

La schématisation des vitesses de tassement, pour les recharges du barrage, calculées ainsi que leur comparaison avec les critères limites sont illustrées sur les figures de III.47 à III.49.





A travers l'analyse des figures donnant les variations temporelles de la vitesse des tassements de la recharge, il est remarqué que les seuils limites (50 mm/mois) n'ont pas été dépassés au niveau des tassomètres TA4, TA6 et TA8.

VI. Influence du remplissage du réservoir sur les tassements

Le remplissage du réservoir a pour effet de produire des déformations supplémentaires. Le taux des déformations diminue généralement avec le temps, à l'exception des variations associées aux variations périodiques du niveau du réservoir. Dans le souci d'analyser l'influence du remplissage du réservoir sur les déformations du barrage sous l'effet des pressions interstitielles, Les figures de III.50 à III. 57 illustrent les variations temporelles des tassements en fonction de l'évolution des niveaux du plan d'eau.

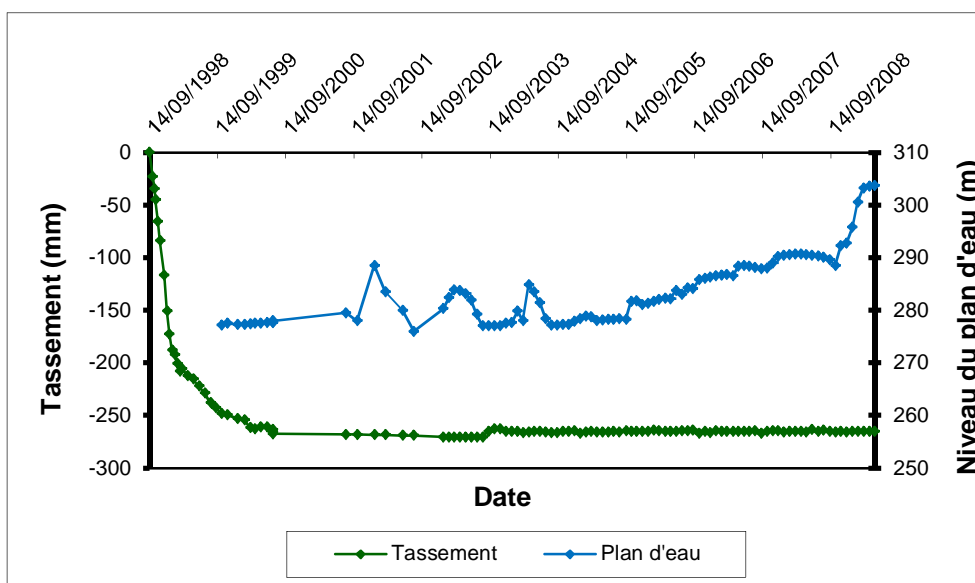


Figure III.50 : Evolution du tassement en fonction du plan d'eau- Tassomètre TA1

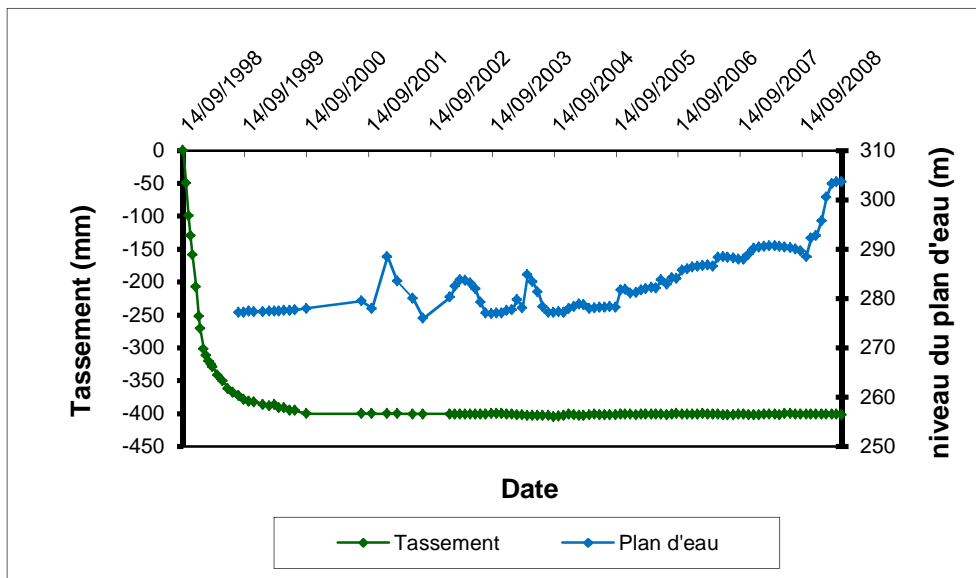


Figure III.51 : Evolution du tassement en fonction du plan d'eau – Tassomètre TA2

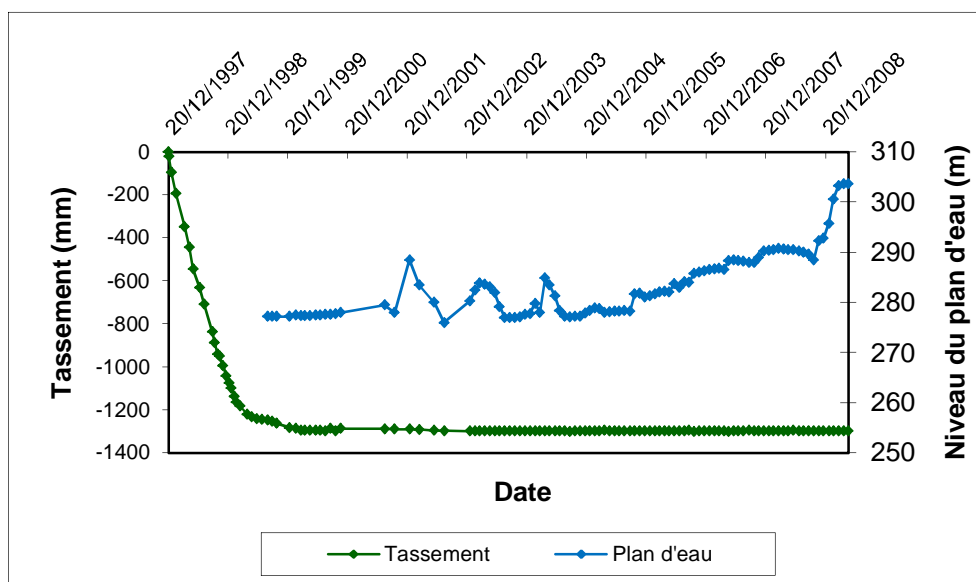


Figure III.52 : Evolution du tassement en fonction du plan d'eau - Tassomètre TA3

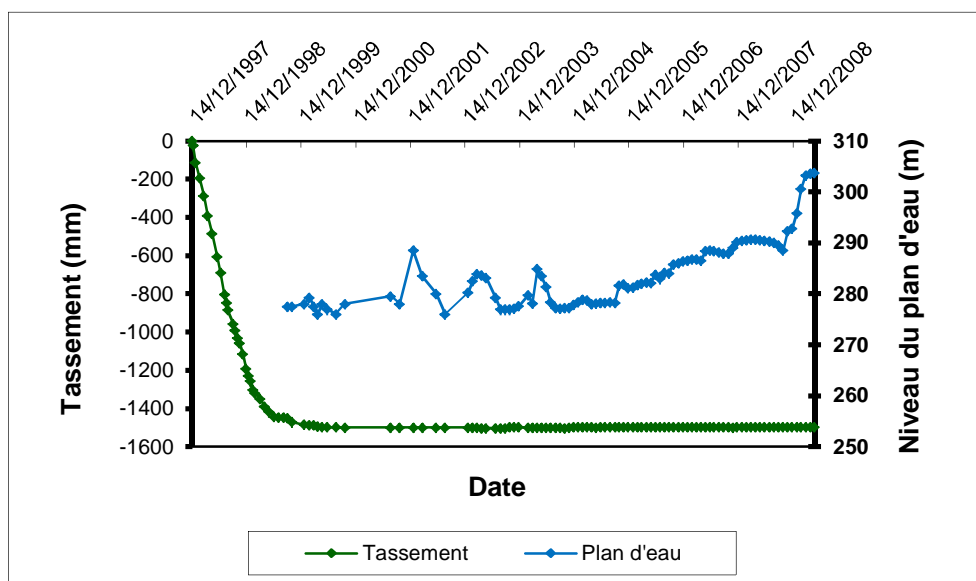


Figure III.53 : Evolution du tassement en fonction du plan d'eau - Tassomètre TA5

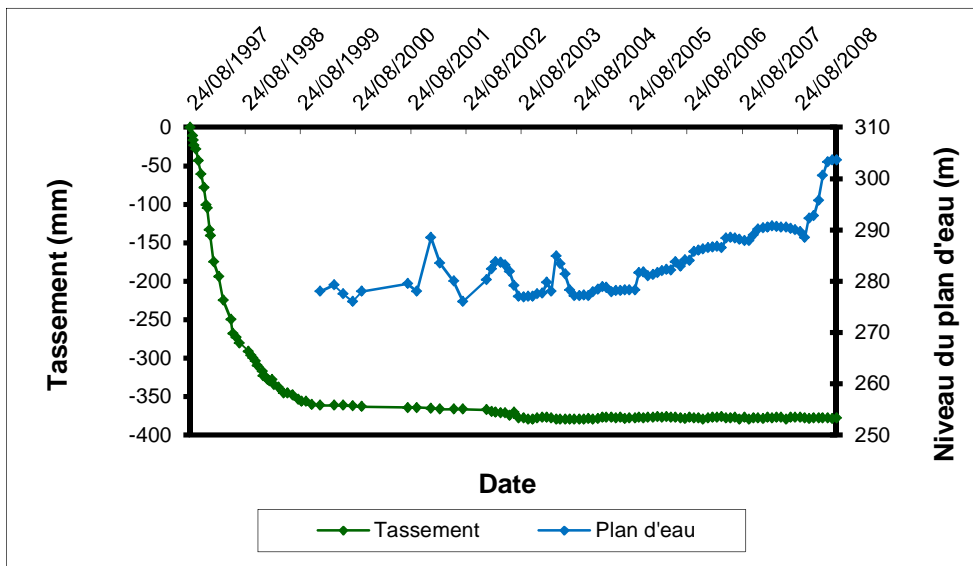


Figure III.54 : Evolution du tassement en fonction du plan d'eau – Tassomètre TA6

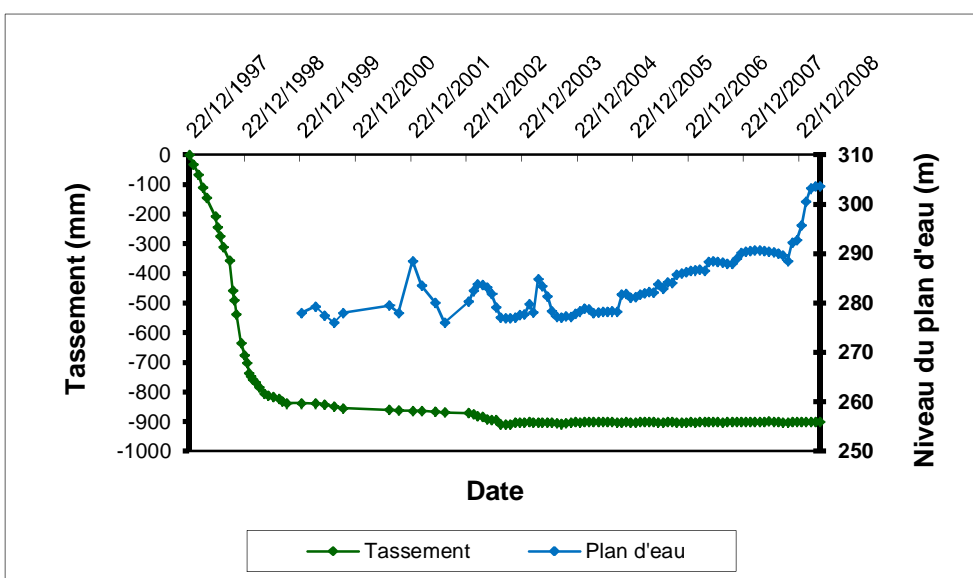


Figure III.55 : Evolution du tassement en fonction du plan d'eau – Tassomètre TA7

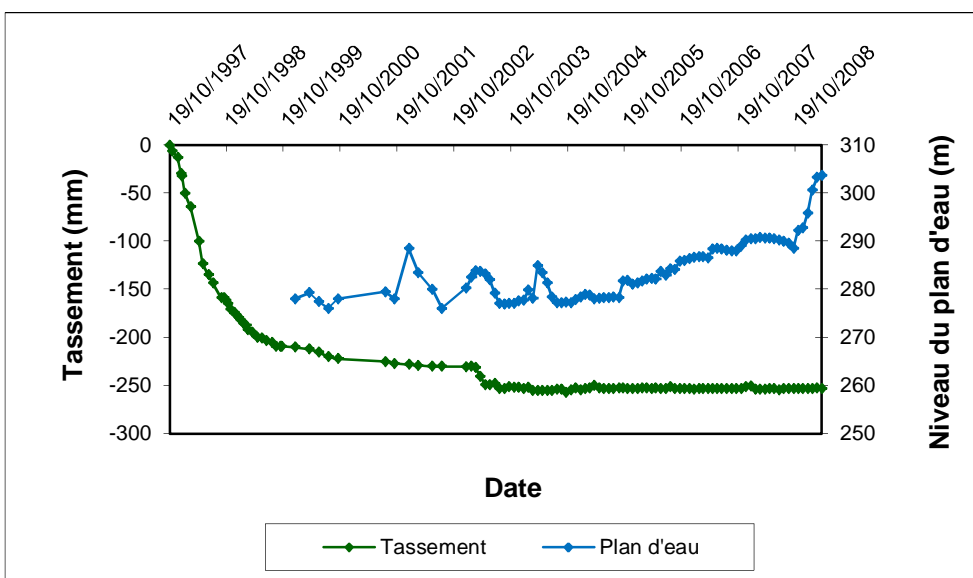


Figure III.56 : Evolution du tassement en fonction du plan d'eau – Tassomètre TA8

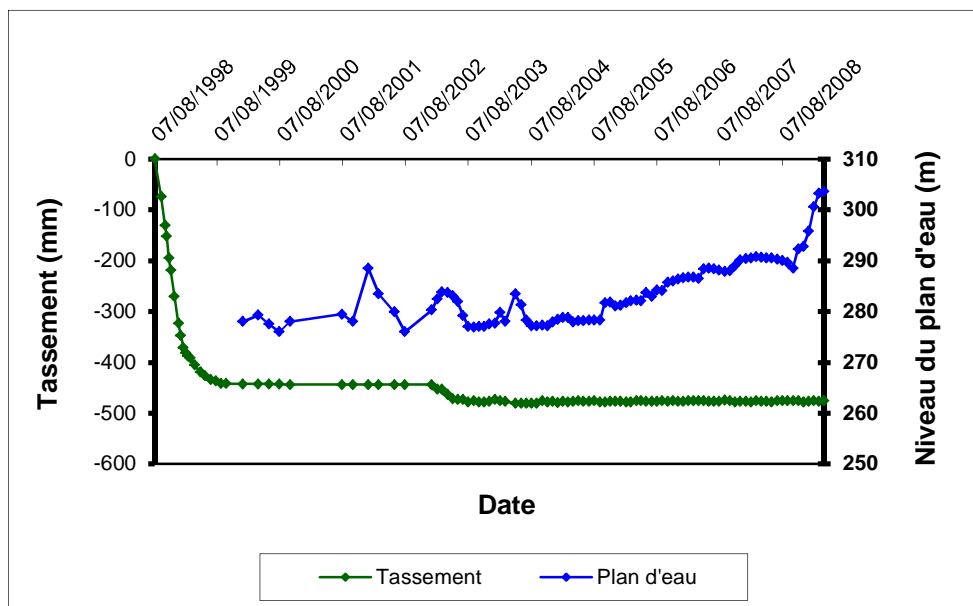


Figure III.57 : Evolution du tassement en fonction du plan d'eau – Tassomètre TA9

Depuis la mise en eau du barrage en Novembre 1998, le niveau du plan d'eau n'a pas atteint le niveau de la retenue normale (305 NGA) qu'au début de 2009.

On remarque que le tassement le plus important a été enregistré pendant la phase de réalisation des remblais et que le remplissage du réservoir n'a pas généré une évolution significative des tassements.

VII. Utilisation des mesures d'auscultation pour la détermination du module de déformation

Afin d'exploiter les mesures d'auscultation du barrage et notamment celles relatives aux déformations, on peut déduire qualitativement le module de déformation (mesuré) selon la démarche décrite ci-dessous :

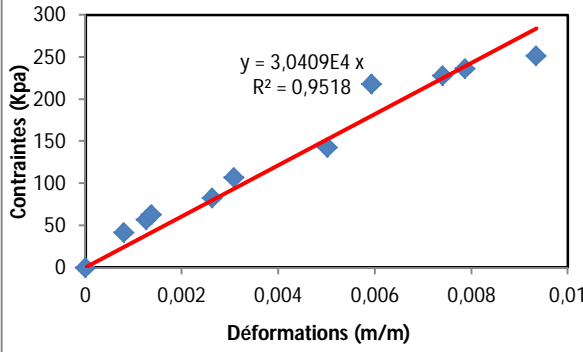
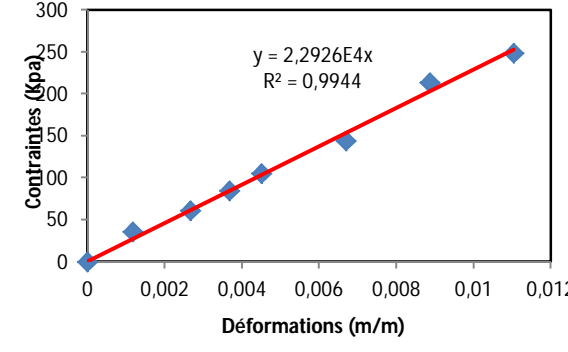
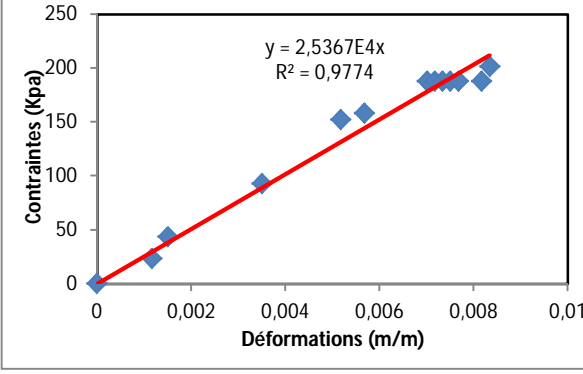
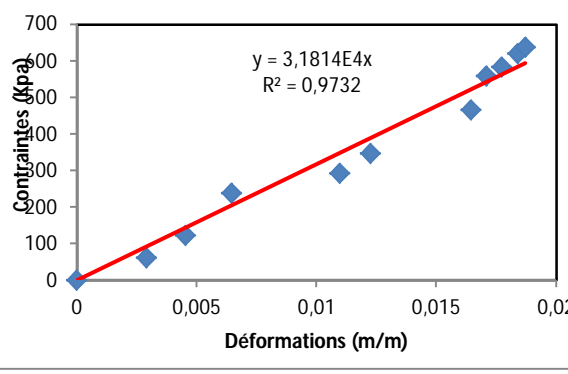
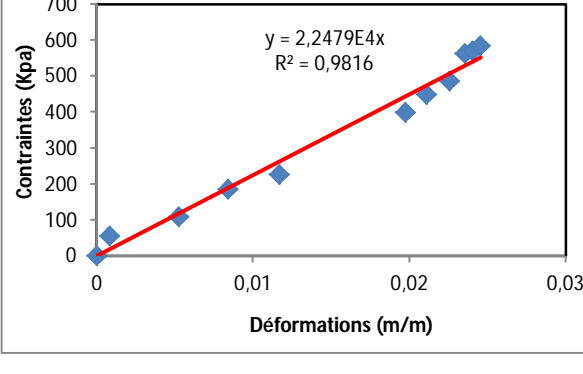
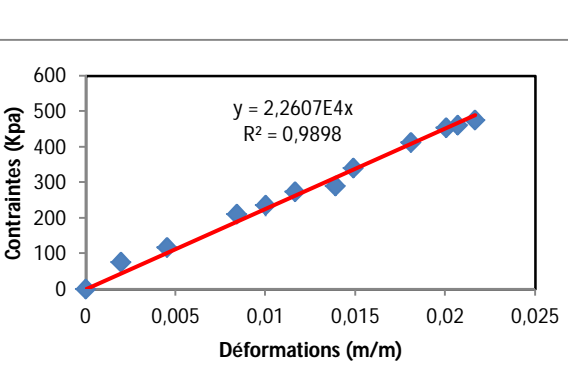
- Calculer les déformations des couches pour plusieurs anneaux des tassomètres,
- Calculer pour chaque couche la contrainte
- Tracer les variations des contraintes en fonction des déformations,
- Rechercher les droites d'ajustement,
- Le module de déformation est la moyenne des pentes de ces droites.

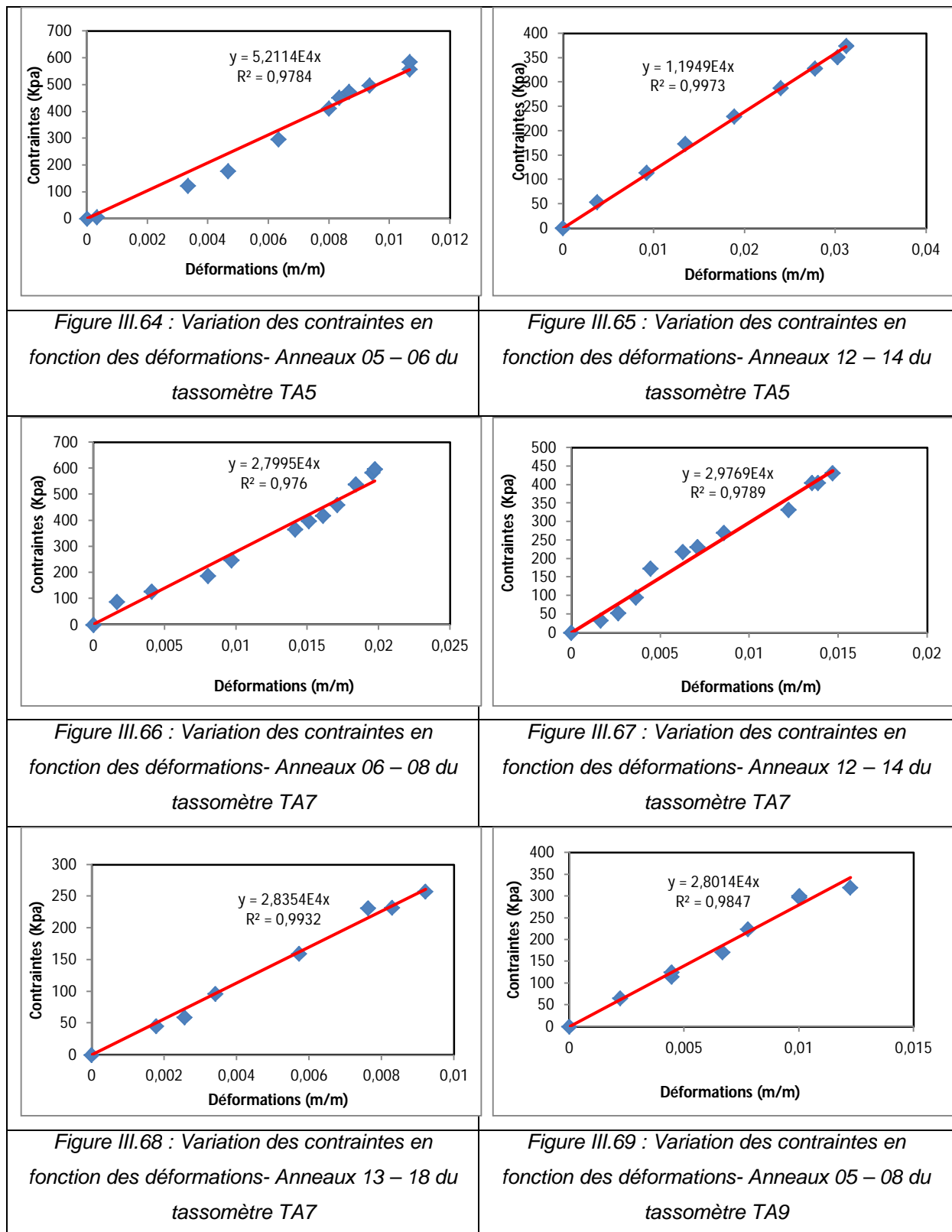
VII.1. Zone du noyau

Les variations des déformations en fonction des contraintes permettant d'évaluer les modules de déformation pour les différents tassomètres du noyau du barrage sont

représentés sur les figures de III.50 à III.61. Les différents résultats sont consignés sur le tableau III.9.

Tableau III.9 : Etude des contraintes en fonction des déformations dans le noyau

	
<p>Figure III.58 : Variation des contraintes en fonction des déformations- Anneaux 05 – 08 du tassomètre TA1</p>	<p>Figure III.59 : Variation des contraintes en fonction des déformations- Anneaux 06 – 08 du tassomètre TA2</p>
	
<p>Figure III.60 : Variation des contraintes en fonction des déformations- Anneaux 10 – 12 du tassomètre TA2</p>	<p>Figure III.61 : Variation des contraintes en fonction des déformations- Anneaux 08 – 09 du tassomètre TA3</p>
	
<p>Figure III.62 : Variation des contraintes en fonction des déformations- Anneaux 14 – 16 du tassomètre TA3</p>	<p>Figure III.63 : Variation des contraintes en fonction des déformations- Anneaux 17 – 18 du tassomètre TA3</p>



L'étude engagée sur les variations des contraintes en fonction des déformations permet de synthétiser les valeurs des modules de déformation du noyau obtenus par ajustement des lois de variation. Ces valeurs sont consignées sur le tableau III.10.

Tableau III.10 : Valeurs des modules de déformation pour différents tassomètres du noyau du barrage

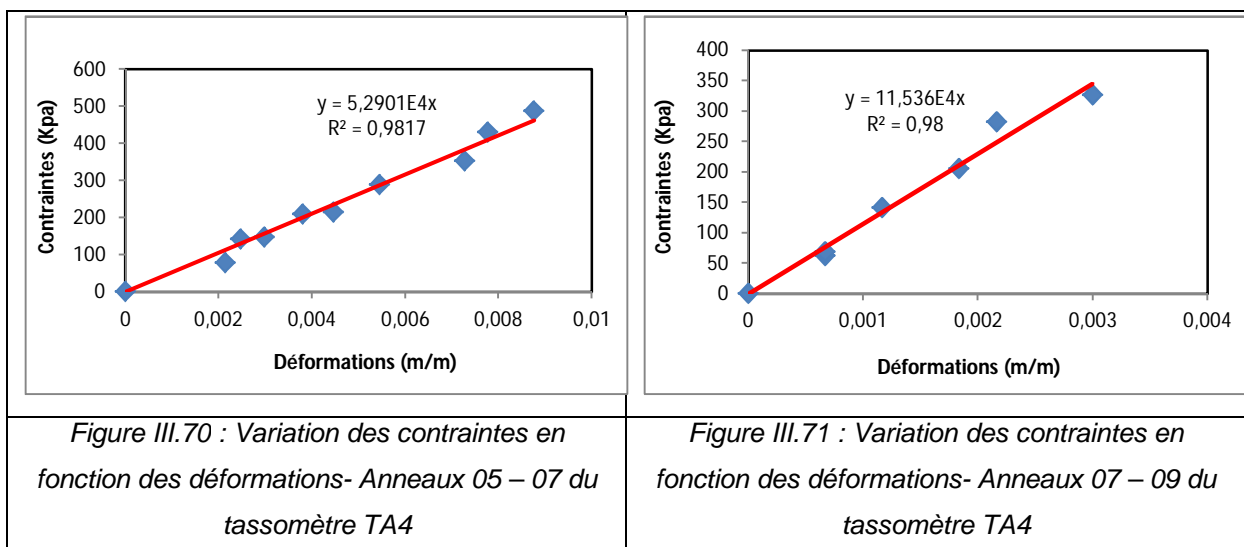
Tassomètre	Anneaux	E(Kpa)	R ²
TA 1	05 et 08	3,04E+04	0,96
TA 1	08 et 10	3,26E+04	0,98
TA2	06 et 08	2,30E+04	0,99
TA2	10 et 12	2,55E+04	0,98
TA3	08 et 09	3,21E+04	0,97
TA3	14 et 16	2,26E+04	0,98
TA3	17 et 18	2,27E+04	0,99
TA5	05 et 06	5,21E+04	0,98
TA5	12 et 14	1,19E+04	0,99
TA7	06 et 08	2,79E+04	0,98
TA7	12 et 14	2,98E+04	0,98
TA7	13 et 18	2,84E+04	0,99
TA9	05 et 08	2,80E+04	0,98
TA9	08 et 10	2,59E+04	0,98

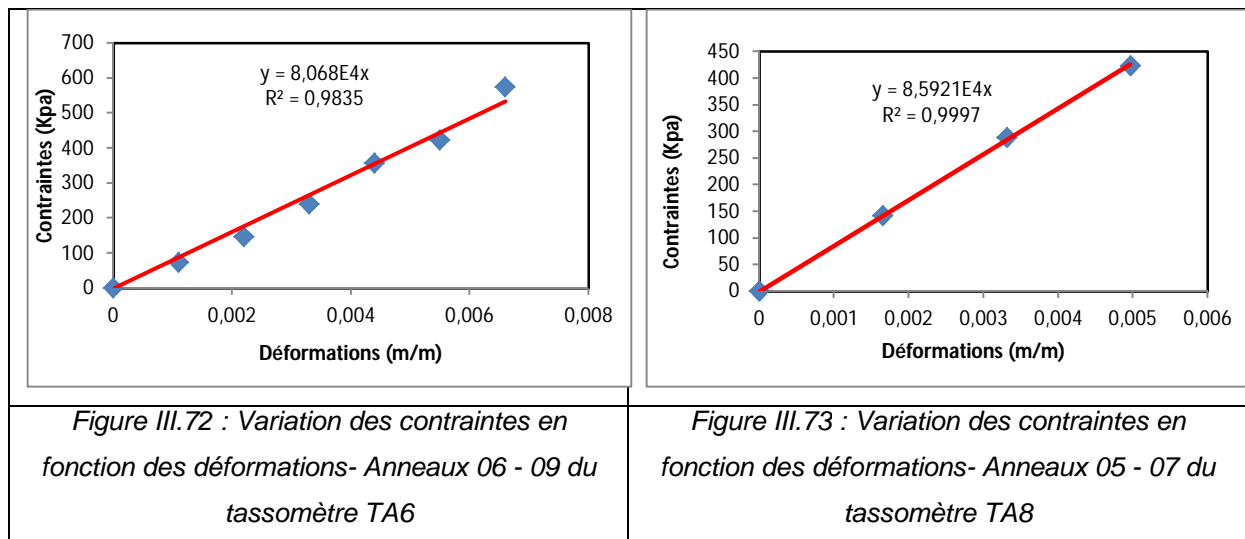
Le calcul de la moyenne arithmétique permet d'obtenir la valeur du module de déformation, évalué à travers les mesures d'auscultation pour le noyau du barrage qui vaut $E = 2,81E+04$ Kpa.

VII.2. Zone des recharges

De la même manière que le matériau du noyau, les variations des contraintes en fonction des déformations permettant d'évaluer les modules de déformation pour les différents tassomètres des recharges du barrage sont représentées sur les figures de III.62 à III.65. Les différents résultats sont consignés sur le tableau III.11.

Tableau III.11 : Etude des contraintes en fonction des déformations dans la recharge





L'étude engagée sur les variations des déformations en fonction des contraintes permet de synthétiser les valeurs des modules de déformation des recharges obtenus par ajustement des lois de variation. Ces valeurs sont consignées sur le tableau III.12.

Tableau III.12: Valeurs des modules de déformations pour différents tassomètres des recharges du barrage

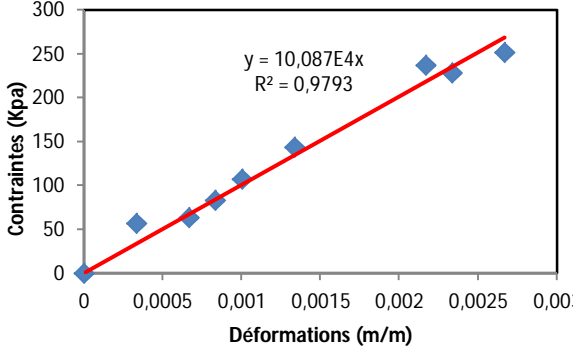
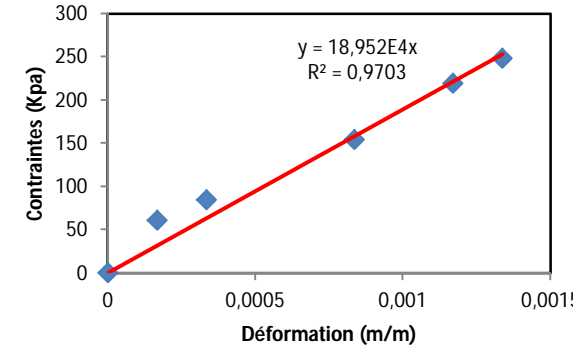
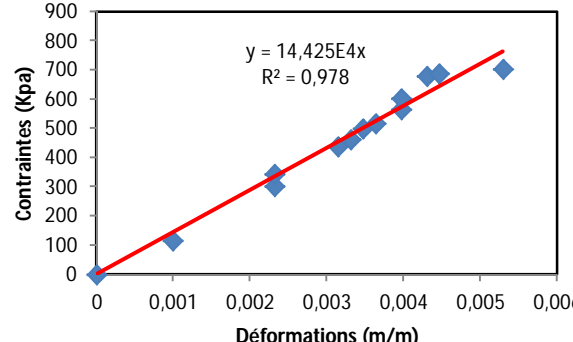
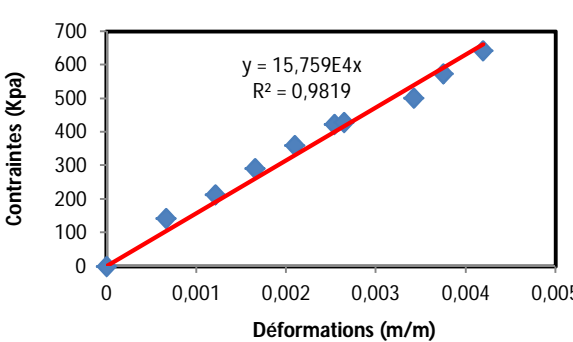
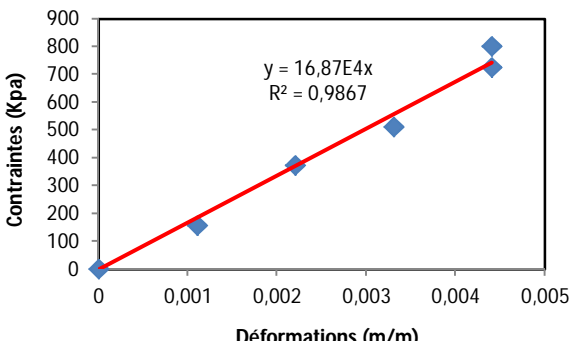
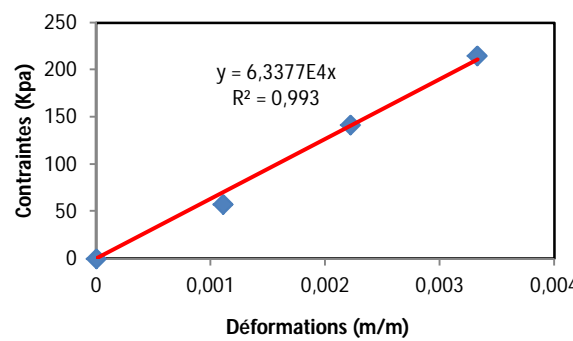
Tassomètre	Anneaux	E (Kpa)	R ²
TA 4	05 et 07	5,29E+04	0,98
TA 4	07 et 09	1,15E+05	0,98
TA 4	10 et 11	1,38E+05	0,98
TA 6	06 et 09	8,07E+04	0,98
TA 8	05 et 07	8,59E+04	0,99

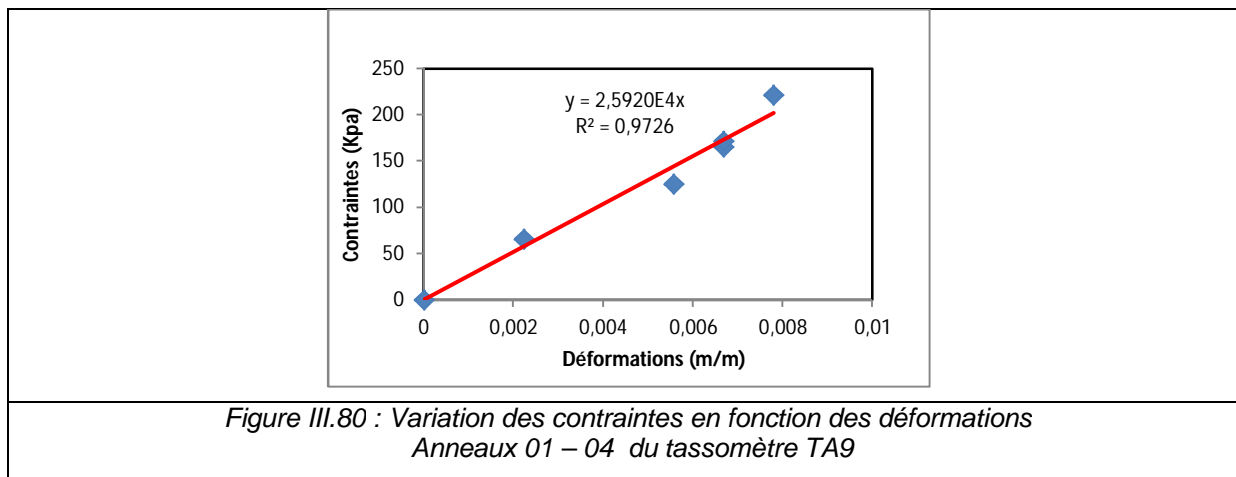
Le calcul de la moyenne arithmétique permet d'obtenir la valeur du module de déformation, tirée des mesures d'auscultation pour les recharges du barrage qui vaut $E = 9,45E+04$ Kpa.

VII.3. Zone des fondations

De la même manière que le noyau et les recharges du barrage, les variations des déformations en fonction des contraintes permettant d'évaluer les modules de déformation pour les différents tassomètres sont représentées sur les figures de III.66 à III.72. Les différents résultats sont consignés sur le tableau III.13.

Tableau III.13 : Etude des contraintes en fonction des déformations dans la fondation

	
<p>Figure III.74 : Variation des contraintes en fonction des déformations- Anneaux 01 - 03 du tassomètre TA1</p>	<p>Figure III.75 : Variation des contraintes en fonction des déformations- Anneaux 01 - 03 du tassomètre TA2</p>
	
<p>Figure III.76 : Variation des contraintes en fonction des déformations- Anneaux 01 - 03 du tassomètre TA3</p>	<p>Figure III.77 : Variation des contraintes en fonction des déformations- Anneaux 01 - 04 du tassomètre TA4</p>
	
<p>Figure III.78 : Variation des contraintes en fonction des déformations- Anneaux 03 - 06 du tassomètre TA6</p>	<p>Figure III.79 : Variation des contraintes en fonction des déformations- Anneaux 01 - 04 du tassomètre TA8</p>



L'étude engagée sur les variations des contraintes en fonction des déformations permet de synthétiser les valeurs des modules de déformation des fondations obtenus par ajustement des lois de variation. Ces valeurs sont consignées sur le tableau III.14.

Tableau III.14: Valeurs des modules de déformations pour différents tassomètres dans la fondation du barrage

Fondation	Anneaux	E (Kpa)	R ²
TA 1	01 et 03	1,01E+05	0,98
TA 2	01 et 03	1,90E+05	0,98
TA 3	01 et 03	1,44E+05	0,98
TA 4	01 et 04	1,58E+05	0,98
TA6	01 et 04	1,69E+05	0,99
TA8	01 et 04	6,34E+04	0,99
TA9	01 et 04	2,59E+04	0,97

Le calcul de la moyenne arithmétique permet d'obtenir la valeur du module de déformation, tirée des mesures d'auscultation pour les fondations du barrage qui vaut $E = 1,21E+05$ Kpa.

VIII. Conclusion

Les seules mesures disponibles pour analyser le comportement mécanique de l'ouvrage et de ses fondations sont les mesures sur les tassomètres. En données d'entrée, on ne dispose que de la mesure topographique zéro d'avril 2005. De plus, il semble que les mesures inclinométriques ne sont pas disponibles.

L'analyse des déplacements verticaux des différents tassomètres implantés dans le noyau et la recharge aval dans différents profils, permet de déduire les conclusions suivantes :

Les tassements du barrage sont assez réguliers et leurs amplitudes sont liées à la hauteur du remblai.

Le tassement le plus important dans le noyau enregistré vaut 1 497.5 mm.

Le tassement le plus important enregistré au niveau de la recharge est de 378 mm.

Le tassement est maximal dans la partie centrale du barrage et qui devient de plus en plus faible en allant vers les rives.

L'analyse du comportement mécanique engagée sur le barrage, et particulièrement les variations spatiales et temporelles des paramètres a permis de conclure ce qui suit :

Les anneaux des tassomètres dans le noyau montrent logiquement un tassement instantané sous l'effet de la montée du remblai, suivi d'une phase de tassement différé.

Pendant la mise en place du remblai, on peut noter la bonne linéarité dans la relation entre la déformation ε d'une couche et la hauteur h de remblai au-dessus dans différentes zones du barrage.

Le tassement du noyau est supérieur à celui de la recharge, mais il n'est pas mis en évidence de tassement différentiel important.

Influence de la charge des remblais sur les déformations

L'analyse spatiale engagée pour l'estimation des tassements, basée sur l'étude des déformations des couches situées entre anneaux, et appuyée par la recherche des lois de variation a permis d'apprécier l'influence de la charge des remblais sur les déformations et d'évaluer les tassements pour chaque zone du barrage. En effet, le tassement global pour le noyau, les recharges du barrage ainsi que ses fondations sont respectivement de 0.66, 0.33 et 0.0067 m

Célérité des tassements dans le noyau du barrage

A travers l'analyse des variations temporelles de la vitesse des tassements du noyau pendant la construction du barrage, il a été remarqué que les seuils limites (50 mm/mois) ont été dépassés de 30 mm/mois au niveau des tassomètres TA2 et TA9, 50 mm/mois au niveau du tassomètre TA3, 80 mm/mois au niveau des tassomètres

TA5, 85 mm/mois au niveau du tassomètre TA7. La seule solution était de diminuer la cadence des travaux.

Influence du remplissage du réservoir sur les tassements

A travers l'analyse de la variation des tassements en fonction de l'évolution des niveaux du plan d'eau, il a été constaté, que le remplissage du lac n'a pas généré une évolution significative des tassements.

Utilisation des mesures d'auscultation pour la détermination du module de déformation

Par l'intermédiaire des mesures d'auscultation, l'analyse de la variation des contraintes en fonction des déformations, appliquée aux différentes couches du remblai, avec estimation du couple contrainte- déformation et appuyée par la recherche des lois de variation a permis l'estimation des modules de déformation pour différentes zones du barrage. Cette étude a débouché sur l'évaluation des modules de déformation qui sont de $2,81.10^4$ Kpa pour le noyau, $9,45.10^4$ Kpa pour les recharges et $1,21.10^5$ Kpa pour les fondations du barrage. Se sont des valeurs en concordance avec la littérature.

Les résultats relatifs à l'évaluation des modules de déformation confirment les résultats des tassements obtenus. En effet, le différentiel de tassement n'est pas important entre le noyau et les recharges du barrage, ceci est du principalement à l'écart, relativement faible entre les rigidités des différents matériaux.

CHAPITRE IV

ANALYSE DU COMPORTEMENT HYDRAULIQUE DU BARRAGE BOUGHRARA

I. Introduction

Dans un barrage en remblai, il importe de contrôler l'évolution des pressions interstitielles (en particulier dans le noyau et les fondations). Les pressions interstitielles ne doivent pas dépasser les valeurs admises dans le projet. Cela peut se faire par la mise en place de cellules de pression pneumatiques, hydrauliques ou électriques. Le contrôle sera d'autant meilleur que le nombre de profils de mesure ainsi que le nombre de cellules par profil seront élevés. Ce mode de faire garantir une certaine redondance justifiée par le taux de défaillance des cellules souvent important.

Pour les barrages en remblai, on doit procéder à la mesure continue des valeurs des pressions interstitielles sur cellules installées dans le remblai au fur et à mesure de sa montée. Les résultats sont comparés aux valeurs déterminées lors du projet, et les paramètres ajustés aux résultats trouvés. Si des écarts importants sont détectés par rapport au modèle initial, ils sont aussitôt analysés, ce qui peut conduire à réviser ce modèle, soit, si le risque est confirmé, à prendre les précautions qui s'imposent sur le chantier (réduction de la teneur en eau, diminution de la cadence de mise en place des terres, modification du traitement des surfaces de reprise en fonction des conditions météorologiques,...).

La mesure des pressions interstitielles doit être distinguée pendant deux phases de la vie du barrage, pendant la réalisation et pendant l'exploitation.

L'étude a pour but d'évaluer le comportement hydraulique du barrage sur la base de l'interprétation des mesures d'auscultation disponibles et d'émettre des recommandations afin d'améliorer sa surveillance.

Le suivi de l'évolution des pressions interstitielles doit être contrôlé en fonction des différentes exigences arrêtées lors de sa conception. Ces exigences apparaissent clairement sur les cahiers d'instruction élaborés en vue de définir le référentiel de comparaison et de prendre les mesures et les dispositions nécessaires dans le cas de dépassement des paramètres limites liés à son comportement.

Pour le barrage de Hammam Boughrara, l'objet du présent travail, et en se basant sur le contenu du cahier d'instruction, les critères de jugement sur le comportement hydraulique sont mentionnés sur le tableau IV.1.

Tableau IV.1 : Critères de validation du comportement hydraulique du barrage (Tractebel, 2000a)

Type d'appareil	Alarme	Arrêt
Piézomètres ouverts	Montée supérieure à 10% de la montée du plan d'eau	Montée supérieure à 30% de la montée du plan d'eau
Cellules piézométriques (fondation)	Montée supérieure à 10% de la montée du plan d'eau sauf pour le parement amont	Montée supérieure à 30% de la montée du plan d'eau, sauf pour le parement amont
Cellules de pressions interstitielles		
Phase de consolidation	- En remblai : $U \geq 0,75 H$ - En fondation : $U \geq 0,3 H$	
Après saturation	- Noyau et amont : $U \geq 0,75 RN$ - Aval: sommet fondation+2 m	-Noyau et amont: $U \geq PHE$ -Aval : sommet fondation + 5 m
<p>H : Hauteur du remblai au-dessus de la cellule (m), U : Pression interstitielle (m d'eau), RN : Côte retenue normale, PHE : Côte des plus hautes eaux.</p>		

II. Analyse du comportement hydraulique du barrage Boughrara

L'analyse du comportement hydraulique du barrage s'est articulée autour de l'étude d'évolution des paramètres fondamentaux en l'occurrence :

- Niveau du plan d'eau
- Pressions interstitielles
- Piézométrie
- Débit de fuite et de drainage.

L'analyse de l'évolution de ces Paramètres vise la compréhension des aspects liés aux différentes interactions entre l'eau du réservoir et le remblai du barrage.

L'échantillon de mesures d'auscultation s'étale de 1997 jusqu'en 2009.

II.1. Niveau du plan d'eau

La mise en eau du barrage Boughrara a débutée en Novembre 1998 et est toujours en cours après 16 ans d'exploitation. La côte maximale atteinte a été de 305 NGA.

Le minimum enregistré du plan d'eau est de 276 NGA, relatif aux dates du 01/08/2000 et du 01/08 /2002 (ANBT, 2009).

Le niveau de l'eau dans la retenue est suivi à partir d'une échelle limnimétrique sur la tour de prise. La figure IV.1 illustre les variations du plan d'eau comparées à la cote retenue normale.

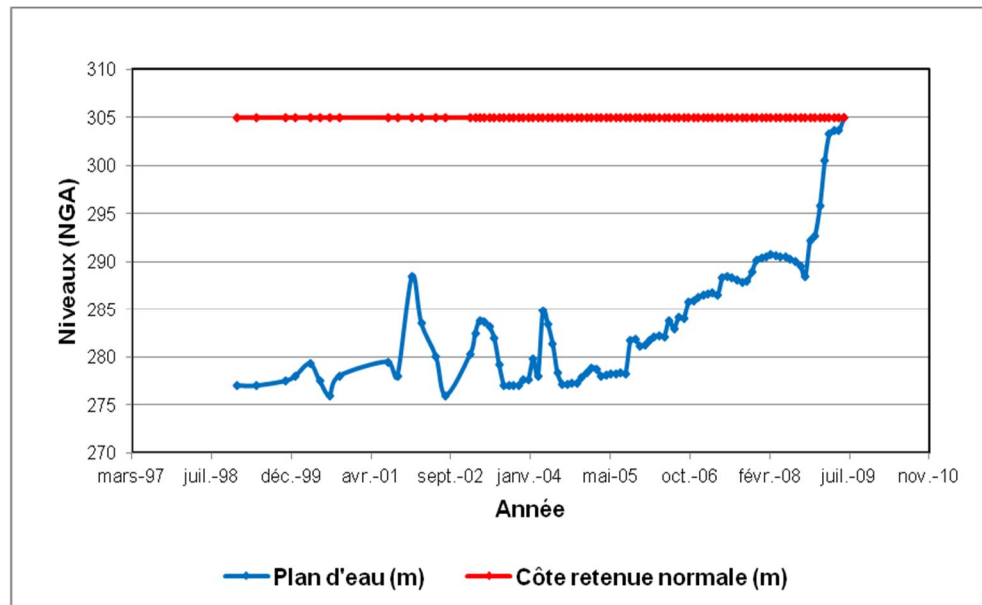


Figure IV.1 : Variations des niveaux du plan d'eau

II.2. Piézométrie

05 piézomètres ouverts type Casagrande sont installés sur les profils d'auscultation. Ils descendent de 15 m dans les fondations et leur tête est située en crête à 4.3 m à l'aval de l'axe du barrage. Trois piézomètres PB10, PB11 et PB12 sont installés en aval du barrage (Condotte, 1999).

Leur localisation est schématisée sur la figure IV.2. Les niveaux piézométriques sont mesurés à la sonde piézométrique.

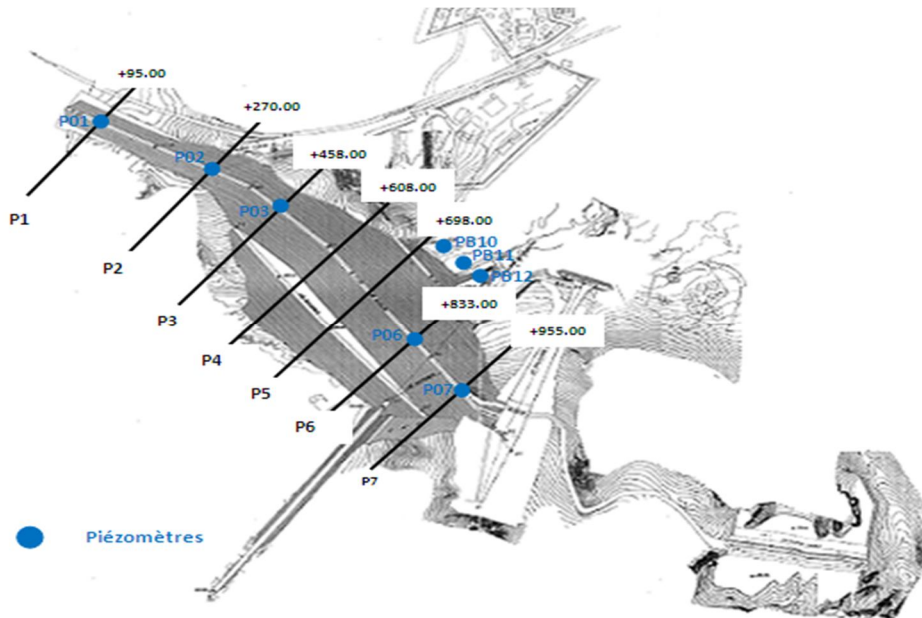


Figure IV.2 : Localisation en plan des piézomètres (Tractebel, 2000b)

Le potentiel E exprimé en mètre d'eau est calculé par : $E_{\text{Eau}} \text{ (m)} = Z_{\text{Tête}} - L$

Avec

$Z_{\text{Tête}}$: côte de la tête du piézomètre en m,

L : lecture en m : distance entre la tête du piézomètre et le niveau d'eau.

Les caractéristiques de ces appareils sont résumées sur le tableau IV.2.

Tableau IV.2 : Caractéristiques des piézomètres installés sur le barrage (Tractebel, 2000a)

Nom	Position	Niveau de la tête	Niveau de fond	Date d'installation
		NGA	NGA	
PO1	P1	311.74	271.14	31/05/1999
PO2	P2	311.93	271	13/05/1999
PO3	P3	312.14	263	03/06/1999
PO6	P6	312.45	245.58	15/06/1999
PO7	P7	312.09	266.92	23/05/1999
PB10	Aval rive gauche	258,25	240	
PB11	Aval centre	256.09	241.69	
PB12	Aval rive droite	253.84	244.22	

Trois autres piézomètres ouverts ont été installés en rive gauche à la demande du bureau d'études Tractebel. Ils n'ont jamais été exploités.

II .2.1. Piézométrie en fondation

La figure IV.3 montre l'évolution des niveaux piézométriques ouverts installés en fondation.

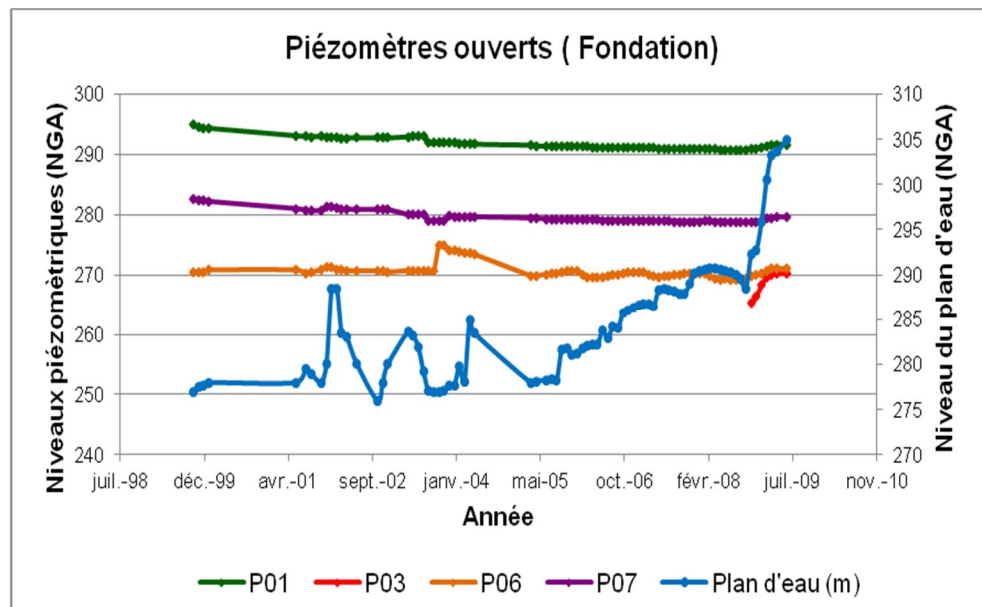


Figure IV.3 : Evolution des niveaux piézométriques ouverts en fondation

Il est à signaler que le piézomètre PO2 n'a enregistré aucun niveau d'eau depuis son installation. La même situation est enregistrée pour le piézomètre PO3 à l'exception de la date de novembre 2008 où il a été enregistré une présence d'eau coïncidant avec la période de la montée du plan d'eau.

Concernant le piézomètre PO1, installé sur le profil 1 en rive gauche, et dont le fond est situé à la cote 271,14 NGA, un niveau d'eau relativement très élevé a été enregistré coïncidant avec la cote 295 NGA.

Conformément aux critères de validation du comportement hydraulique, dictés par le cahier d'instruction, la montée des niveaux des 3 piézomètres situés au niveau de la fondation du barrage est inférieure de 10% par rapport à la charge d'eau.

L'analyse statistique des données relatives à la piézométrie a permis de dégager les moyennes ainsi que les écarts types (tableau IV.3) permettant ainsi de dresser les corrélations qui s'imposent. L'étude est menée pour l'ensemble des profils d'auscultations.

Tableau IV.3 : Variations des moyennes et des écarts types des niveaux piézométriques en fondation

	Moyenne	Ecart-type
Niveau du plan d'eau	284,6	6,53
PO1	291,77	0,98
PO3	268,57	1,97
PO6	270,64	1,27
PO7	279,6	0,98

La figure IV.4 met en évidence l'évolution des moyennes de niveaux piézométriques en fondation illustrant une hausse piézométrique considérable en rive gauche.

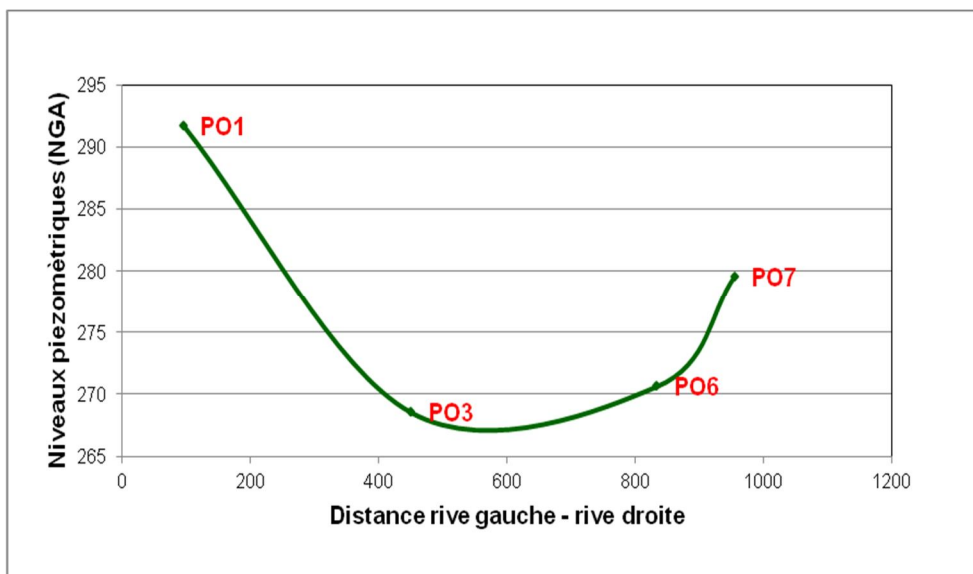


Figure IV.4 : Moyennes des niveaux piézométriques en fondation

II.2.2. Piézométrie aval du barrage

La figure IV.5 montre l'évolution des niveaux piézométriques à l'aval du barrage.

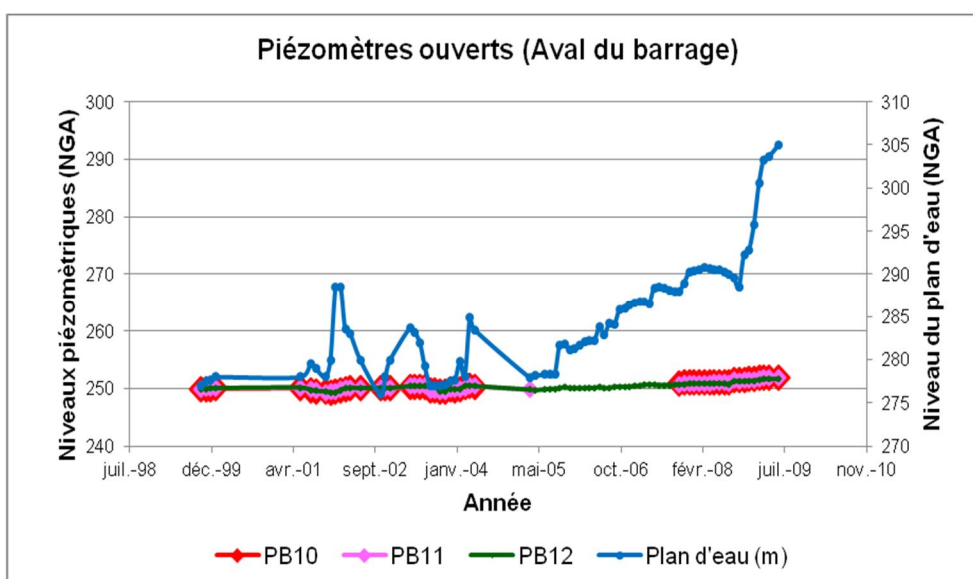


Figure IV.5 : Evolution des niveaux piézométriques à l'aval du barrage

Les mesures effectuées, depuis mai 1999 sur les piézomètres ouverts en aval du barrage ne traduisent pas d'anomalies particulières et enregistrent des niveaux stables s'établissant vers la cote 250 NGA.

En vérifiant les critères de validation du comportement hydraulique, dictés par le cahier d'instruction, la montée des niveaux des 3 piézomètres situés au niveau de la fondation du barrage est inférieure de 10% par rapport à la charge d'eau.

Les variations des moyennes et écarts types des niveaux piézométriques sont illustrés sur le tableau IV.4.

Tableau IV.4 : Variations des moyennes et écarts types des niveaux piézométriques à l'aval du barrage

	Moyenne	Ecart-type
Niveau du plan d'eau	284,6	6,53
PB10	250,48	0,8
PB11	250,45	0,71
PB12	250,34	0,54

II.3. Pressions interstitielles

II.3.1. Développement des pressions interstitielles

Par le compactage et le poids des couches supérieures, les couches inférieures se compriment d'avantage et leurs volumes diminuent. Par conséquent, la densité apparente et le degré de saturation augmentent. Il en résulte un développement de pression interstitielle. A la fin de la construction, ces pressions sont d'un intérêt particulier, puisque qu'elles entrent dans le calcul de stabilité du barrage.

Ainsi, la pression interstitielle finale n'est pas une valeur constante sur toute la hauteur du noyau du barrage. Typiquement les pressions interstitielles peuvent atteindre à la base du noyau 40% de la pression du poids des matériaux situés au dessus.

Les pressions interstitielles commencent à se dissiper dès qu'elles apparaissent. En plus de la perméabilité, la vitesse de construction a également une influence sur les pressions en fin de construction.

La mise en place très soignée du noyau à proximité du contact avec la fondation rocheuse est essentielle pour éviter la percolation à travers le contact. La surface du

rocher doit être soigneusement noyée est le noyau compacté avec une teneur en eau élevée (Schleiss et Pougatsch, 2011).

En terme de pressions interstitielles, le barrage est ausculté par l'intermédiaire de 135 cellules de pressions interstitielles à corde vibrante de type SISGEO PK45 réparties ainsi :

- Noyau : 36 cellules identifiées PI,
- Fondation : 87 cellules identifiées CP,
- Contact noyau-galerie de dérivation : 06 cellules identifiées PI,
- Sous l'évacuateur : 06 cellules identifiées EC,

L'analyse des pressions interstitielles est menée séparément pour le corps du barrage ainsi que pour ses fondations. L'analyse est menée par l'intermédiaire de la série de mesure allant de 1997 à 2009.

II.3.2. Pressions interstitielles en fondation

Les mesures réalisées sur les cellules en fondation ont été regroupées par profil, de manière à donner une vue synthétique de l'évolution des niveaux de pressions interstitielles, en particulier pendant la montée du remblai.

II.3.2.1. Profil 1

Pour le profil 1, situé en rive gauche, la figure IV.6 donne la localisation des cellules sur le profil.

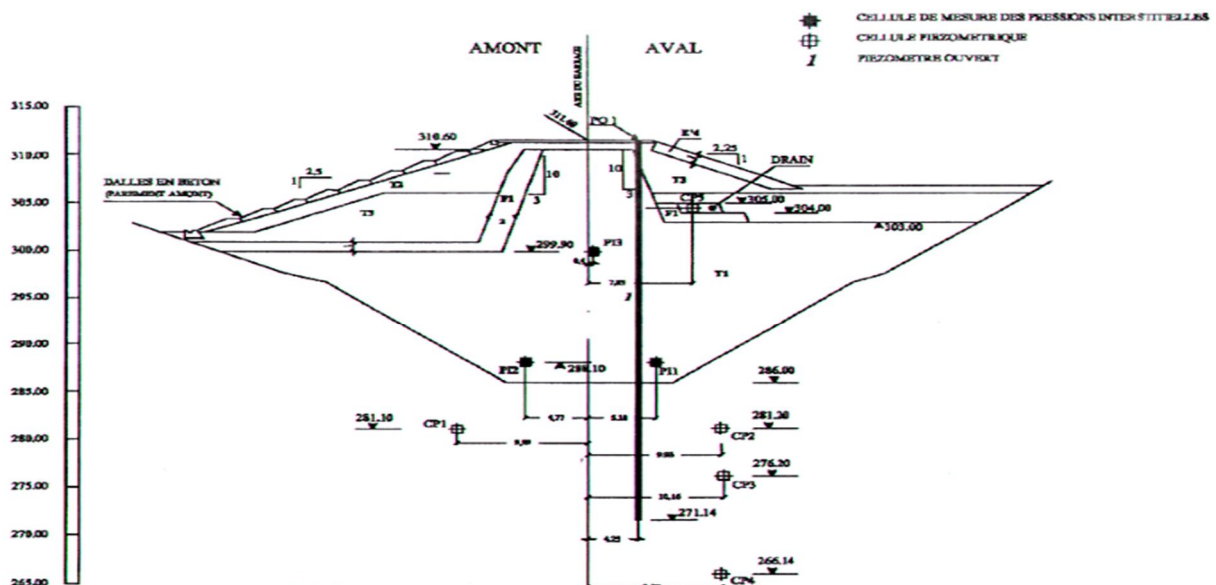


Figure IV.6 : Profil d'auscultation P1 (Tractebel, 2000b)

Les caractéristiques des cellules de pressions interstitielles sont résumées sur le tableau IV.5.

Tableau IV.5 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles
Profil 1- rive gauche –Fondation (Tractebel, 2000a)

Cellule	Profil	Situation	Date de pose	Z de pose (m)
CP1	P1	Fondation	31/05/1998	281,1
CP2	P1	Fondation	31/05/1998	281,2
CP3	P1	Fondation	31/05/1998	276,2
CP4	P1	Fondation	31/05/1998	266,14

L'évolution des pressions interstitielles pour différentes cellules du profil est récapitulée sur la figure IV.7.

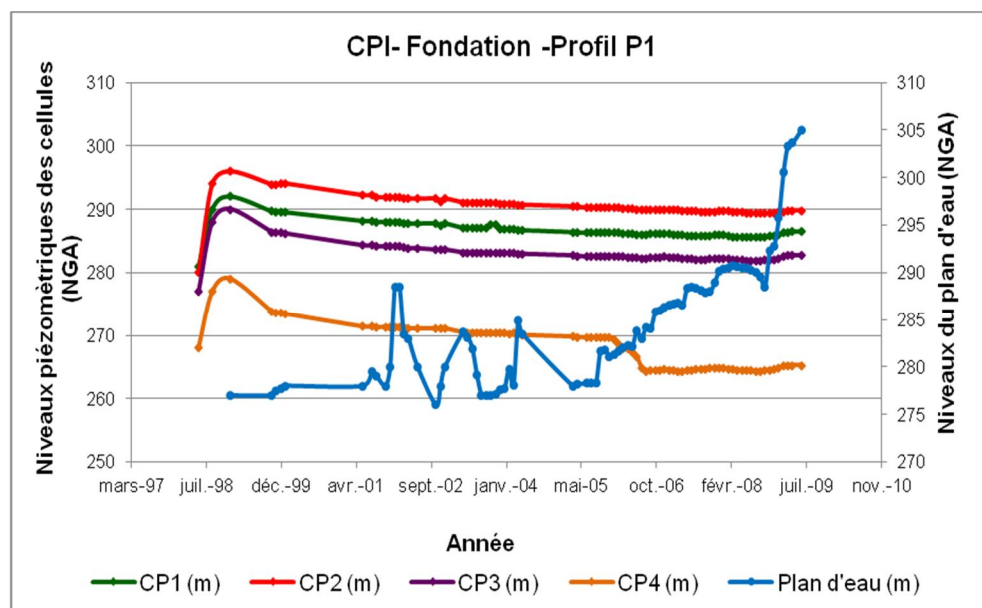


Figure IV.7 : Variations des pressions interstitielles en fondation - profil 1

Pour le profil 1, il a été évalué respectivement la moyenne et l'écart type pour la période de fonctionnement des cellules. Les valeurs sont données sur le tableau IV.6.

Tableau IV.6 : Variation des moyennes et écarts types des cellules de pressions interstitielles en fondation - Profil 1

Profil 01	Moyenne	Ecart-type
Niveau du plan d'eau	284,51	6,54
CP 1	286,72	1,36
CP 2	290,54	1,75
CP 3	283,01	1,53
CP 4	268,14	3,44

De ce qui précède, on peut déduire ce qui suit :

- Le niveau du plan d'eau n'a pas d'influence significative sur l'évolution de la pression interstitielle en fondation.
- Les niveaux piézométriques diminuent avec la profondeur.
- En fondation, et sur le profil P1, la montée du remblai a engendré une hausse des pressions interstitielles d'environ 12 m sur l'ensemble des cellules de ce profil.

Tableau IV.7 : Valeurs U/H – Profil 1, fondations

Cellule	H (m)	U (m)	U/H
CP 1	28,9	10,9	0,377
CP 2	27,8	14,8	0,53
CP 3	32,8	13,8	0,42
CP 4	42,86	12,86	0,30

Tenant compte des critères de validation du comportement hydraulique, exigés au niveau du cahier d'instruction, on constate que la majorité des cellules indiquent des valeurs U/H supérieures aux rapports limites, soit 0.3 en fin de construction (Tableau IV.7).

En terme de dissipation des pressions, le tableau IV.8 illustre les taux γ afférents avec les périodes correspondantes.

Tableau IV.8 : Taux de dissipation des pressions interstitielles des cellules de fondation - Profil 1

Cellule	Taux de dissipation %	Période
CP1	59	1999 - 2009
CP2	41	1999 - 2009
CP3	62	1999 - 2009
CP4	84	1999 – 2005
	100	2005 - 2009

En phase d'exploitation du barrage, la seule cellule qui enregistre des valeurs élevées (U/H=0.32), est la cellule CP2.

II.3.2.2. Profil 2

Au niveau du profil 2, 09 cellules sont installées sous le noyau et sous la recharge du barrage. La figure IV.8 donne la localisation des cellules sur le profil.

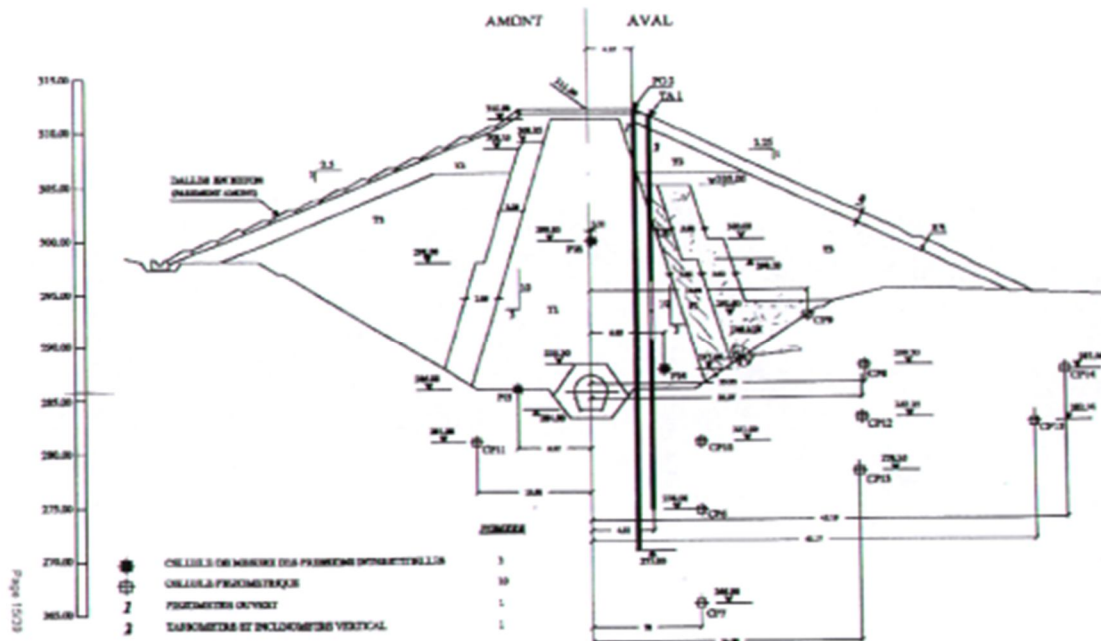


Figure IV.8 : Profil d'auscultation P2 (Tractebel, 2000b)

Pour ce profil, les caractéristiques des cellules de pressions interstitielles sont résumées sur le tableau IV.9.

Tableau IV.9 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles - profil 2- fondation (Tractebel, 2000a)

Cellule	Profil	Situation	Date de pose	Z pose (m)
CP6	P2	Fondation, sous noyau	03/05/1999	276
CP7	P2	Fondation, sous noyau	03/05/1999	266
CP8	P2	Fondation, sous la recharge	30/06/1998	288,2
CP10	P2	Fondation, sous noyau	03/05/1999	281
CP11	P2	Fondation, sous noyau	03/05/1999	281
CP12	P2	Fondation, sous la recharge	30/06/1998	283,25
CP13	P2	Fondation, sous la recharge	30/06/1998	278,3
CP14	P2	Fondation, sous la recharge	01/07/1998	287,56
CP15	P2	Fondation, sous la recharge	01/07/1998	282,74

La figure IV.9 montre l'évolution des pressions interstitielles sous le noyau, en fondation.

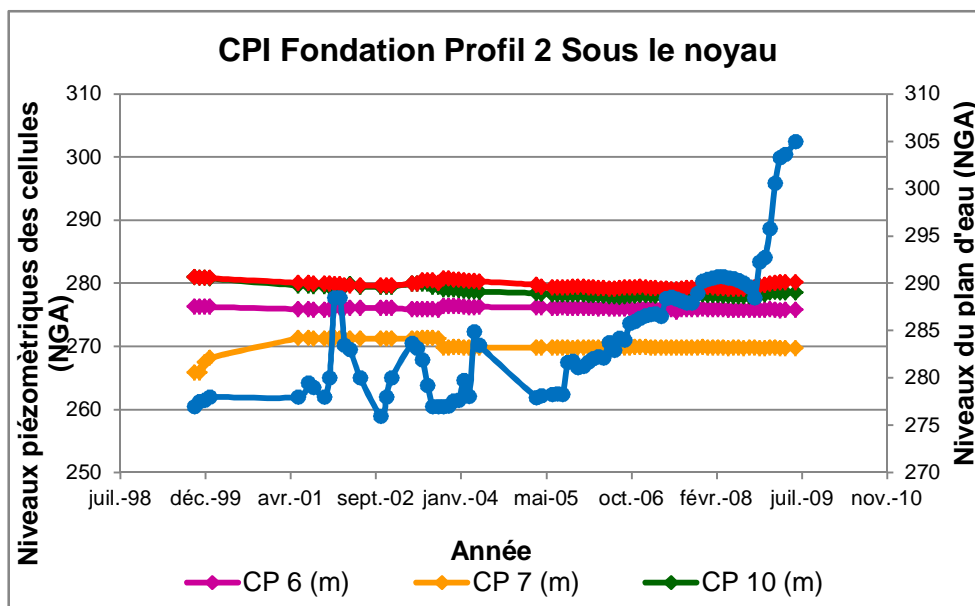


Figure IV.9 : Evolution des pressions interstitielles, en fondation sous le noyau – profil 2

Les cellules qui se trouvent sous le noyau enregistrent une variation faible des pressions interstitielles. La figure IV.10 illustre l'évolution des pressions interstitielles en fondation sous la recharge.

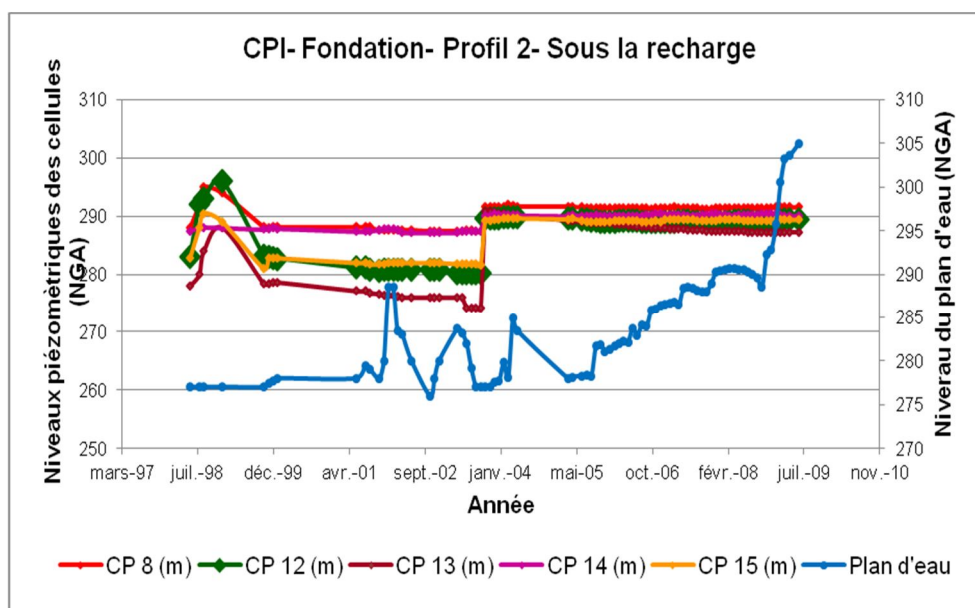


Figure IV.10 : Evolution des pressions interstitielles, en fondation, sous la recharge – profil 2

Pour les 4 cellules (CP8, CP12, CP13 et CP15), la montée du remblai a engendré une hausse des pressions interstitielles d'environ 10 m. Ces pressions se sont dissipées totalement entre 1999 à 2003. On remarque, qu'en Octobre 2003, une élévation rapide et importante des pressions de ces 4 cellules, est enregistrée.

Tableau IV.10 : Valeurs U/H – Profil 2, fondations

Cellule	H (m)	U (m)	U/H
CP 6	34	0,4	0,012
CP 7	44	5,29	0,12
CP 8	14,8	6,8	0,46
CP 10	29	0,25	0,0086
CP 11	29	0,13	0,004
CP 12	19,75	12,75	0,64
CP 13	24,7	11,7	0,47
CP 14	7,44	0,2	0,026
CP 15	12,26	7,76	0,63

Selon le cahier d’instruction et en phase de consolidation, la pression interstitielle ne doit pas dépassé 30% de la charge H. Pour des raisons liées à cette vérification, les figures IV.11 à IV.15 illustrent pour différentes dates, la comparaison de l’évolution des pressions interstitielles avec le critère limite de comportement normal, cette vérification est orientée vers les cellules ayant connues des montée rapides de pressions interstitielles en l’occurrence CP8, CP12, CP13 et CP15.

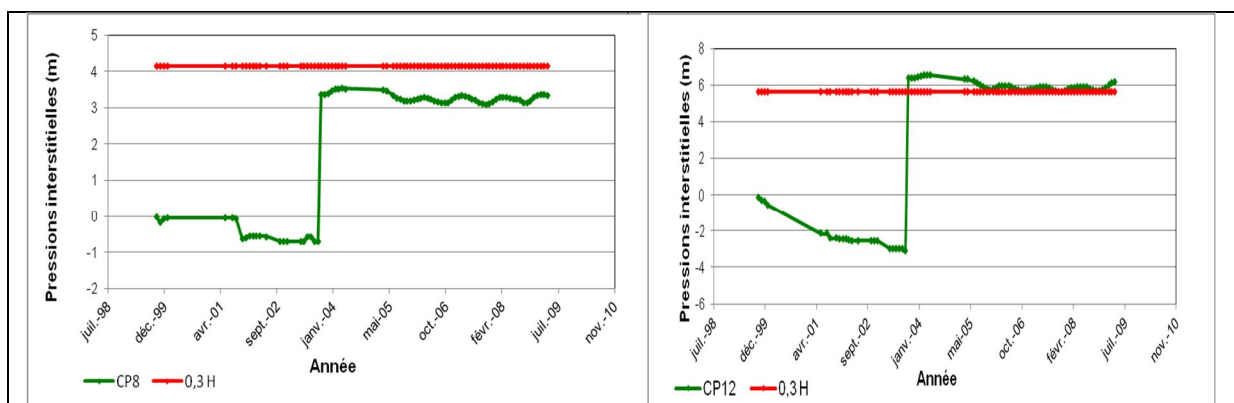


Figure IV.11 : Evolution des pressions interstitielles comparées au critère d'alarme Profil 2- Cellule CP8

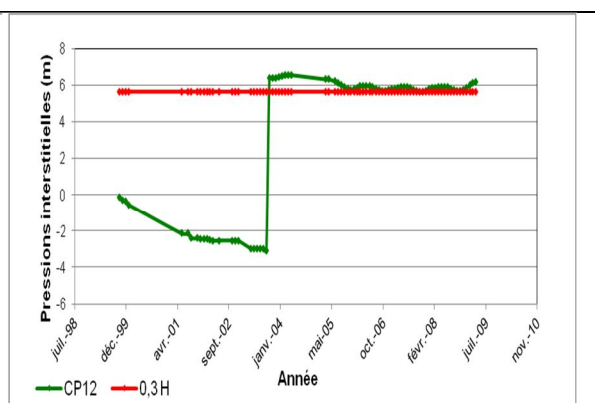


Figure IV.12 : Evolution des pressions interstitielles comparées au critère d'alarme Profil 2- Cellule CP12

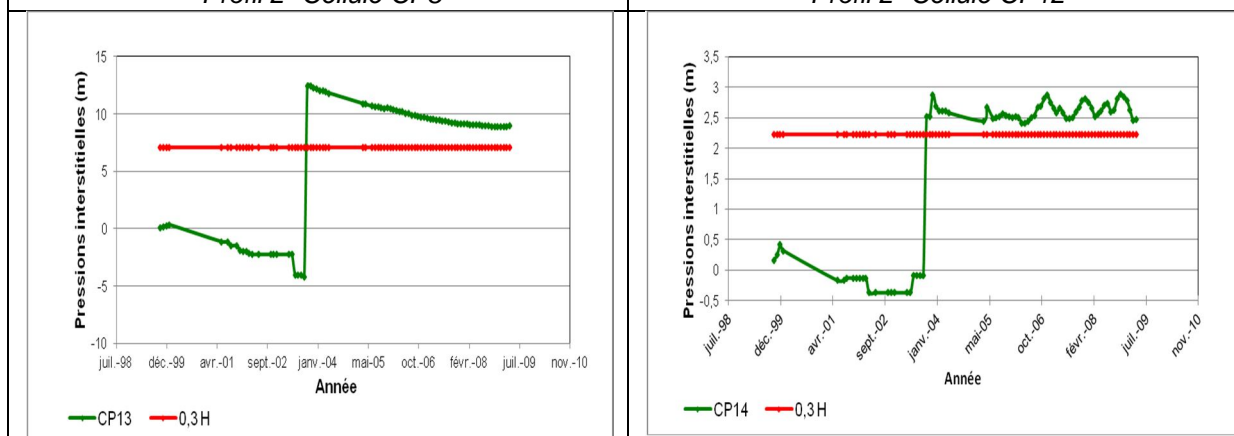


Figure IV.13 : Evolution des pressions interstitielles comparées au critère d'alarme Profil 2- Cellule CP13

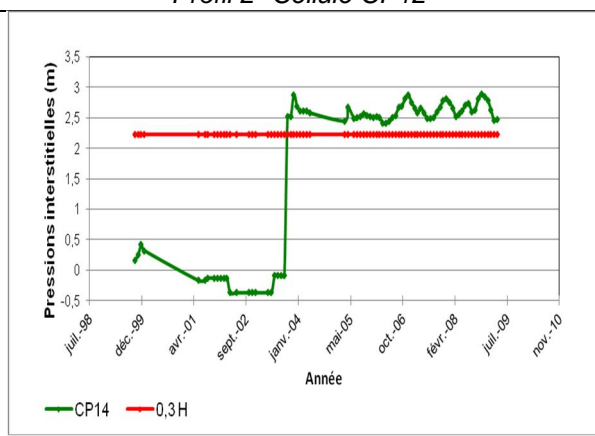
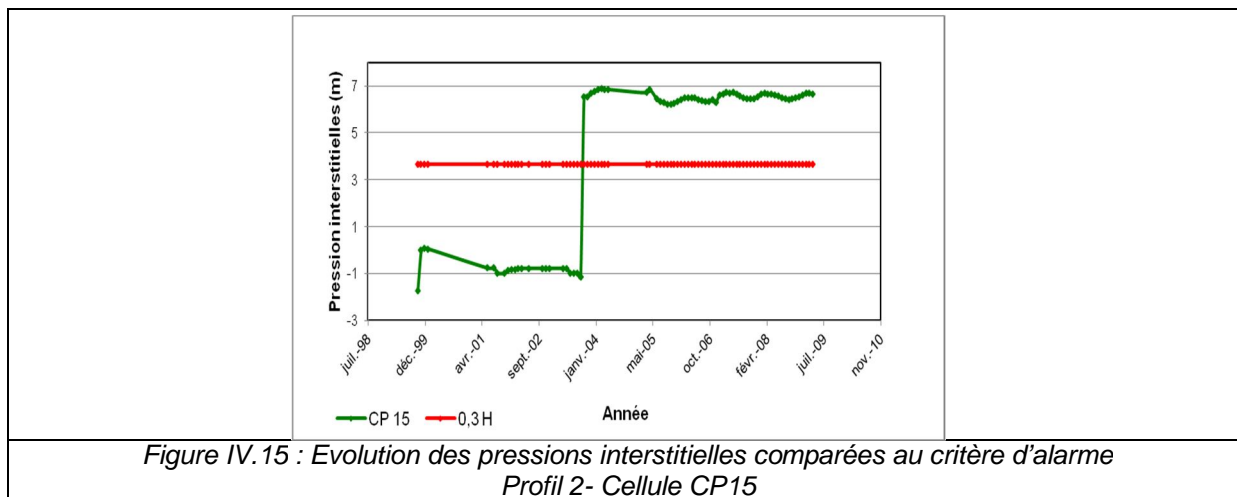


Figure IV.14 : Evolution des pressions interstitielles comparées au critère d'alarme Profil 2- Cellule CP14



A travers cette comparaison, il ressort ce qui suit :

- Les cellules CP8 et CP12 témoignent d'une évolution dans les limites des critères d'alarme.
- Les pressions interstitielles U des cellules CP13, CP14, et CP15 dépassent le critère limite, soit $U > 0,3 H$. Ce dépassement est enregistré à partir de janvier 2004 et atteint des maximums de 5,35 m, 0,64m et 3,07m respectivement pour les cellules CP13, CP14 et CP15.

II.3.2.3. Profil 3

Pour le profil 3, situé à 458 m par rapport à la rive gauche, il a été installé, 09 cellules de pressions interstitielles dont les caractéristiques sont mentionnées sur le tableau IV.11. La figure IV.16 donne la localisation des cellules sur le profil.

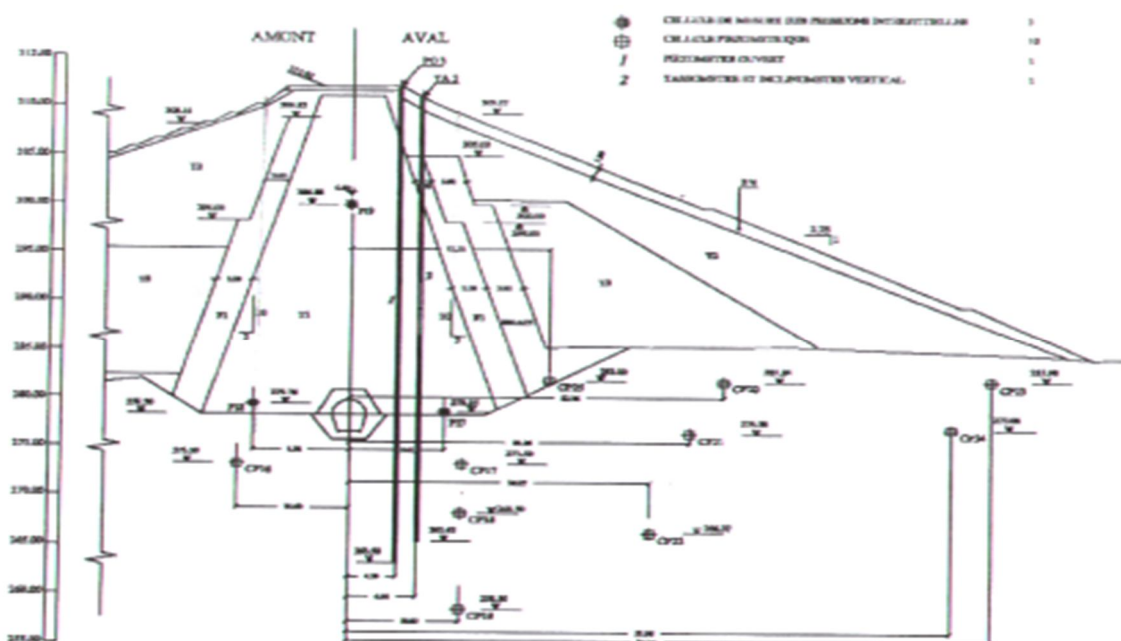


Figure IV.16 : Profil d'auscultation P3 (Tractebel, 2000b)

Tableau IV.11 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles- profil 3- Fondation
(Tractebel, 2000a)

Cellule	Profil	Situation	Date de pose	Z de pose
CP16	P3	Fondation sous le noyau	01/06/1999	272,72
CP17	P3	Fondation sous le noyau	22/06/1999	273,5
CP18	P3	Fondation sous le noyau	22/06/1999	273,5
CP19	P3	Fondation sous le noyau	22/06/1999	258,5
CP20	P3	Fondation sous la recharge	23/02/1998	281,84
CP21	P3	Fondation sous la recharge	23/02/1998	276,5
CP22	P3	Fondation sous la recharge	23/02/1998	266,37
CP23	P3	Fondation sous la recharge	23/02/1998	281,98
CP24	P3	Fondation sous la recharge	23/02 /1998	277,06

Les figures IV.17 et IV.18 montrent l'évolution des pressions interstitielles, pour le profil 3 respectivement sous le noyau et sous la recharge.

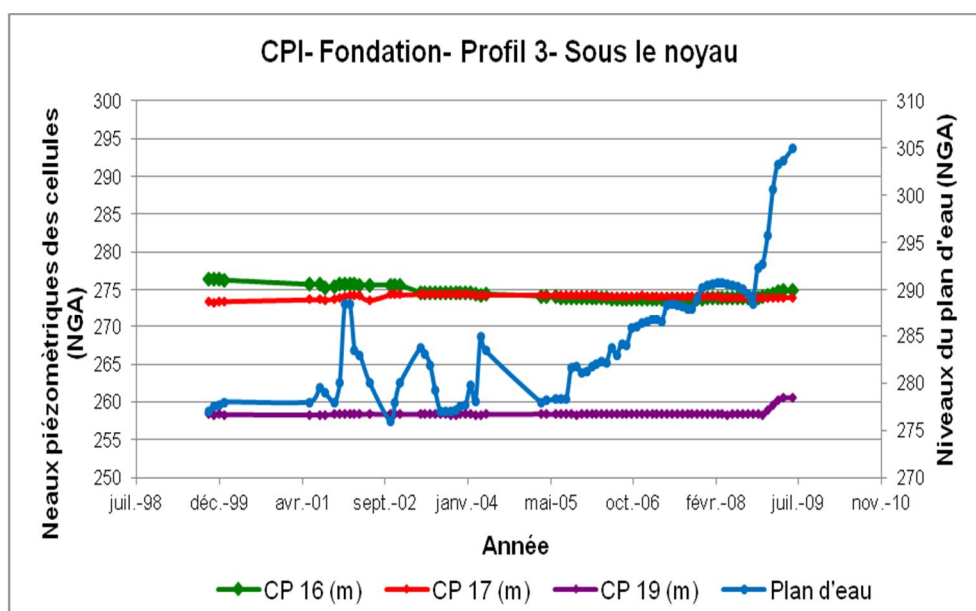


Figure IV.17 : Evolution des pressions interstitielles en fondation sous le noyau – profil 3

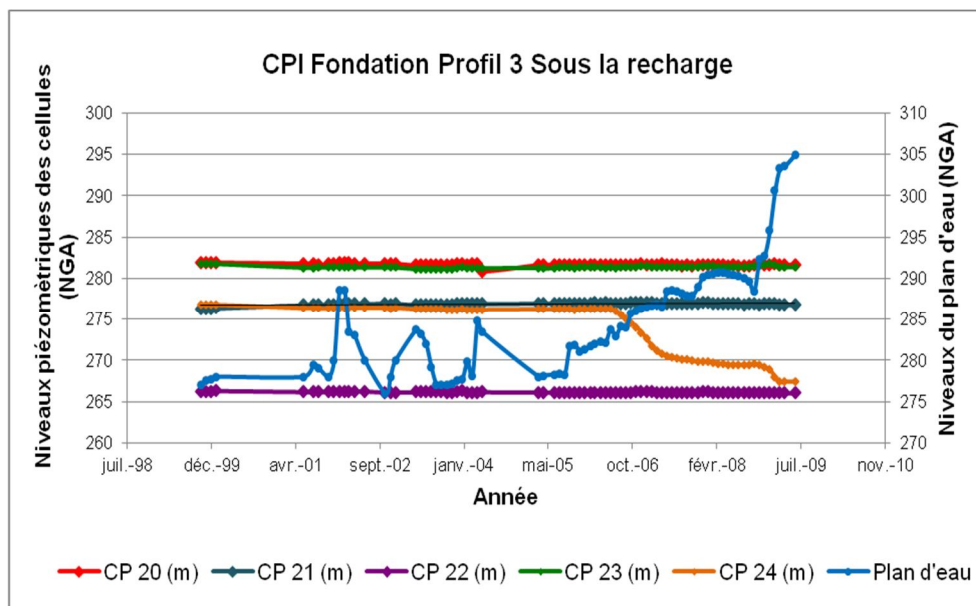


Figure IV.18 : Evolution des pressions interstitielles, en fondation, sous la recharge – profil 3

A travers l'analyse de l'évolution des pressions interstitielles en fondation pour le profil 3, les conclusions ci-dessous sont à signaler :

- La cellule CP19 indique un niveau stable et faible de l'eau (258 NGA), en février 2009, on remarque une légère augmentation de la pression interstitielle, comportement similaire à celui du piézomètre PO3, ce qui explique l'absence de nappe au niveau du piézomètre PO3.
- Les cellules sous la recharge indiquent des niveaux proches de leurs cotes de pose.
- La cellule CP24, durant la période d'Avril 2006 à Avril 2009, a connu une diminution de niveau de 10 m.
- Les pressions interstitielles enregistrées dans ces cellules sont inférieures à 0,3 H.

II.3.2.4. Profil 4

La figure IV.19 donne la localisation des cellules sur le profil d'auscultation N°4.

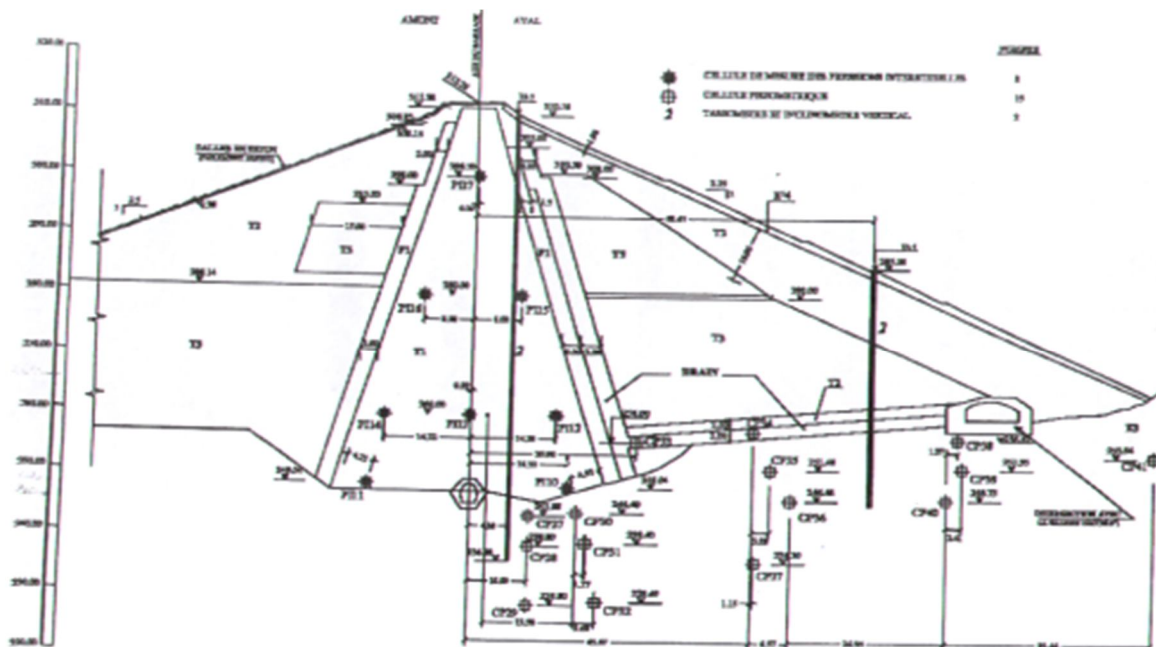


Figure IV.19 : Profil d'auscultation P4 (Tractebel, 2000b)

Le tableau IV.12 donne les caractéristiques des cellules installées sur le profil 4.

Tableau IV.12 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles- profil 4- Fondations (Tractebel, 2000a)

Cellule	Profil	Situation	Date de pose	Z de pose
CP27	P4	Fondation sous le noyau	20/06/1999	243,8
CP28	P4	Fondation sous le noyau	20/06/1997	238,8
CP29	P4	Fondation sous le noyau	21/06/1999	228,8
CP30	P4	Fondation sous le noyau	02/09/1997	244,4
CP31	P4	Fondation sous le noyau	02/09/1997	239,4
CP32	P4	Fondation sous le noyau	01/09/1997	229,4
CP35	P4	Fondation sous la recharge	23/08/1997	251,4
CP36	P4	Fondation sous la recharge	23/08/1997	246,46
CP37	P4	Fondation sous la recharge	21/08/1997	236,2
CP38	P4	Fondation sous la recharge	27/08/1997	256,62
CP39	P4	Fondation sous la recharge	23/08/1997	251,95
CP40	P4	Fondation sous la recharge	23/08/1997	246,75
CP41	P4	Fondation sous la recharge	24/08/1997	253,94

Les figures IV.20 et IV.21 illustrent l'évolution des pressions interstitielles respectivement sous le noyau et sous la recharge.

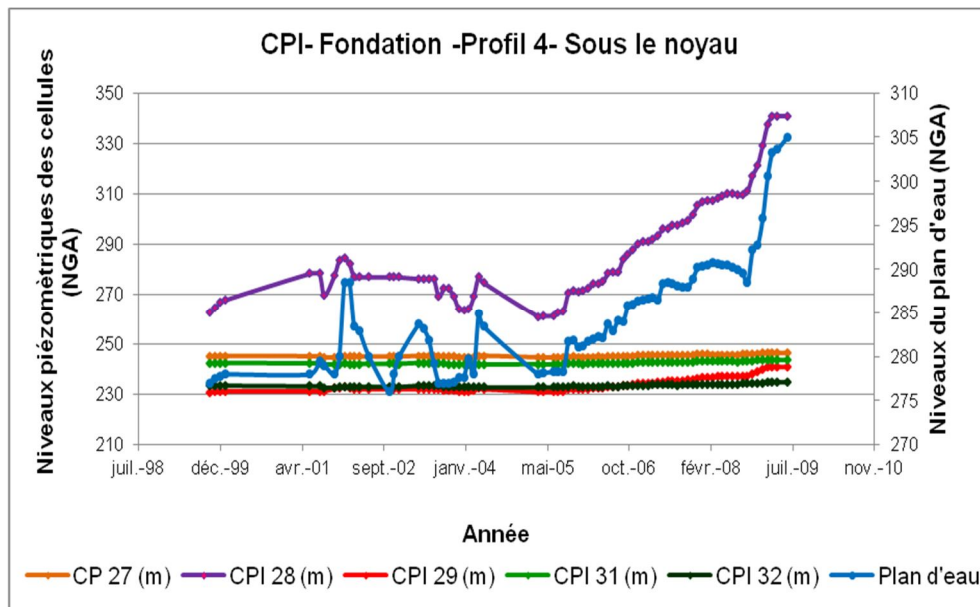


Figure IV.20. : Evolution des pressions interstitielles en fondation sous le noyau – profil 4

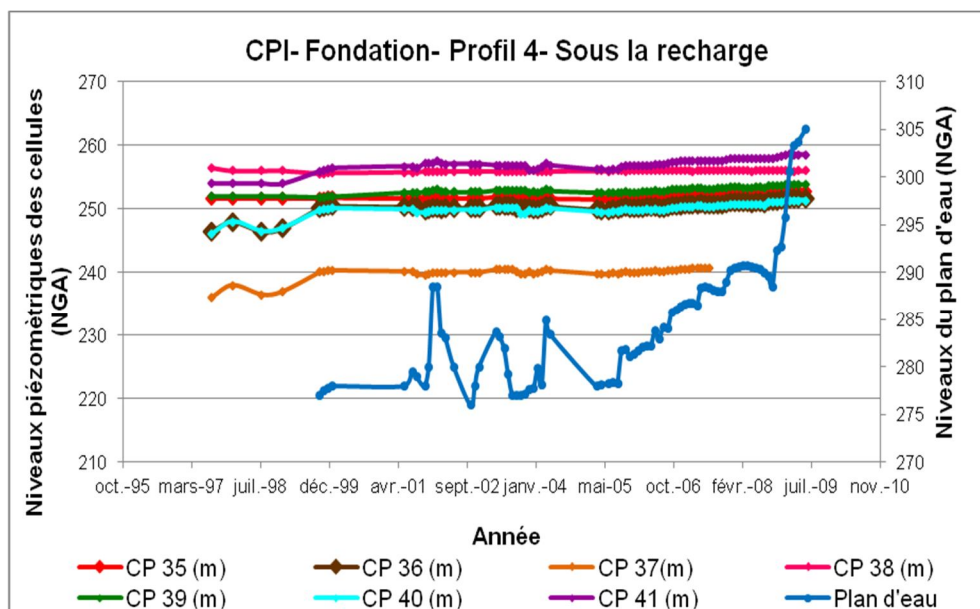


Figure IV.21 : Evolution des pressions interstitielles, en fondation, sous la recharge – profil 4

La cellule CP 28 indique des niveaux importants qui varient avec le niveau du plan d'eau. Les autres cellules n'indiquent pas de variations notables des niveaux de pressions interstitielles pendant la montée du remblai.

Pour des raisons liées à la vérification des critères d'alarme se traduisant par une pression interstitielle dépassant 30% de la charge H (charge au dessus de la cellule), les figures IV.22, IV.23, IV.24 et IV.25 donnent la comparaison de l'évolution des pressions interstitielles par rapport aux critères d'alarme.

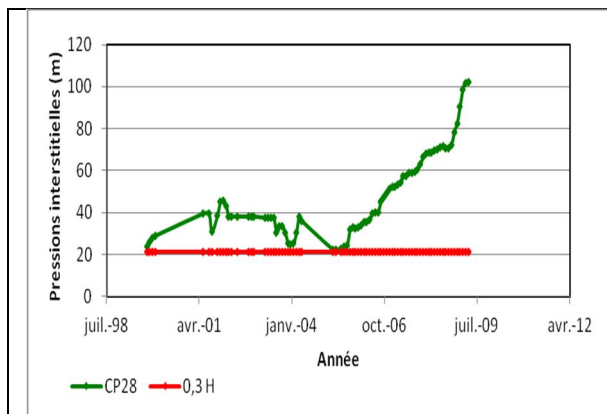


Figure IV.22 : Evolution des pressions interstitielles comparées au critère d'alarme Profil 4 - Cellule CP28

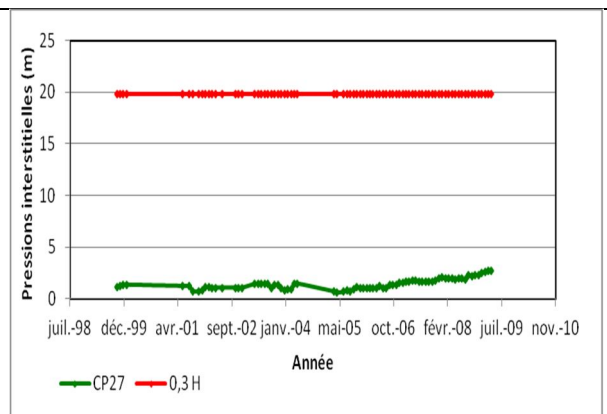


Figure IV.23 : Evolution des pressions interstitielles comparées au critère d'alarme Profil 4 - Cellule CP27

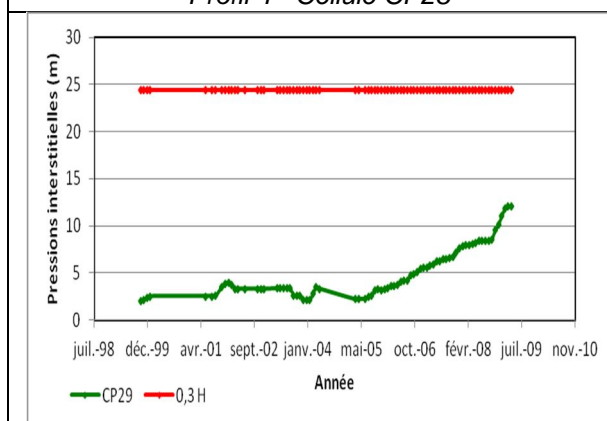


Figure IV.24 : Evolution des pressions interstitielles comparées au critère d'alarme Profil 4 - Cellule CP29

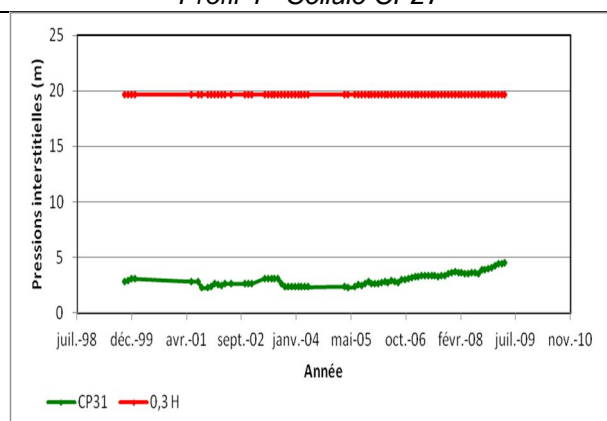


Figure IV.25 : Evolution des pressions interstitielles comparées au critère d'alarme Profil 4 - Cellule CP31

A travers l'analyse de l'évolution des pressions interstitielles en comparaison avec les critères d'alarme exigeant des pressions inférieures à 30% de la charge du remblai H, il ressort que la seule cellule concernée par ce dépassement est celle située en fondation, sous le noyau (CP 28) qui enregistre des dépassement allant à quatre fois le critère limite. L'évolution de la pression de cette cellule est proportionnelle à la montée du plan d'eau.

II.3.2.5. Profil 5

La figure IV.26 donne la localisation des cellules sur le profil d'auscultation N°5.

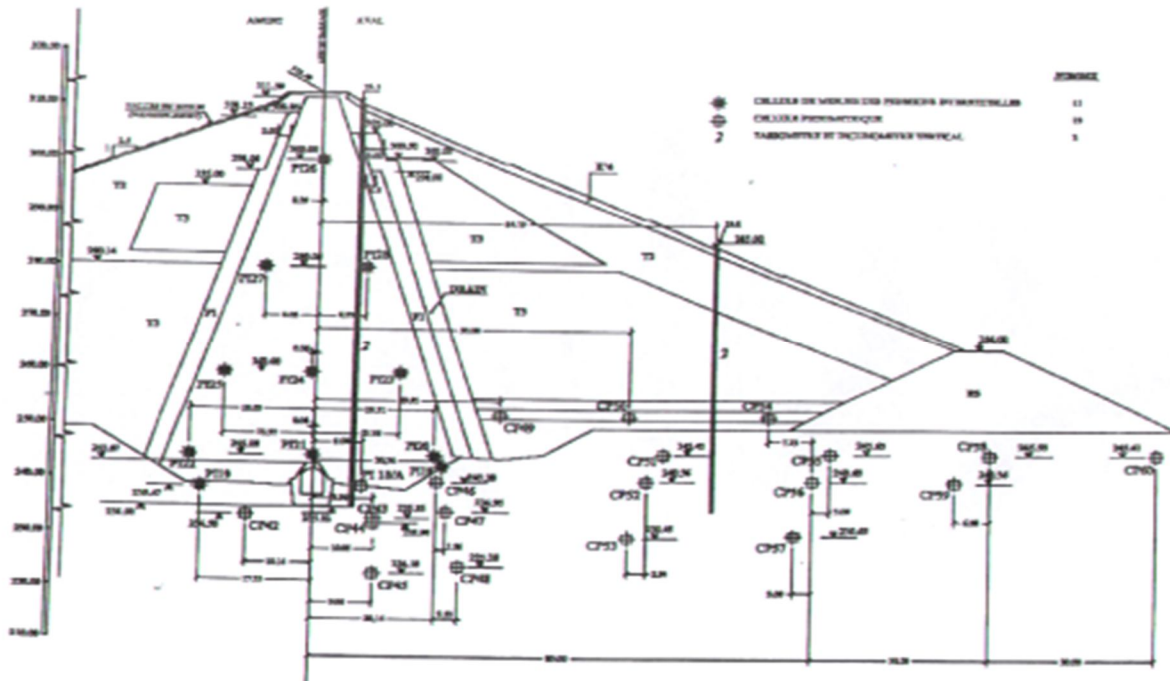


Figure IV.26 : Profil d'auscultation P5 (Tractebel, 2000b)

Le tableau IV.13 indique les caractéristiques des cellules de pressions interstitielles installées sur le profil 5.

Tableau IV.13 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles- profil 5 – Fondations (Tractebel, 2000a)

Cellule	Profil	Situation	Date de pose	Z pose (m)
CP42	P5	Fondation sous le noyau	09/12/1997	234,5
CP43	P5	Fondation sous le noyau	14/12/1997	233,95
CP44	P5	Fondation sous le noyau	15/12/1997	232,9
CP45	P5	Fondation sous le noyau	13/12/1997	224,10
CP46	P5	Fondation sous le noyau	15/08/1997	240,28
CP47	P5	Fondation sous le noyau	16/08/1997	234,95
CP48	P5	Fondation sous le noyau	20/08/1997	225,28
CP51	P5	Fondation sous la recharge	15/08/1997	245,43
CP52	P5	Fondation sous la recharge	15/08/1997	240,56
CP53	P5	Fondation sous la recharge	18/08/1997	230,45
CP55	P5	Fondation sous la recharge	11/08/1997	245,65
CP56	P5	Fondation sous la recharge	12/08/1997	240,63
CP57	P5	Fondation sous la recharge	12/08/1997	230,65
CP58	P5	Fondation sous la recharge	10/08/1997	245,55
CP59	P5	Fondation sous la recharge	11/08/1997	240,36
CP60	P5	Fondation sous la recharge	10/08/1997	245,41

Les figures IV.27 et IV.28 donnent l'évolution des pressions interstitielles respectivement sous le noyau et sous la recharge.

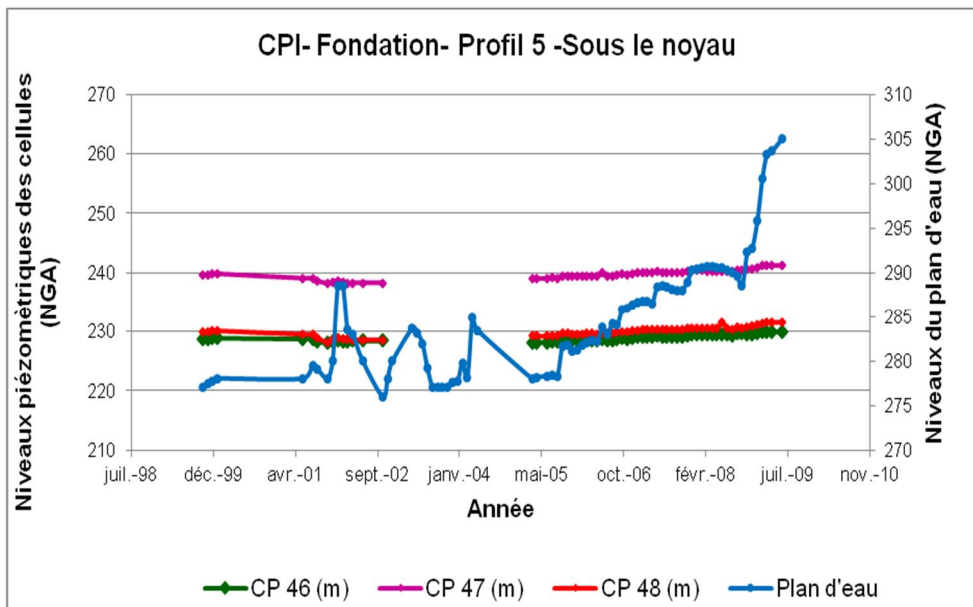


Figure IV.27 : Evolution des pressions interstitielles en fondation sous le noyau – profil 5

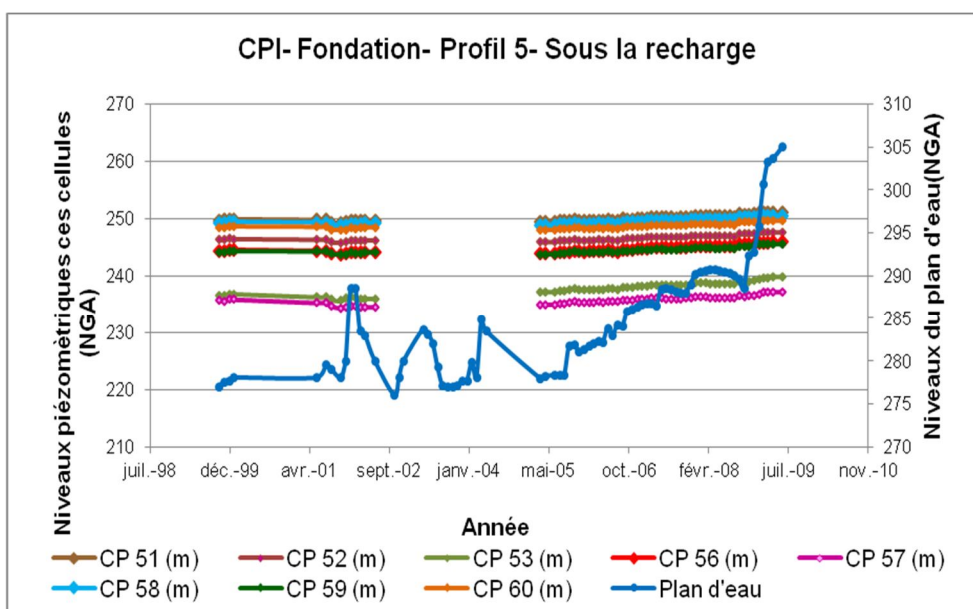


Figure IV.28 : Evolution des pressions interstitielles, en fondation, sous la recharge – profil 5

A travers l'analyse de ces évolutions, on peut déduire ce qui suit :

- Pendant la période allant de Novembre 2002 jusqu'à mai 2004, les cellules n'étaient pas fonctionnelles. Cette période a coïncidé avec l'inondation de la galerie.
- La montée des remblais n'a pas provoqué d'élévation des pressions interstitielles.

II.3.2.6. Profil 6

La figure IV.29 donne la localisation des cellules sur le profil d'auscultation N°6.

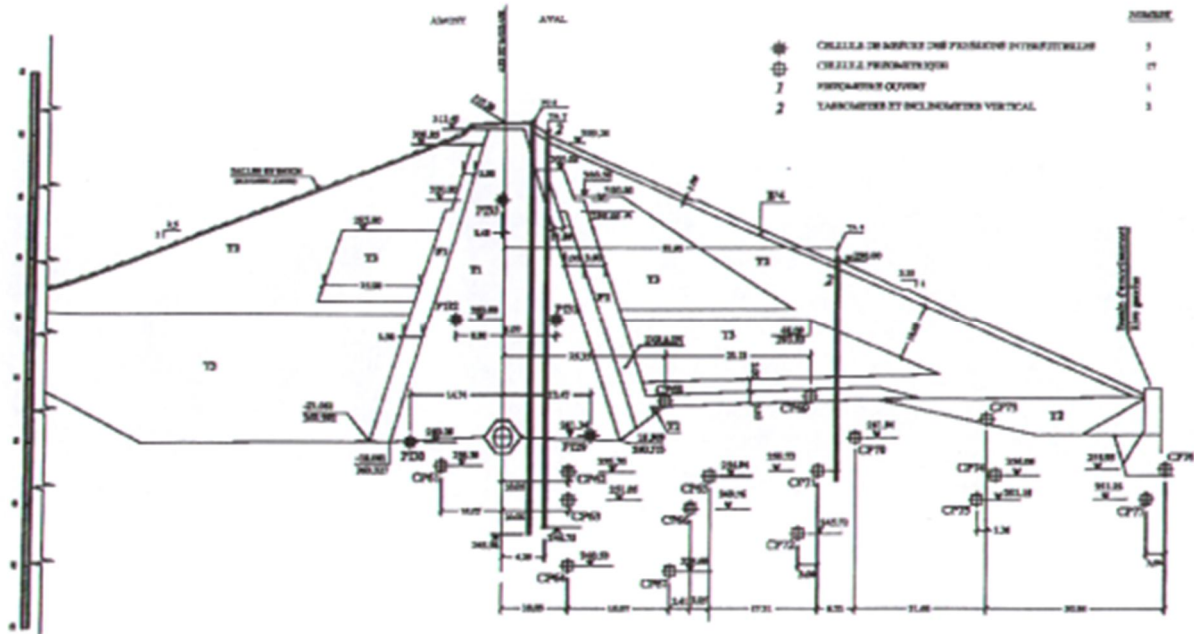


Figure IV.29 : Profil d'auscultation P6 (Tractebel, 2000b)

De la même manière, le tableau IV.14 et les figures IV.30, IV.31 et IV.32 montrent respectivement les caractéristiques des cellules de pressions interstitielles installées sur le profil 6 ainsi que l'évolution des pressions interstitielles.

Tableau IV.14. : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles- profil 6 – Fondations (Tractebel, 2000a)

Cellule	Profil	Situation	Date de pose	Z pose (m)
CP61	P6	Fondation sous le noyau	27/12/1997	256,56
CP62	P6	Fondation sous le noyau	24/12/1997	255,56
CP63	P6	Fondation sous le noyau	22/12/1997	251,05
CP64	P6	Fondation sous le noyau	24/12/1997	240,53
CP65	P6	Fondation sous la recharge	15/10/1997	254,94
CP66	P6	Fondation sous la recharge	15/10/1997	249,76
CP67	P6	Fondation sous la recharge	15/10/1997	239,66
CP70	P6	Fondation sous la recharge	18/10/1997	261,04
CP71	P6	Fondation sous la recharge	18/10/1997	255,72
CP72	P6	Fondation sous la recharge	16/10/1997	245,72
CP74	P6	Fondation sous la recharge	20/10/1997	255,86
CP75	P6	Fondation sous la recharge	20/10/1997	250,35
CP76	P6	Fondation sous la recharge	19/10/1997	255,95
CP77	P6	Fondation sous la recharge	19/10/1997	251,22

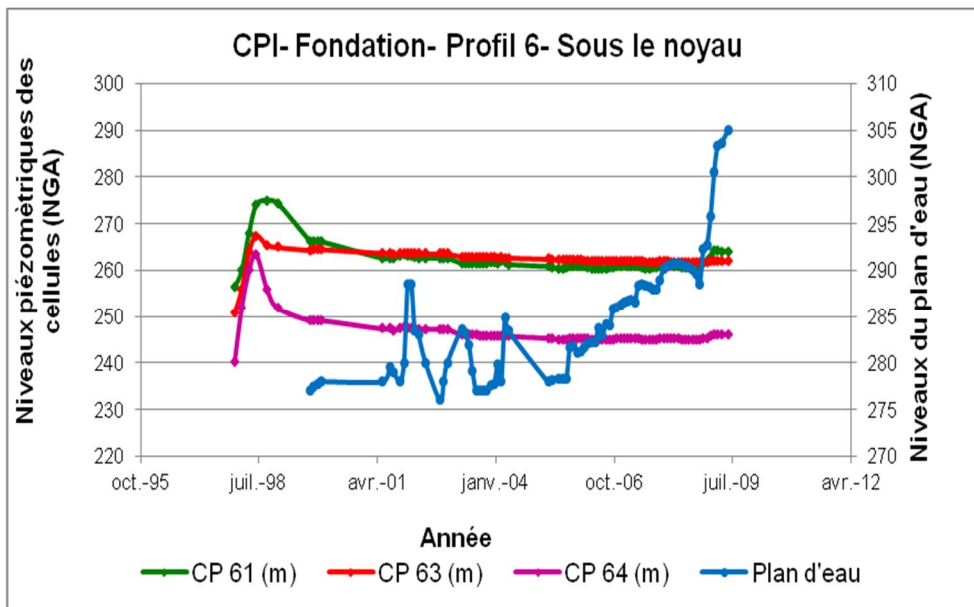


Figure IV.30 : Evolution des pressions interstitielles en fondation sous le noyau – profil 6

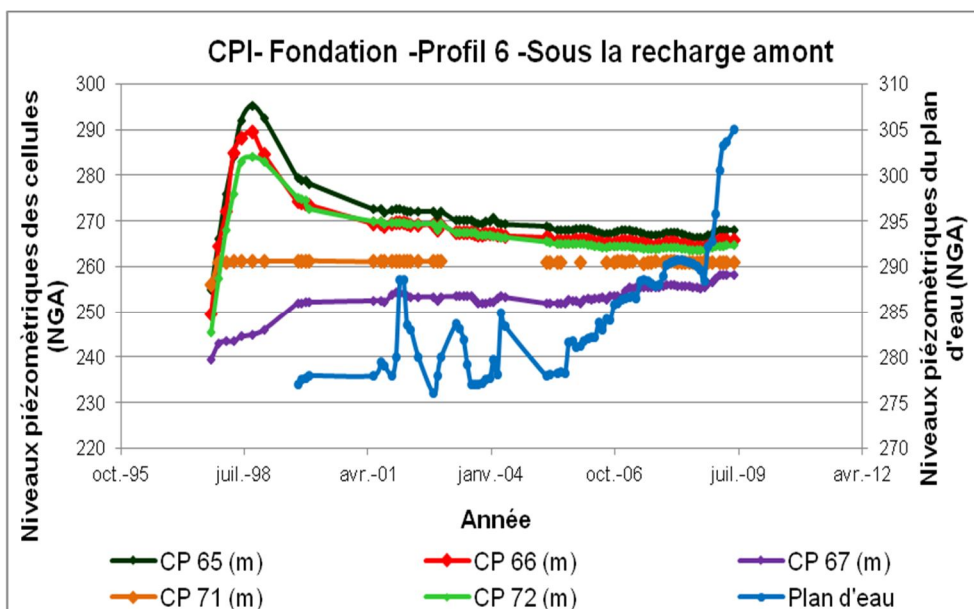


Figure IV.31 : Evolution des pressions interstitielles, en fondation, sous la recharge amont – profil 6

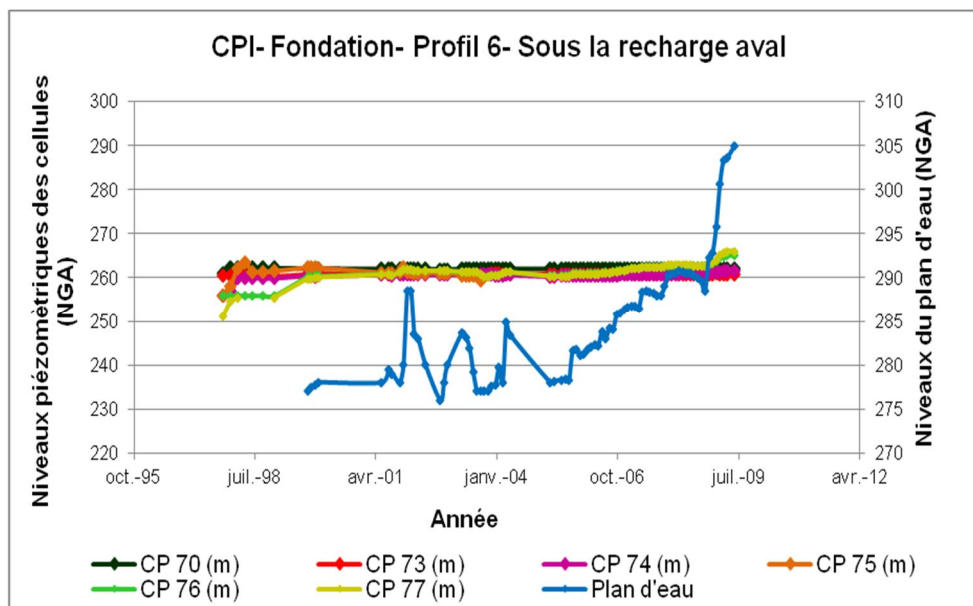


Figure IV.32 : Evolution des pressions interstitielles, en fondation, sous la recharge aval – profil 6

Au niveau du profil 6, en fondation, les cellules indiquent des montées des pressions interstitielles consécutives à la montée des remblais. Les amplitudes dépendent de la position du point instrumenté et reflètent le chargement de la fondation.

Les cellules sous l’emprise du noyau ont connu des montées d’environ 20 m pendant la phase de réalisation des remblais. Les dissipations pour les cellules CP 61, CP 63 et CP 64 sont respectivement 78%, 35% et 80% pendant la phase d’exploitation du barrage.

Les cellules sous la recharge (partie amont) ont enregistré des augmentations de pressions interstitielles d’environ 40 m en fonction de la célérité des remblais.

La dissipation pour les cellules CP65, CP66 et CP72 sont respectivement 71%, 63% et 53% pendant la phase d’exploitation du barrage.

La montée de la pression interstitielle est toutefois négligeable sous la partie aval de la recharge.

Tableau IV.15 : Valeurs U/H - profil 6 – Fondations

Cellule	H (m)	U (m)	U/H
CP 61	53,44	18,44	0,35
CP 63	58,95	16,45	0,28
CP 64	69,47	22,97	0,33
CP 65	45,06	40,36	0,89
CP66	50,24	39,64	0,78
CP67	60,34	16,34	0,27

CP 71	35,28	5,28	0,15
CP 72	45,28	38,28	0,84

Le rapport U/H, indicateur pour la validation du comportement hydraulique est supérieur à la valeur limite, soit 0.3 pour les cellules CP 65, CP 66 et CP 72 en fin de construction du barrage. En phase d'exploitation, et après dissipation des pressions interstitielles, les cellules CP 66 et CP 72 indiquent des valeurs du rapport U/H élevées.

II.3.2.7. Profil 7

La figure IV.33 donne la localisation des cellules sur le profil d'auscultation N°7.

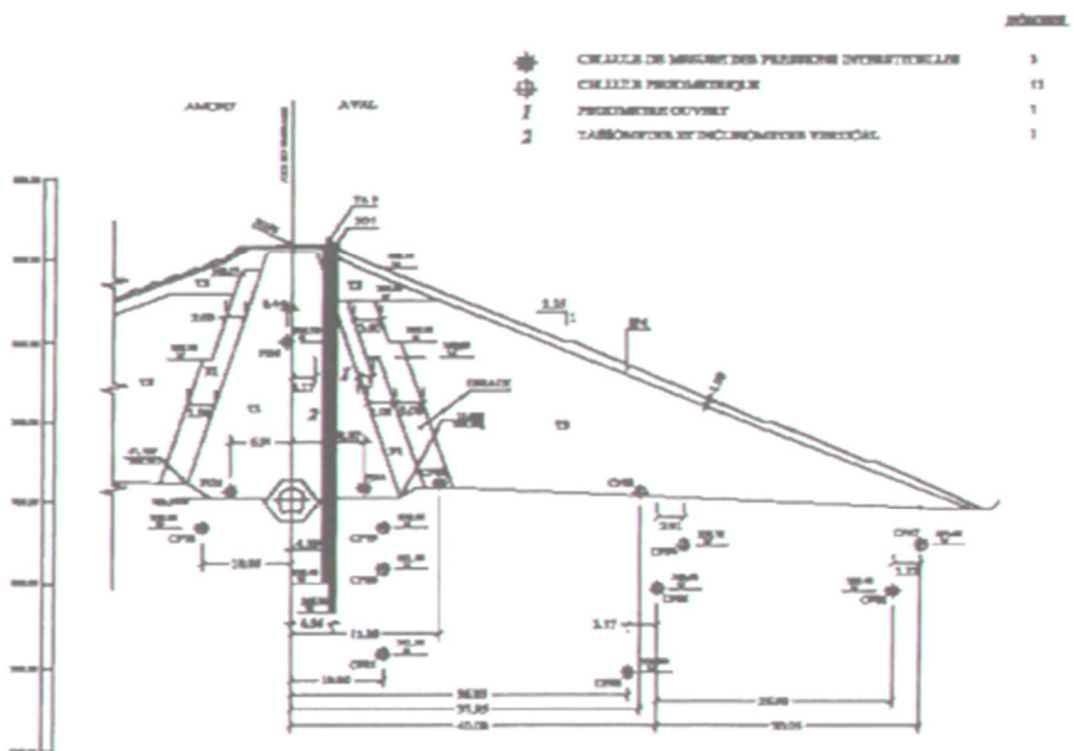


Figure IV.33 : Profil d'auscultation P7 (Tractebel, 2000b)

Pour le profil 7, 9 cellules de pressions interstitielles sont installées et dont les caractéristiques sont mentionnées sur le tableau IV.16.

Tableau IV.16 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles- profil 7 – Fondations
(Tractebel, 2000a)

Cellule	Profil	Situation	Date de pose	Z de pose (m)
CP78	P7	Fondation Sous noyau	17/05/1999	276,8
CP79	P7	Fondation Sous noyau	17/05/1999	276,8
CP80	P7	Fondation Sous noyau	17/05/1999	271,8
CP81	P7	Fondation Sous noyau	17/05/1999	261,8
CP84	P7	Fondation sous recharge	22/02/1998	274,7
CP85	P7	Fondation sous recharge	23/02 /1998	269,6
CP86	P7	Fondation sous recharge	23/02 /1998	259,9
CP 87	P7	Fondation sous recharge	22/02/1998	274,6
CP88	P7	Fondation sous recharge	22/02/1998	269,48

Les figures IV.34 et IV.35 montrent l'évolution des pressions interstitielles sous le noyau et sous la recharge.

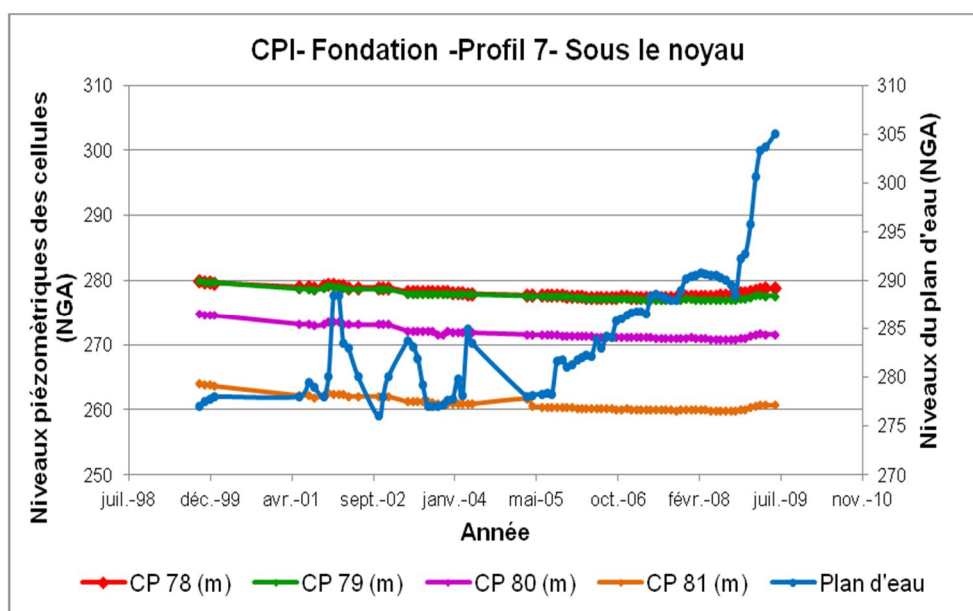


Figure IV.34: Evolution des pressions interstitielles, en fondation, sous le noyau – profil 7

Sous le noyau, les cellules indiquent des niveaux proches de leur cote de pose.

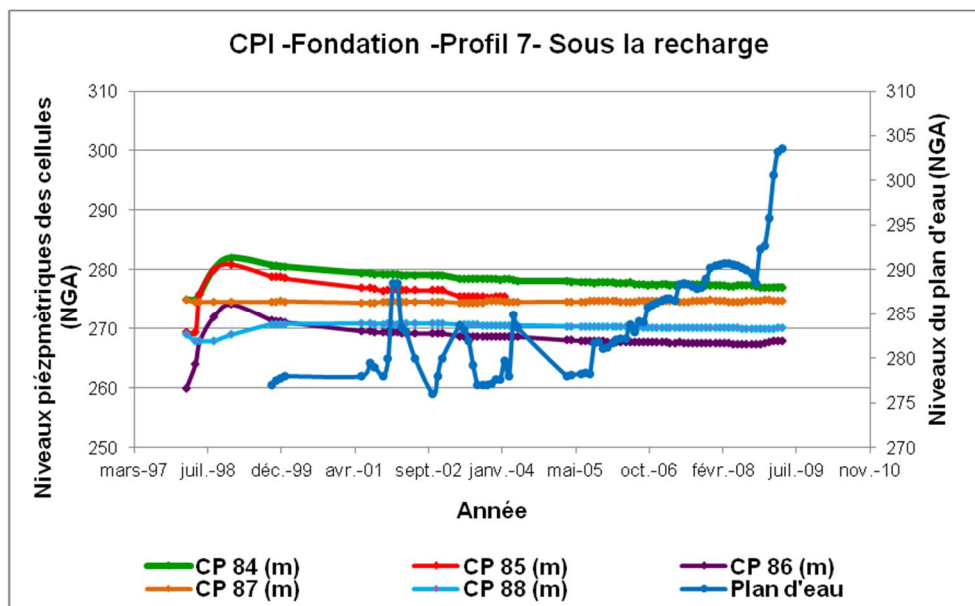


Figure IV.35 : Evolution des pressions interstitielles, en fondation, sous la recharge – profil 7

Pour le profil 7, le tableau IV.17 donne les valeurs du rapport U/H , au niveau des fondations et sous la recharge, constituant le critère de validation du comportement du barrage.

Tableau IV.17 : Valeurs U/H - profil 7 – Fondations

Cellule	H (m)	U (m)	U/H
CP 84	20,3	7,4	0,36
CP 85	25,4	11,4	0,45
CP 86	25,4	14,3	0,56
CP 87	10,4	0,06	0,005
CP 88	15,52	0,52	0,033

Sous la recharge, les cellules CP84, CP85 et CP86 indiquent une montée des pressions interstitielles d'environ 10 m pendant la montée du remblai ($U > 0,3H$). Environ 50% de ces pressions interstitielles de consolidation se sont dissipées depuis 1999. Les cellules à l'aval (CP87 et CP88) indiquent un niveau stable proche de leur cote de pose.

II.3.3. Pressions interstitielles dans le noyau

Les mesures réalisées sur les cellules du noyau ont été regroupées par niveau de pose, de manière à donner une vue synthétique de l'évolution des niveaux de pression interstitielles en fonction des couches mises en place pendant la montée du remblai.

II.3.3.1. Au niveau 249 NGA

A la base du noyau (figure IV.36), à l'intervalle des niveaux 240 - 250 NGA, la majorité des cellules sont hors service, PI18, PI19, PI20, PI21 et PI22 pour le profil 5 et PI11 pour le profil 4. La seule cellule en fonctionnement est la cellule PI10 du profil 4.

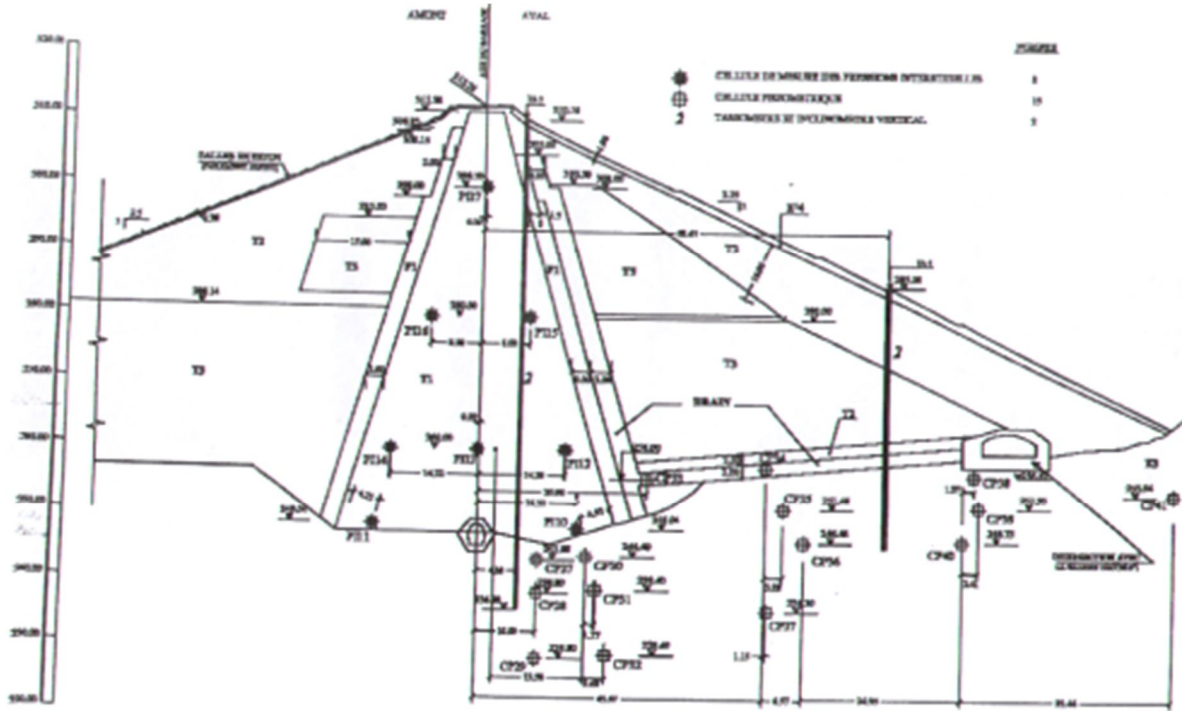


Figure IV.36 : Profil d'auscultation P4 (Tractebel, 2000b)

Les caractéristiques des cellules de pressions interstitielles fonctionnelles sont mentionnées sur le tableau IV.8.

Tableau IV.18 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles en noyau
Profil 4 - Niveau 249 NGA (Tractebel, 2000a)

Cellule	Profil	Situation	Z de pose (m)	Date de pose
PI10	P4	Partie inferieure du noyau	249,04	02/09/1997

La montrée du remblai a engendré une augmentation des pressions interstitielles au niveau 266 NGA. A partir d'avril 2002, la pression interstitielle s'établit au niveau 259. Cette situation a demeurée stable jusqu'en 2009.

Le critère d'alarme définit dans le cahier d'instruction pour les cellules de pression interstitielles du noyau pendant la phase de la consolidation est défini par :

$U < 0,75 \cdot H$, avec :

- U : pression interstitielle en m
- H : hauteur du remblai au-dessus de la cellule en m

Le tableau IV.19 donne le coefficient U/H qui peut être retenu pour la validation du comportement du barrage. La pression au niveau de la cellule PI 10 est inférieure à 0.75 H.

Tableau IV.19 : Valeurs U/H, zone du noyau – Niveau 249

Cellule	H (m)	U (m)	U/H
PI10	58,96	16,96	0,28

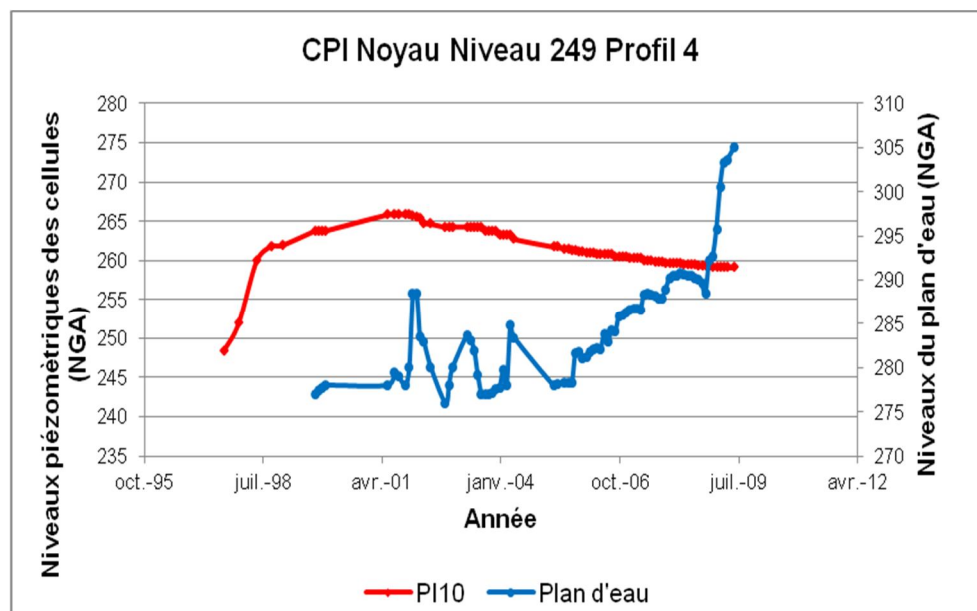


Figure IV.37 : Evolution des pressions interstitielles - Noyau - Profil 4 – niveau 249 NGA

II.3.3.2. Au niveau 260 NGA

Les capsules de pressions interstitielles se situent au niveau 260 NGA à la base du noyau.

- Profil 4

Au niveau de ce profil, la localisation des cellules des 03 capsules est mentionnée sur la figure IV.38.

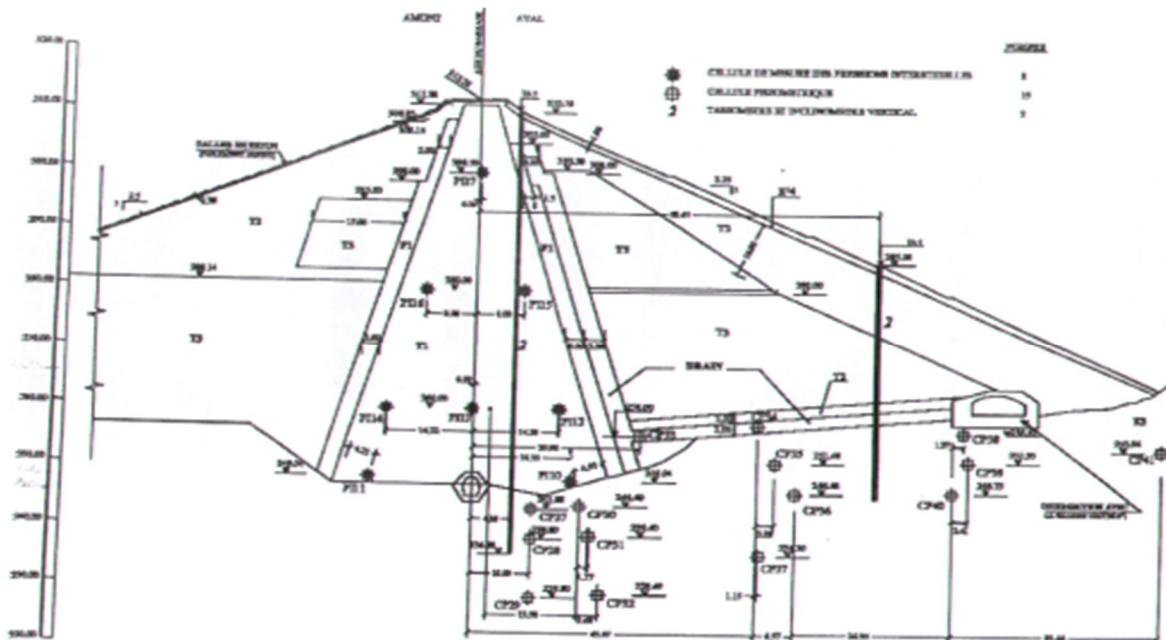


Figure IV.38 : Profil d'auscultation P4 (Tractebel, 2000b)

Les caractéristiques des cellules de pressions interstitielles sont mentionnées sur le tableau IV.20.

Tableau IV.20 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles en noyau
 Profil 4 - Niveau 260 NGA (Tractebel, 2000a)

Cellule	Profil	Situation	Date de pose	Z de pose (m)
PI12	P4	Partie inférieure du noyau	01/09/1997	260
PI13	P4	Partie inférieure du noyau	07/10/1997	260
PI14	P4	Partie inférieure du noyau	07/10/1997	260

L'évolution des pressions interstitielles est consignée sur la figure IV.39.

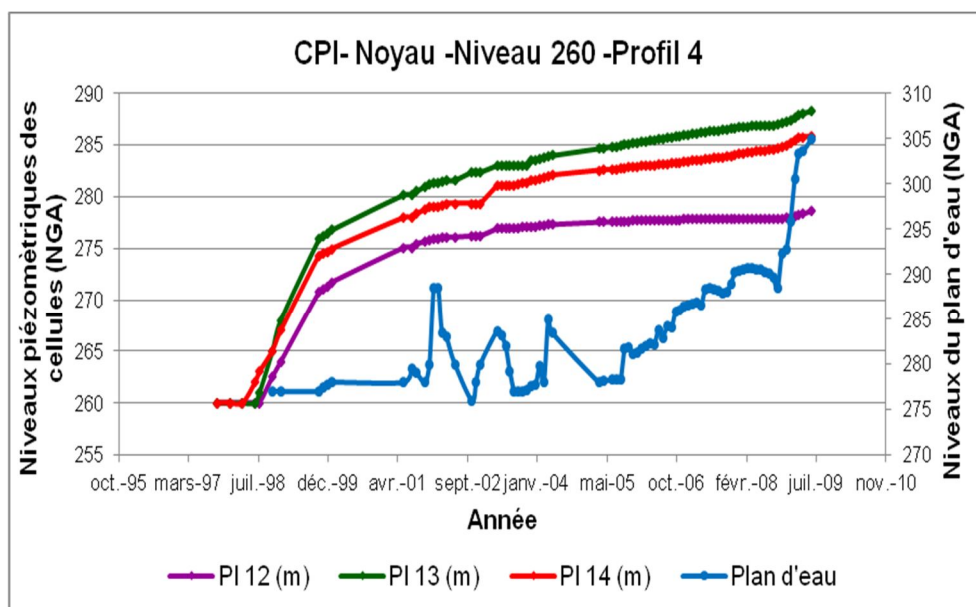


Figure IV.39: Evolution des pressions interstitielles- Noyau - Profil 4 – niveau 260 NGA

Au niveau 260 m, la totalité des cellules indiquent une montée des pressions interstitielles pendant la phase de mise en place des remblais. Les pressions interstitielles de ces cellules ont continué à augmenter pendant l'exploitation du barrage.

- Profil 5 et profil 6

Les figures IV.40 et IV.41 montrent les niveaux d'installations des cellules au niveau des profils d'auscultation 5 et 6.

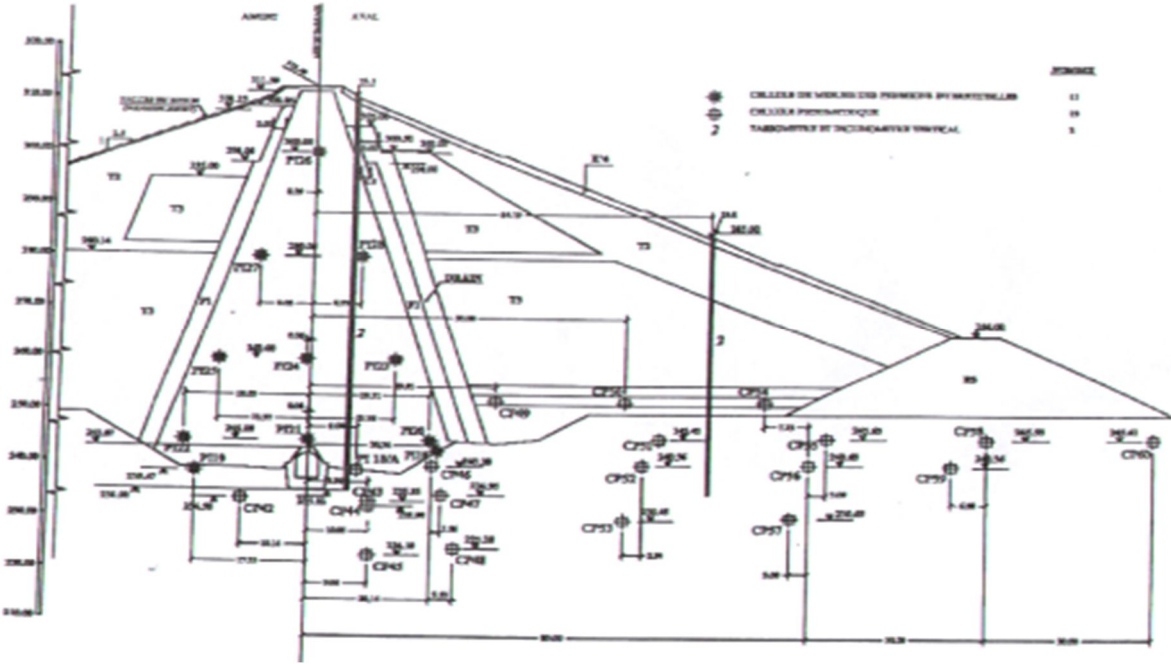


Figure IV.40 : Profil d'auscultation P5 (Tractebel, 2000b)

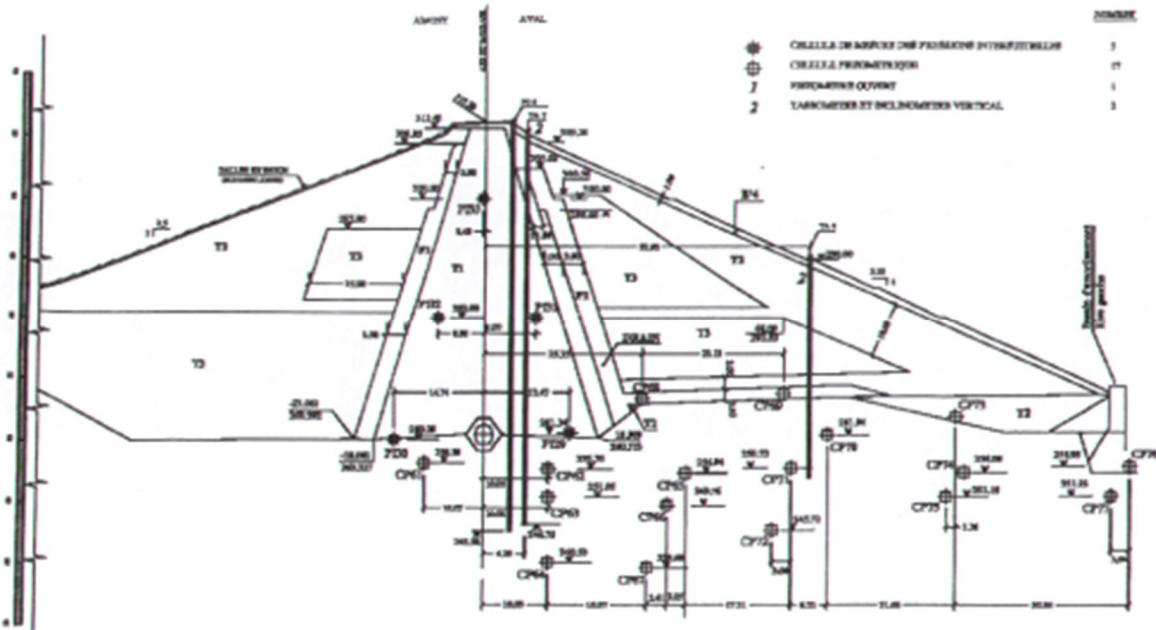


Figure IV.41 : Profil d'auscultation P6 (Tractebel, 2000b)

De la même manière que les autres profils, les tableaux IV.21 et IV.22 récapitulent les caractéristiques des cellules de pressions interstitielles respectivement sur les profils 5 et 6. Les figures IV.42 et IV.43 résument par contre l'évolution des pressions interstitielles sur les mêmes profils.

Tableau IV.21 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles en noyau
Profil 5 - Niveau 260 NGA (Tractebel, 2000a)

Cellule	Profil	Situation	Date de pose	Z de pose (m)
PI23	P5	Partie inferieure du noyau	07/10/1998	260
PI24	P5	Partie inferieure du noyau	07/10/1998	260
PI25	P5	Partie inferieure du noyau	07/10/1998	260

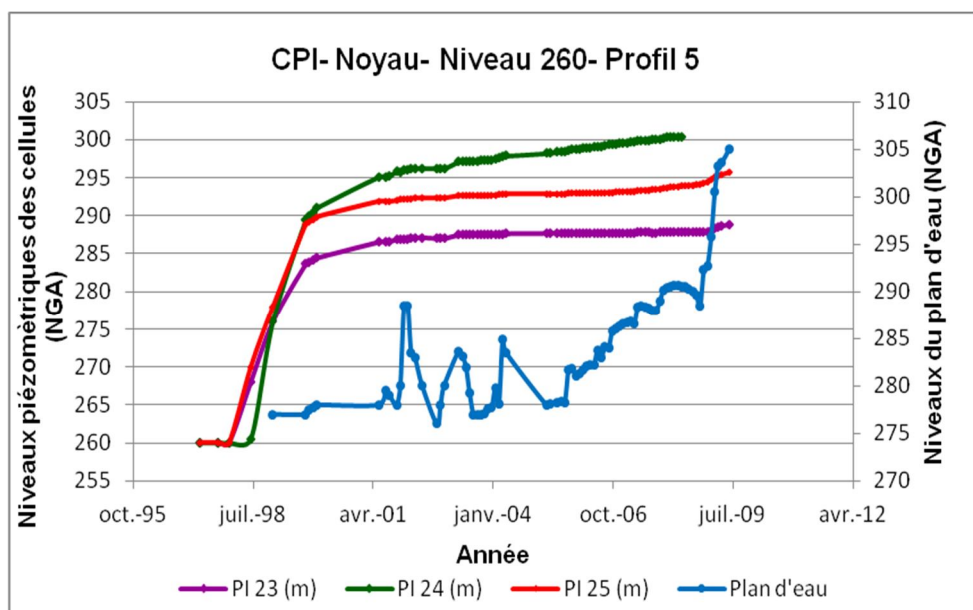


Figure IV.42 : Evolution des pressions interstitielles - Noyau - Profil 5 – niveau 260 NGA

Pour le profil 6, les caractéristiques des cellules de pressions interstitielles sont récapitulées sur le tableau IV.22.

Tableau IV.22 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles en noyau
Profil 6 - Niveau 260 NGA (Tractebel, 2000a)

Cellule	Profil	Situation	Date de pose	Z de pose (m)
PI29	P6	Partie inferieure du noyau	15/10/1997	261,34
PI30	P6	Partie inferieure du noyau	26/10/1997	260,29

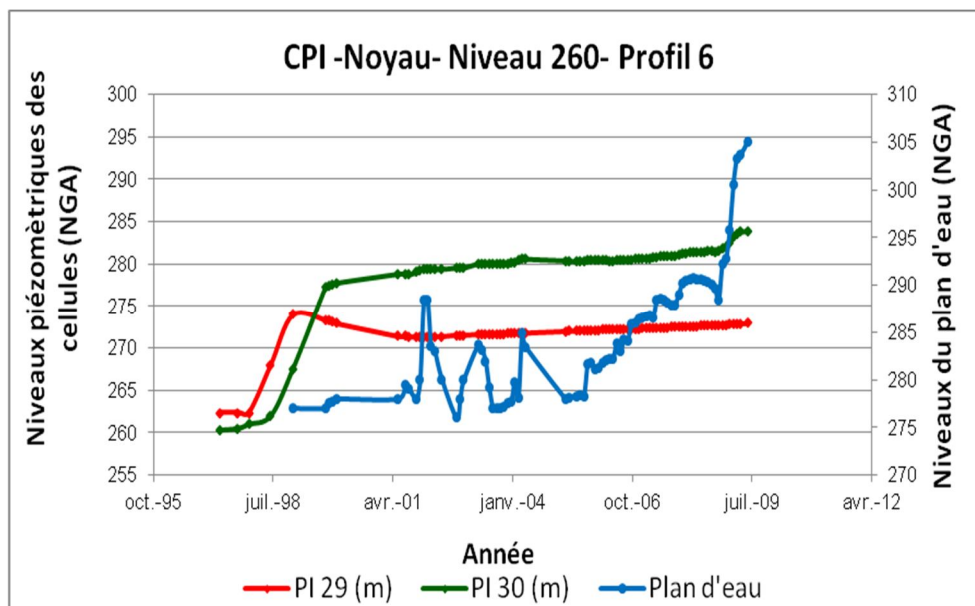


Figure IV.43 : Evolution des pressions interstitielles- Noyau - Profil 6 – niveau 260 NGA

Au niveau de la capsule PI 29, qui se situe au voisinage du drain, on remarque, au début, une augmentation de la pression interstitielle ensuite une diminution de celle-ci (270 NGA), ceci met en évidence le phénomène de consolidation.

D'après, l'analyse engagée, il peut être déduit les conclusions suivantes :

Au niveau 260 NGA, la totalité des cellules indiquent une montée rapide des pressions interstitielles pendant la phase de mise en place des remblais. L'augmentation devient faible par la suite. Pour la cellule PI24, son évolution récente est proche du niveau du plan d'eau. Les valeurs mesurées montrent que ces pressions de consolidation ne sont pas encore dissipées puisque les niveaux fluctuent en fonction de la localisation des cellules.

Le critère d'alarme définis dans le cahier d'instruction pour les cellules de pression interstitielles du noyau pendant la mise en eau est défini par :

$U < 0,75 \cdot H$, avec :

- U : pression interstitielle en m
- H : hauteur du remblai au-dessus de la cellule en m

Le tableau IV.23 donne les coefficients U/H qui peuvent être retenus pour la vérification du critère d'alarme. Les figures IV.44 et IV.45 schématisent cette vérification. En effet, pour ces cellules PI24 et PI25 ce critère est limite. Ces cellules méritent une attention particulière en termes de suivi.

Tableau IV.23 : Valeurs U/H, zone du noyau – Niveau 260

Cellule	H (m)	U (m)	U/H
PI 12	48	18,34	0,38
PI 13	52	28,05	0,54
PI 14	48	25,775	0,54
PI 23	48	28,69	0,6
PI 24	52	40,445	0,78
PI 25	48	35,4	0,74
PI 29	46,7	11,525	0,25
PI 30	47,7	23,51	0,5

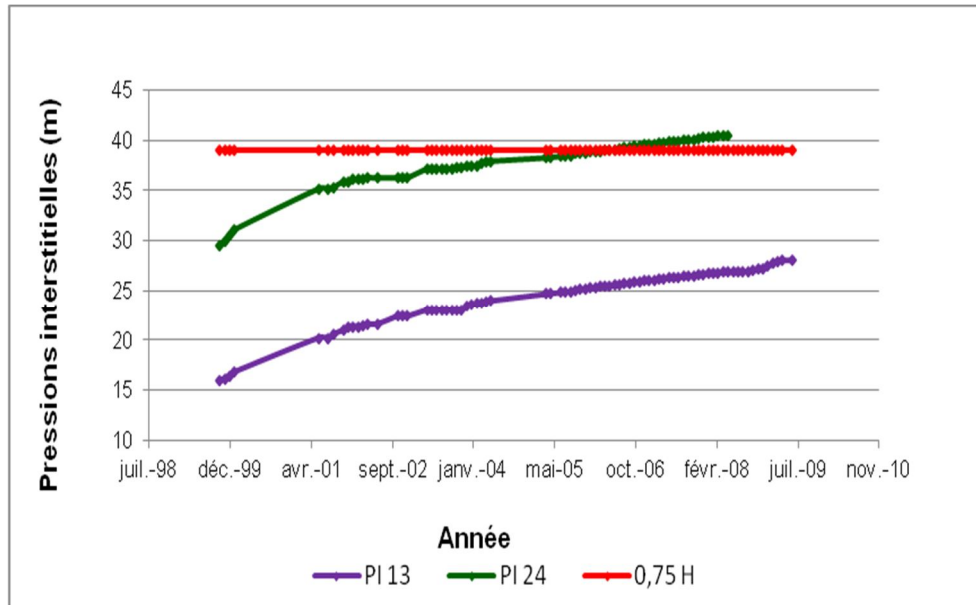


Figure IV.44 : Evolution des pressions interstitielles en noyau comparées au critère d'alarme Niveau 260 NGA- Cellules PI 13 et PI 24

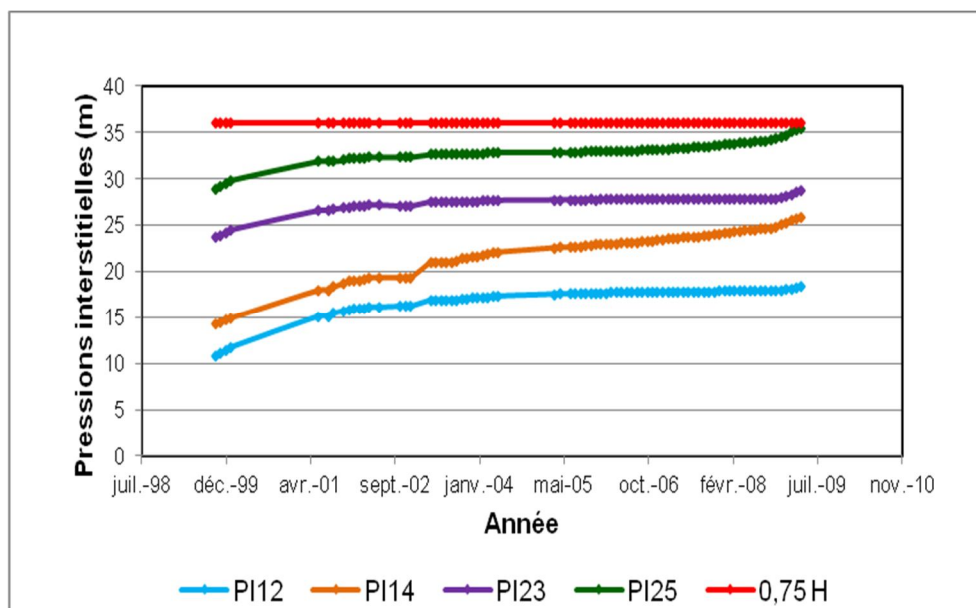


Figure IV.45 : Evolution des pressions interstitielles en noyau comparées au critère d'alarme Niveau 260 NGA- Cellules PI12, PI14, PI23 et PI24

II.3.3.3. Au niveau 280 NGA

Au niveau 280 NGA, les tableaux de IV.24 à IV.28 donnent les caractéristiques des cellules de pressions interstitielles installées respectivement sur le profil 3, 4, 5, 6, et 7. Les figures de IV.46 à IV.50 récapitulent l'évolution des pressions interstitielles sur ces mêmes profils.

- Profil 3

Les caractéristiques des cellules de pressions interstitielles, pour le profil 3 sont mentionnées sur le tableau IV.24.

Tableau IV.24 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles en noyau
Profil 3 - Niveau 280 NGA (Tractebel, 2000a)

Cellule	Profil	Situation	Date de pose	Z de pose (m)
PI7	P3	Partie inferieure du noyau	17/02/1998	278,85
PI8	P3	Partie inferieure du noyau	17/02/1998	279

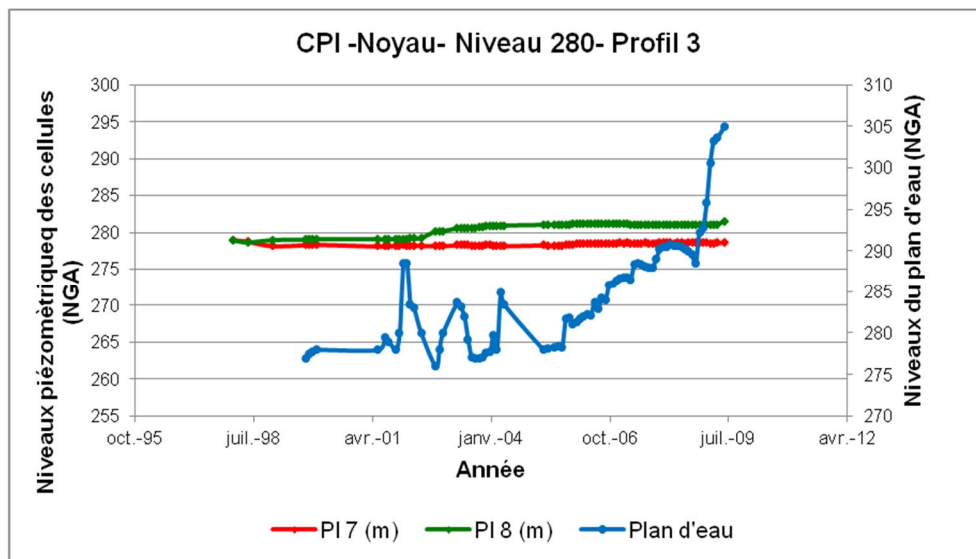


Figure IV.46 : Evolution des pressions interstitielles - Noyau – niveau 280 - Profil 3

- Profil 4

Les caractéristiques des cellules de pressions interstitielles, pour le profil 4 sont mentionnées sur le tableau IV.24.

Tableau IV.25 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles en noyau
Profil 4 - Niveau 280 NGA (Tractebel, 2000a)

Cellule	Profil	Situation	Date de pose	Z de pose (m)
PI15	P4	Milieu du noyau	10/03/1998	280
PI16	P4	Milieu du noyau	10/03/1998	280

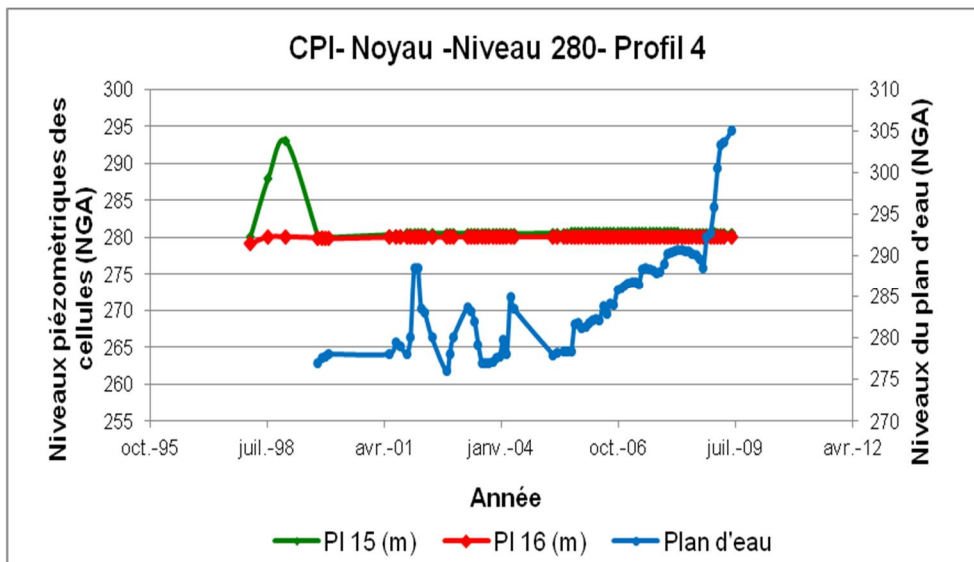


Figure IV.47 : Evolution des pressions interstitielles - Noyau – niveau 280 - Profil 4

- Profil 5

Les caractéristiques des cellules de pressions interstitielles, pour le profil 5 sont mentionnées sur le tableau IV.26.

Tableau IV.26 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles en noyau
Profil 5 - Niveau 280 NGA (Tractebel, 2000a)

Cellule	Profil	Situation	Date de pose	Z de pose (m)
PI27	P5	Milieu du noyau	10/03/1998	280
PI28	P5	Milieu du noyau	10/03/1998	280

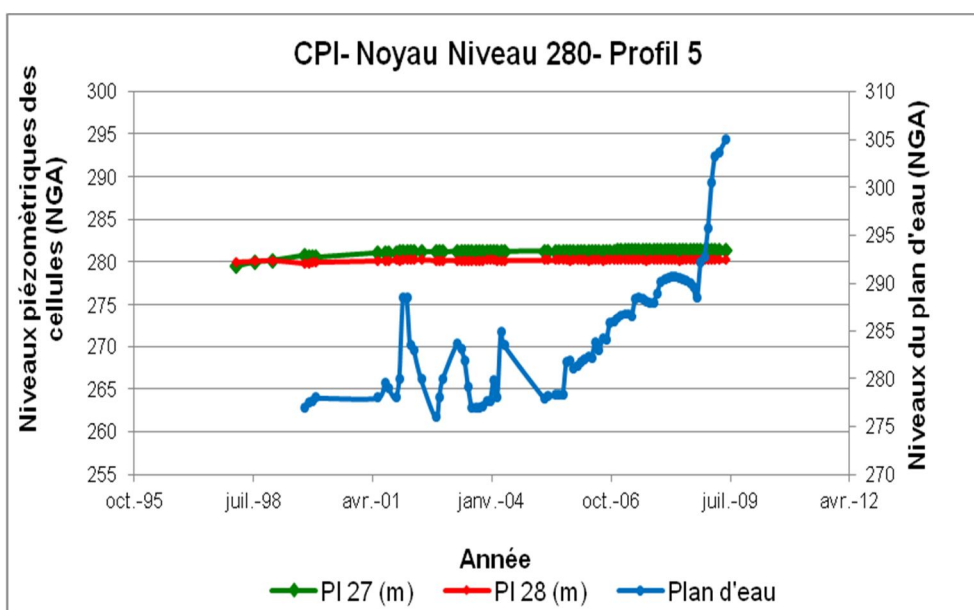


Figure IV.48 : Evolution des pressions interstitielles - Noyau – niveau 280 - Profil 5

- Profil 6

Pour ce profil, le tableau IV.27 donne les caractéristiques des cellules de pressions interstitielles y installées.

Tableau IV.27 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles en noyau
Profil 6 - Niveau 280 NGA (Tractebel, 2000a)

Cellule	Profil	Situation	Date de pose	Z de pose (m)
PI31	P6	Milieu du noyau	10/03/1998	280
PI32	P6	Milieu du noyau	10/03/1998	280

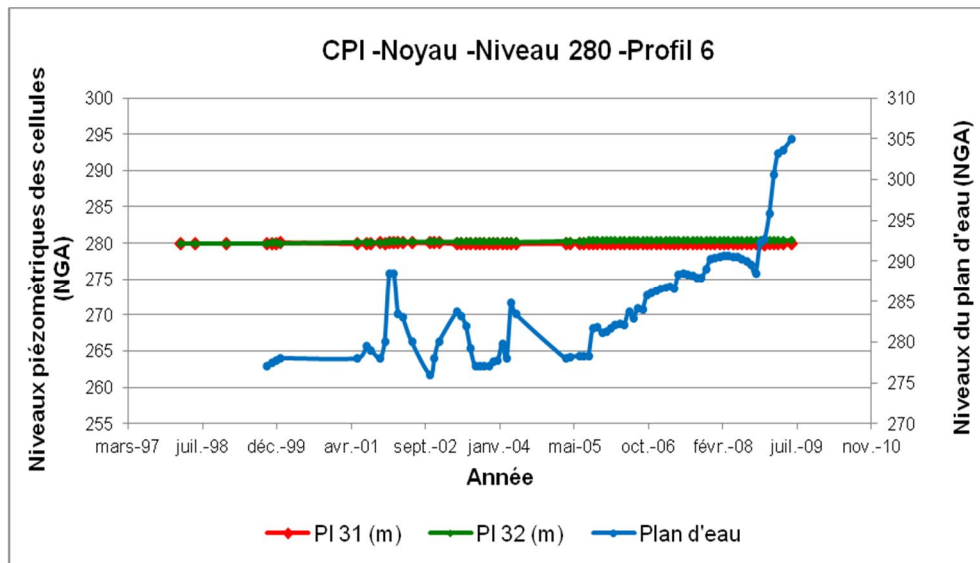


Figure IV.49 : Evolution des pressions interstitielles - Noyau – niveau 280 - Profil 6

- Profil 7

Les caractéristiques des cellules de pressions interstitielles, pour le profil 7 sont mentionnées sur le tableau IV.28.

Tableau IV.28 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles en noyau
Profil 7 - Niveau 280 NGA (Tractebel, 2000a)

Cellule	Profil	Situation	Date de pose	Z de pose (m)
PI34	P7	Partie inferieure du noyau	03/03/1998	279,84
PI35	P7	Partie inferieure du noyau	04/03/1998	279,5

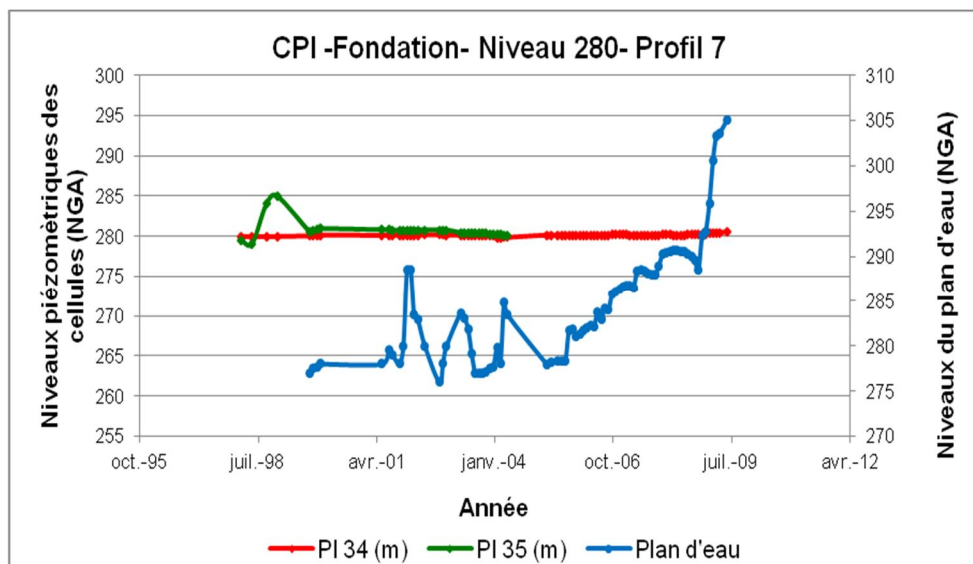


Figure IV.50 : Evolution des pressions interstitielle - Noyau – niveau 280 - Profil 7

Les critères de validation du comportement hydraulique du barrage sont liés à l'évaluation du rapport U/H. Le tableau IV.29 donne ces valeurs pour le niveau 280 NGA.

Tableau IV.29 : Valeurs U/H, zone du noyau – Niveau 280 NGA

Cellule	H (m)	U (m)	U/H
PI 7	29,15	0,15	0,005
PI 8	29	3	0,103
PI 15	28	13,5	0,48
PI 16	28	0,1	0,0035
PI 27	28	0,1	0,0035
PI 28	28	1	0,035
PI 31	28	0,1	0,0035
PI 32	28	0,1	0,0035
PI 34	28,16	0,16	0,0057
PI 35	28,5	5,5	0,19

En guise de synthèse, les déductions ci-dessous sont à citer :

Au niveau 280 NGA, seule le cellule PI 15 (Partie amont du noyau) traduisent une légère montée pendant la mise en place du remblai. En 1999, toutes les cellules indiquent un niveau proche de leur cote de pose, soit 280NGA.

II.3.3.4. Au niveau 286 NGA

- Profil 2

Le tableau IV.30 donne, pour le profil 2 et au niveau 286 NGA, les caractéristiques des 2 cellules PI4 et PI5 y installées.

Tableau IV.30 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles en noyau
 Profil 2 - Niveau 286 NGA (Tractebel, 2000a)

Cellule	Profil	Situation	Date de pose	Z de pose (m)
PI4	P2	Partie inferieure du noyau	31/05/1998	286,2
PI5	P2	Partie inferieure du noyau	31/05/1998	286,2

L'évolution des pressions interstitielles de ces cellules est illustrée sur la figure IV.51.

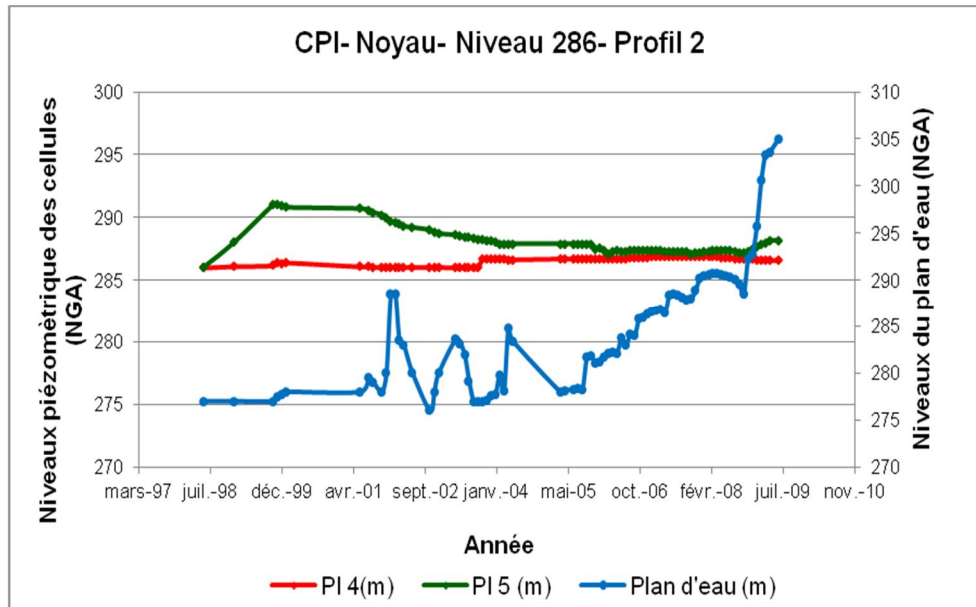


Figure IV.51 : Evolution des pressions interstitielles - Noyau – niveau 286 - Profil 2

Au niveau 286 NGA, seule la cellule PI 5 (Partie inférieure du noyau) traduit une montée pendant la mise en place du remblai d'environ 6 m.

Tableau IV.31 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles en noyau
 Profil 2 - Niveau 286 NGA (Tractebel, 2000a)

Cellule	H (m)	U (m)	U/H
PI 4	21,8	2,2	0,10
PI 5	21,8	4,8	0,22

II.3.3.5. Au niveau 288 NGA

- Profil 1

Le tableau IV.32 et la figure IV.52 donnent respectivement, pour le profil 1, au niveau 288 NGA les caractéristiques des cellules de pressions interstitielles ainsi que leurs évolutions.

Tableau IV.32 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles en noyau
 Profil 1 - Niveau 288 NGA (Tractebel, 2000a)

Cellule	Profil	Situation	Date de pose	Z de pose (m)
PI1	P1	Partie inferieure du noyau	02/06/1998	288,1
PI2	P1	Partie inferieure du noyau	02/06/1998	288,1

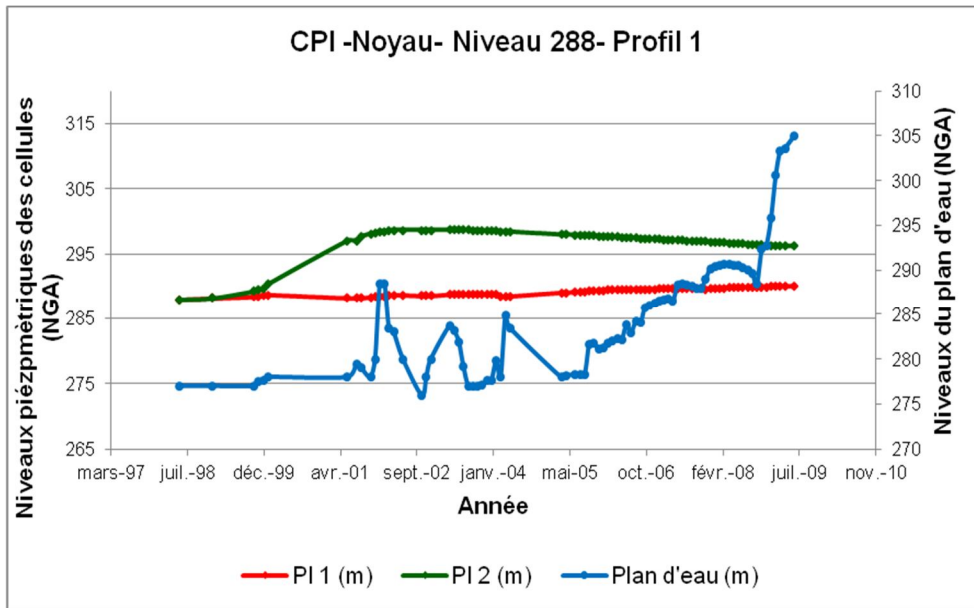


Figure IV.52 : Evolution des pressions interstitielles - Noyau – niveau 288 - Profil 1

Les rapports U/H calculées sont résumées sur le tableau IV.33.

Tableau IV.33 : Valeurs U/H, zone du noyau – Niveau 288 NGA

Cellule	H (m)	U (m)	U/H
PI 1	23,9	1,9	0,079
PI 2	23,9	10,4	0,43

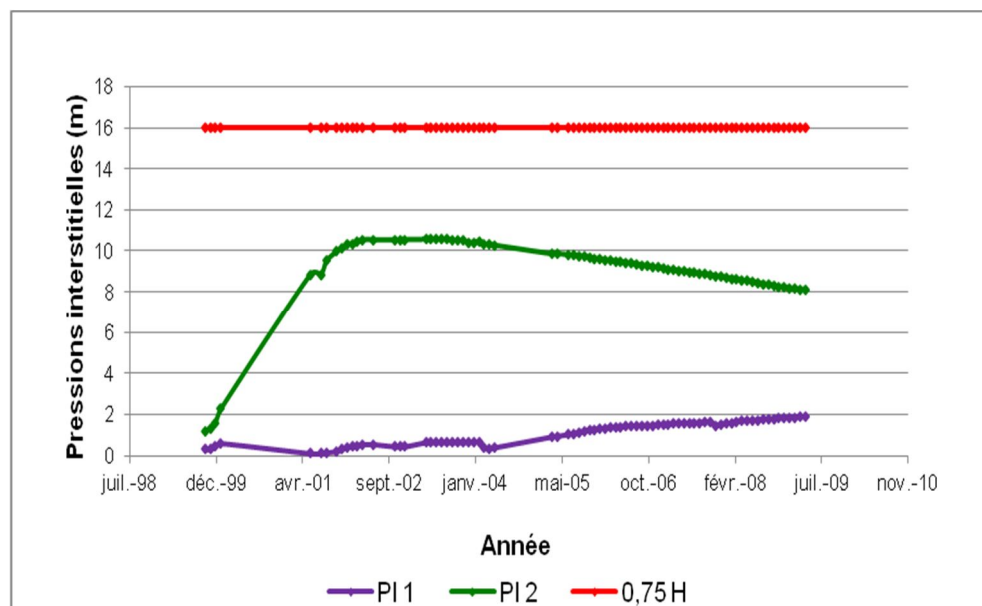


Figure IV.53 : Evolution des pressions interstitielles, en noyau comparées au critère d'alarme
 Profil 1 - Niveau 288 NGA.

En conclusion, pour ce niveau, il n'y a pas de signes particuliers à signaler à l'exception de la cellule PI2, pendant l'année 2003, ou le rapport U/H est proche de 0.5.

II.3.3.6. Au niveau 300 NGA

Pour ce niveau, les tableaux de IV.34 à IV.40 et les figures de IV.54 à IV.60 illustrent, d'une part les caractéristiques des cellules installées à ce niveau, pour différents profil, et l'évolution des pressions interstitielles d'autre part.

- Profil 1

Tableau IV.34 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles en noyau
Profil 1 - Niveau 300 NGA (Tractebel, 2000a)

Cellule	Profil	Situation	Date de pose	Z de pose (m)
PI3	P1	Partie supérieure du noyau	24/09/1998	300

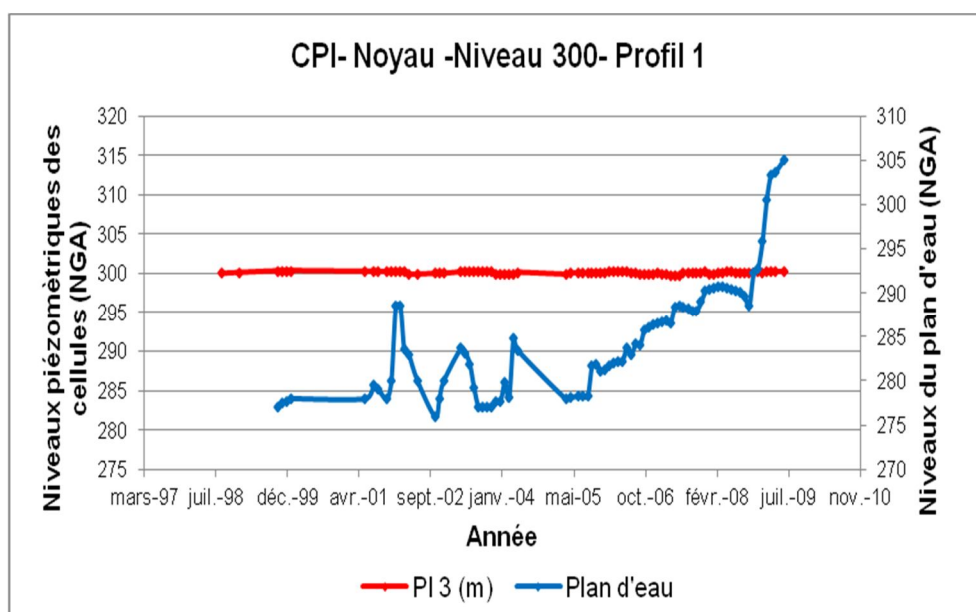


Figure IV.54 : Evolution des pressions interstitielles - Noyau – niveau 300 - Profil 1

- Profil 2

Pour le profil 2, les caractéristiques des cellules sont mentionnées sur le tableau IV.35.

Tableau IV.35 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles en noyau
Profil 2 - Niveau 300 NGA (Tractebel, 2000a)

Cellule	Profil	Situation	Date de pose	Z de pose (m)
PI6	P2	Partie supérieure du noyau	24/09/1998	300

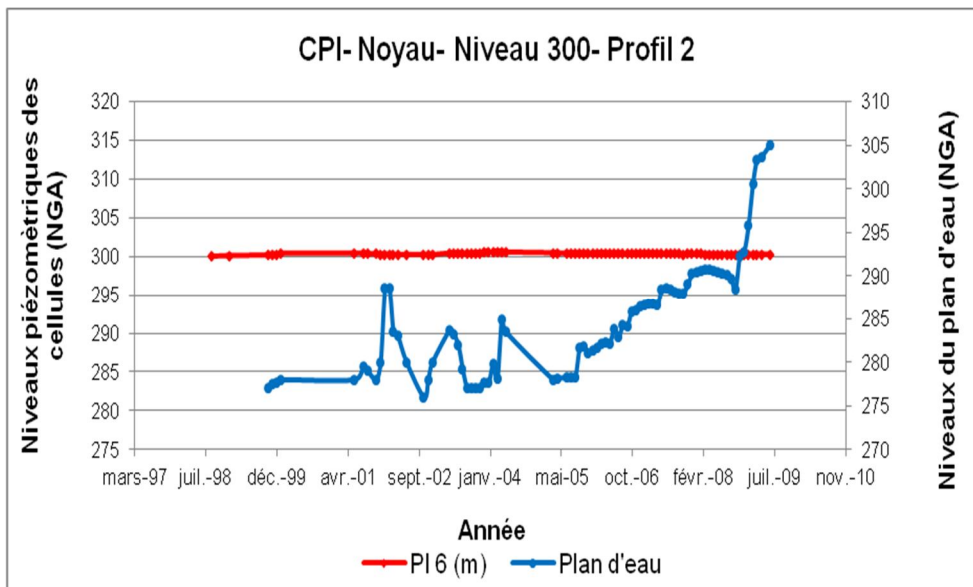


Figure IV.55 : Evolution des pressions interstitielles - Noyau – niveau 300 - Profil 2

- Profil 3

Le tableau IV.36 donne, pour le profil 2, les caractéristiques des cellules y installées.

Tableau IV.36 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles en noyau
Profil 3 - Niveau 300 NGA (Tractebel, 2000a)

Cellule	Profil	Situation	Date de pose	Z de pose (m)
PI9	P3	Partie supérieure du noyau	04/10/1998	300

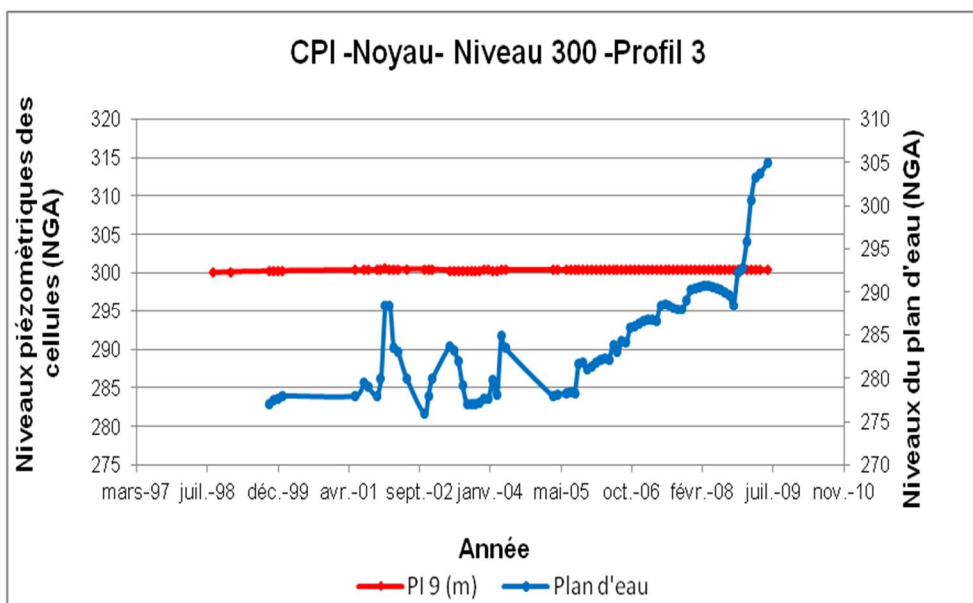


Figure IV.56 : Evolution des pressions interstitielles, en noyau – niveau 300 - Profil 3

- Profil 4

Pour le profil 4, les caractéristiques des cellules sont mentionnées sur le tableau IV.37.

Tableau IV.37 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles en noyau
 Profil 4 - Niveau 300 NGA (Tractebel, 2000a)

Cellule	Profil	Situation	Date de pose	Z de pose (m)
PI17	P4	Partie supérieure du noyau	04/10/1998	300

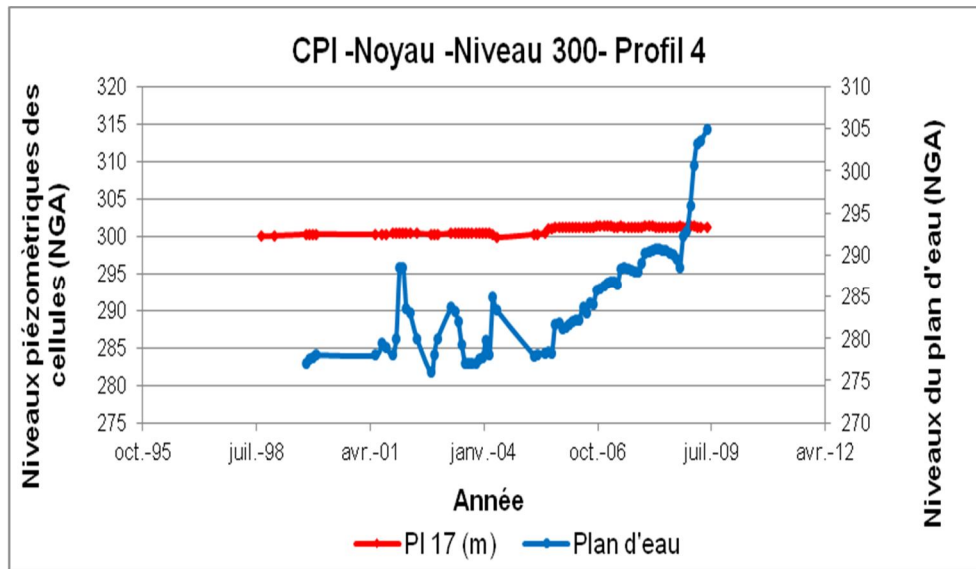


Figure IV.57 : Evolution des pressions interstitielles, en noyau – niveau 300 - Profil 4

- Profil 5

Pour le profil 5, les caractéristiques des cellules sont mentionnées sur le tableau IV.38.

Tableau IV.38 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles en noyau
 Profil 5 - Niveau 300 NGA (Tractebel, 2000a)

Cellule	Profil	Situation	Date de pose	Z de pose (m)
PI26	P5	Partie supérieure du noyau	04/10/1998	300

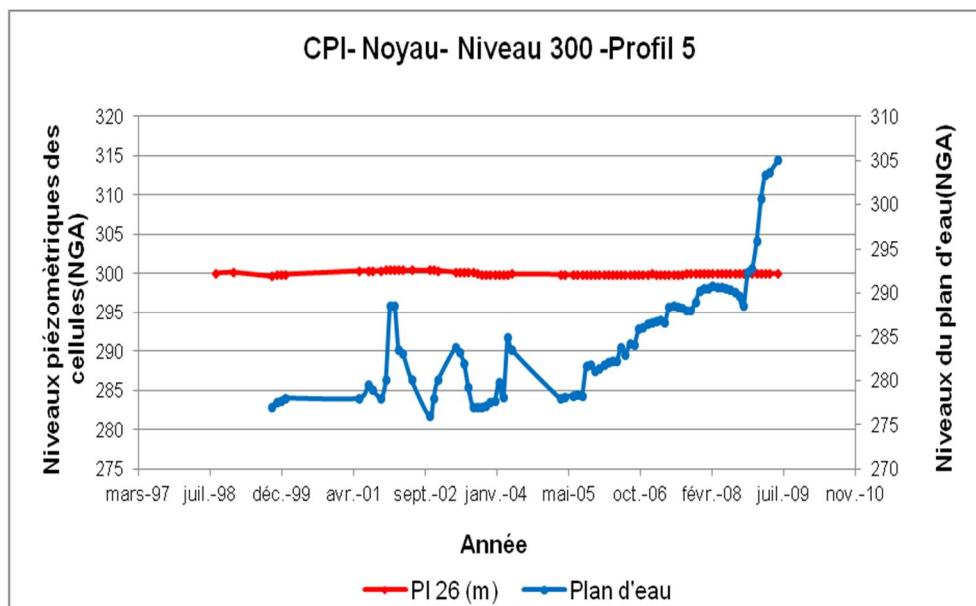


Figure IV.58 : Evolution des pressions interstitielles - Noyau – niveau 300 - Profil 5

- Profil 6

Pour le profil 6, les caractéristiques des cellules sont mentionnées sur le tableau IV.39.

Tableau IV.39 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles en noyau
 Profil 6 - Niveau 300 NGA (Tractebel, 2000a)

Cellule	Profil	Situation	Date de pose	Z de pose (m)
PI33	P6	Partie supérieure du noyau	05/10/1998	300

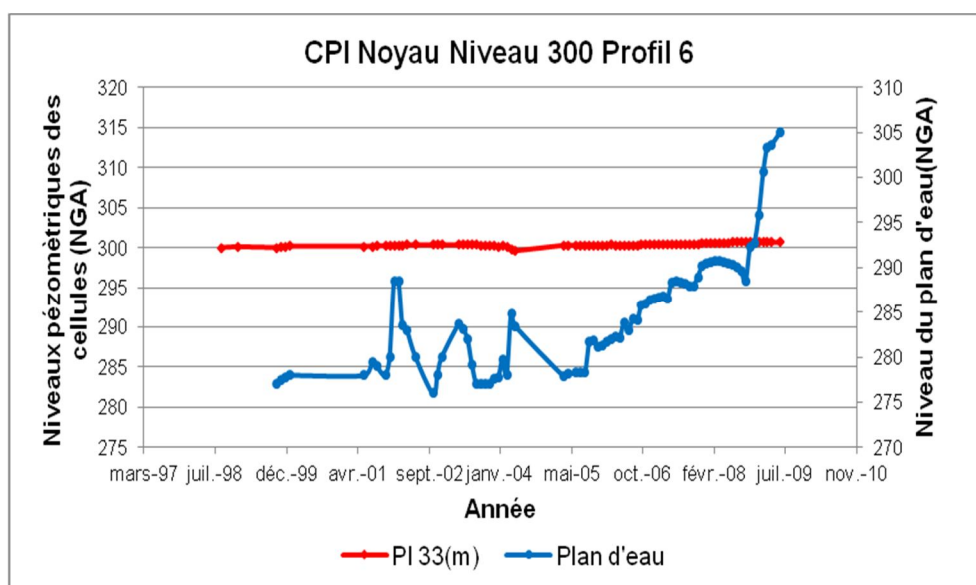


Figure IV.59 : Evolution des pressions interstitielles - Noyau – niveau 300 - Profil 6

- Profil 7

Le tableau IV.40 résume les caractéristiques des cellules de pressions interstitielles installées au niveau 300 NGA.

Tableau IV.40 : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles en noyau
Profil 7 - Niveau 300 NGA (Tractebel, 2000a)

Cellule	Profil	Situation	Date de pose	Z de pose (m)
PI36	P7	Partie supérieure du noyau	06/10/1998	300

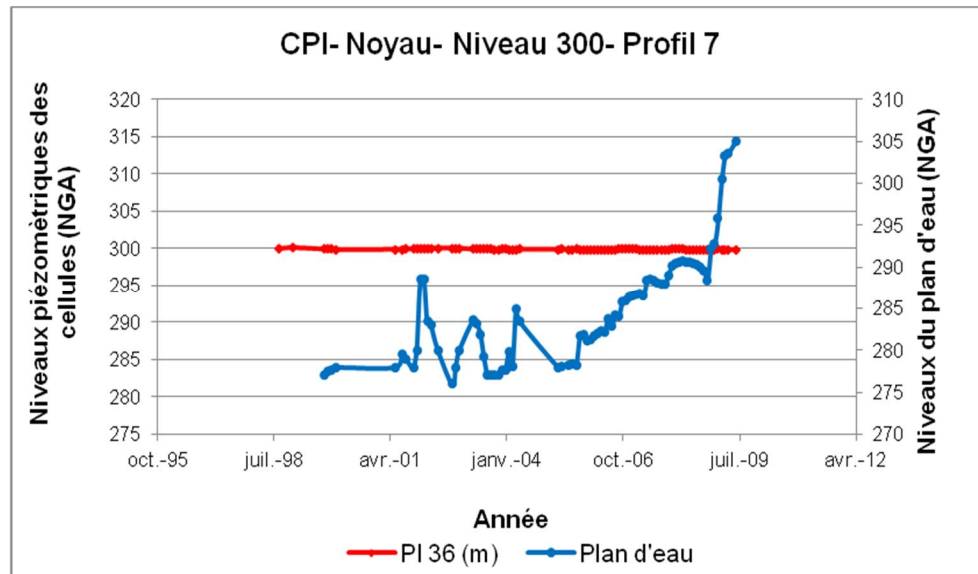


Figure IV.60 : Evolution des pressions interstitielles - Noyau – niveau 300 - Profil 7

En terme de synthèse, au niveau 300 NGA, toutes les cellules indiquent un niveau proche de leur cote de pose.

II.3.4. Pressions interstitielles installées dans le tapis drainant horizontal du barrage

Le tableau IV.41 donne les caractéristiques des 11 cellules de pressions interstitielles installées dans le drain.

Tableau IV.41. : Caractéristiques des cellules de pressions interstitielles au niveau des drains
(Tractebel, 2000a)

Cellule	Profil	Date d'installation	Z de pose (m)
CP5	Profil 1	17/10/1998	303,36
CP9	Profil 2	30/06/1998	292,6
CP25	Profil 3	22/03/1998	282
CP33	Profil 4	15/09/1997	256
CP34	Profil 4	01/09/1997	256,2
CP49	Profil 5	07/09/1997	250,1

CP50	Profil 5	19/08/1997	250,65
CP54	Profil 5	17/08/1997	250,67
CP68	Profil 6	29/10/1997	264,54
CP69	Profil 6	29/10/1997	265,69
CP73	Profil 6	25/10/1997	260,7

La figure IV.61 récapitule l'évolution des pressions interstitielles installées dans le drain.

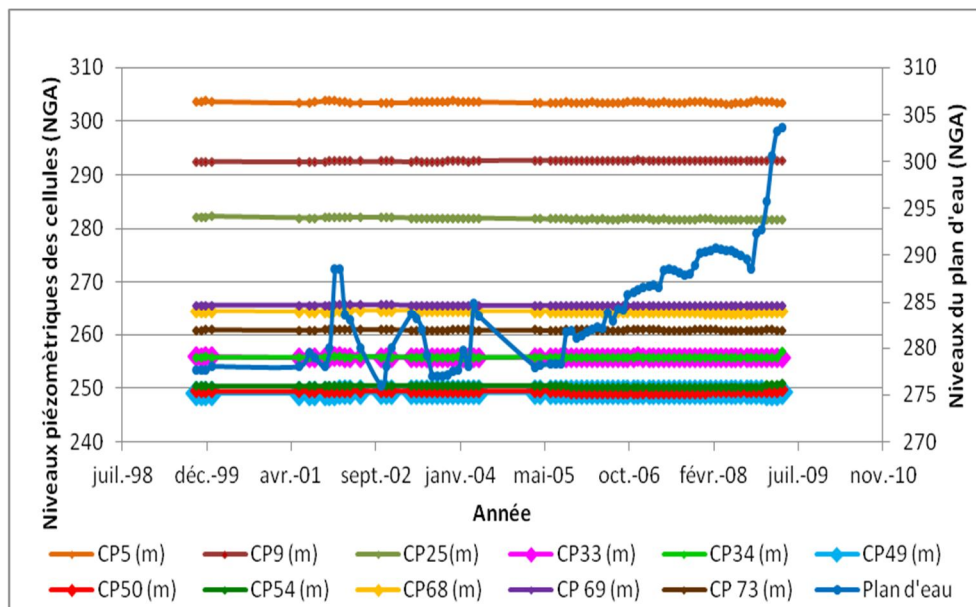


Figure IV.61 : Evolution des pressions interstitielles au niveau des drains

Les cellules installées dans le drain indiquent des niveaux stables, cette conclusion, peut, à priori, être expliquée par le non établissement du régime d'écoulement permanent de l'amont vers l'aval.

II.3.5. Pressions autour de la galerie de dérivation

Des cellules des pressions totales et de pressions interstitielles ont été installées au sommet et sur les cotés de la galerie de dérivation. Ceci permet d'avoir une idée sur la pression effective à l'interface béton - remblai. La galerie de dérivation, se situe en rive droite à proximité du profil 6.

Les figures IV.62 et IV.63 schématisent la répartition en plan et en traves des cellules de pressions autour de la galerie de dérivation.

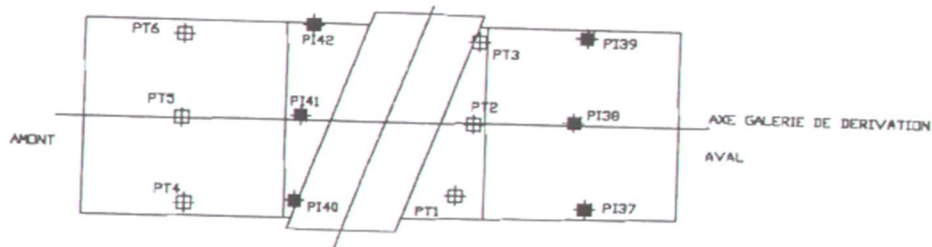


Figure IV.62 : Localisation en plan des cellules de pressions autour de la galerie de dérivation
(Tractebel, 2000b)

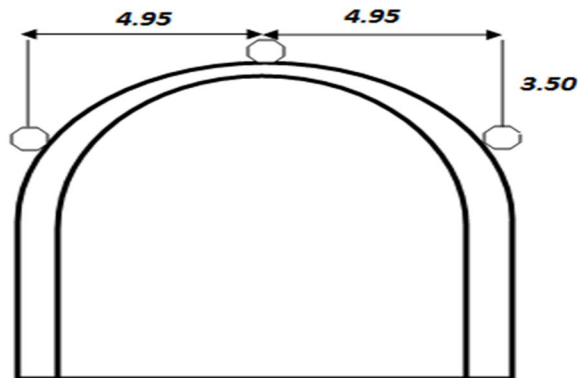


Figure IV.63 : Localisation en travers des cellules de pressions autour de la galerie de dérivation
(Tractebel, 2000b)

II.3.5. 1. Pressions interstitielles

Le tableau IV.42 et la figure IV.64 résumant respectivement les caractéristiques des cellules installées au tour de la galerie de dérivation ainsi que leur évolution temporelle.

Tableau IV.42 : Caractéristiques des cellules de pressions totales au niveau des drains
(Tractebel, 2000a)

Cellule	Profil	Situation	Date de pose	Z de pose (m)
PI37	GD	Proche du profil 6 cote aval	20/11/1997	263,54
PI38	GD	Proche du profil 6 coté aval	29/11/1997	267,84
PI39	GD	Proche du profil 6 coté aval	05/11/1997	264,47
PI40	GD	Proche du profil 6 coté amont	20/11/1997	264,16
PI41	GD	Proche du profil 6 coté amont	29/11/1997	267,9
PI42	GD	Proche du profil 6 coté amont	05/11/1997	264,5
GD : Galerie de dérivation				

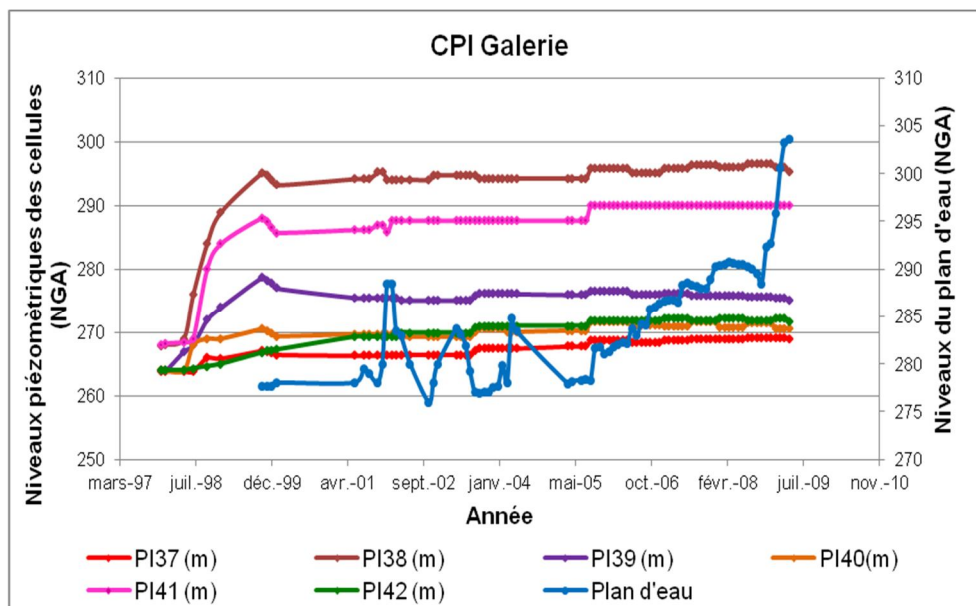


Figure IV.64 : Evolution des pressions interstitielles au niveau de la galerie de dérivation

II.3.5.2. Pressions totales

06 cellules de mesure de pressions totales ont été installées pour suivre les contraintes au contact noyau/galerie de dérivation (tableau IV.43).

Les mesures des pressions totales sont utilisées souvent quand il s'agit de connaître les valeurs des pressions totales dans des remblais ou dans l'interface de contact ouvrage-fondation.

Tableau IV.43 : Caractéristiques des cellules de pressions totales au niveau de la galerie de dérivation (Tractebel, 2000a)

Cellule	Profil	Situation	Date de pose	Z de pose (m)
PT1	GD	Sur le coté de la galerie	20/11/1997	263,72
PT2	GD	Au sommet de la galerie	30/11/1997	268
PT3	GD	Sur le coté de la galerie	05/11/1997	264,43
PT4	GD	Sur le coté de la galerie	22/11/1997	264,28
PT5	GD	Au sommet de la galerie	30/11/1997	268,06
PT6	GD	Sur le coté de la galerie	05/11/1997	264,27

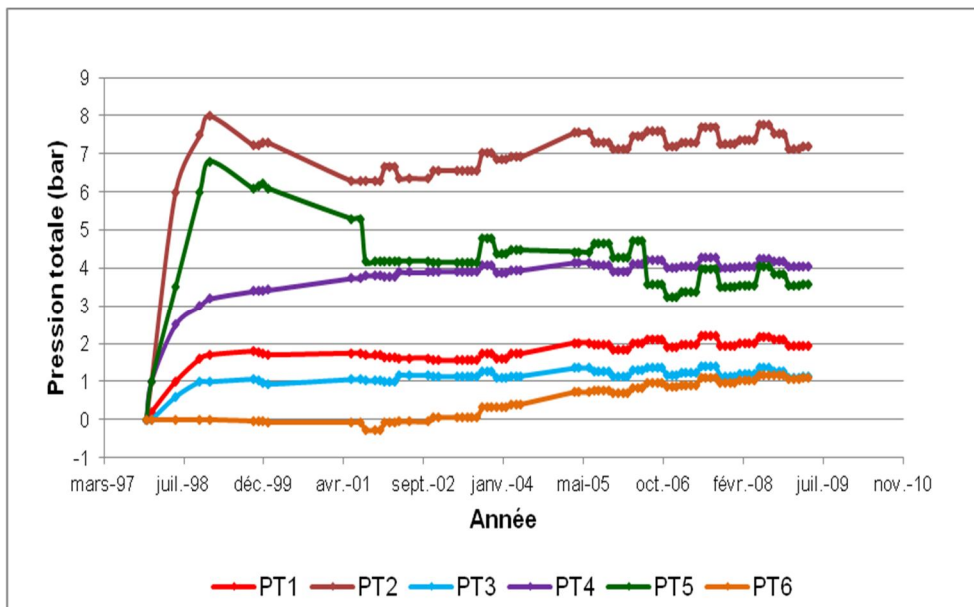


Figure IV.65 : Evolution des pressions totales au niveau de la galerie de dérivation

Les pressions totales relevées en partie haute de la galerie en fin de construction, de l'ordre de 7 à 8 bars, sont en bon accord avec la hauteur du remblai au dessus (environ 40 m).

Les figures de IV.66 à IV.71 détaillent l'évolution des pressions interstitielles et celles totales au niveau de toutes les cellules de mesures installées au niveau de la galerie de dérivation.

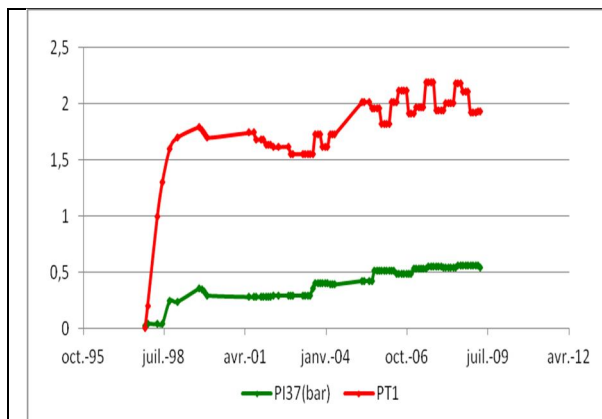


Figure IV.66 : Comparaison : Pressions interstitielles, pressions totales au niveau de la galerie de dérivation

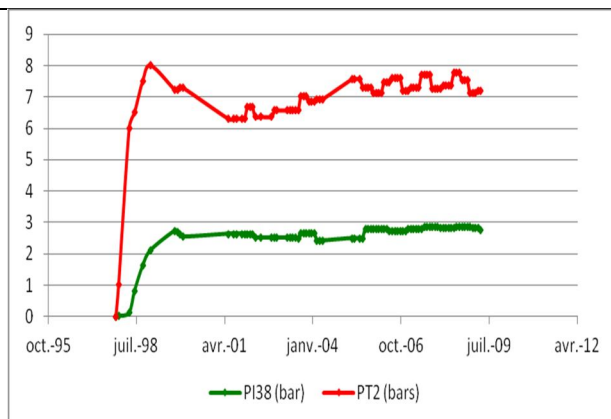


Figure IV.67 : Comparaison : Pressions interstitielles, pressions totales au niveau de la galerie de dérivation

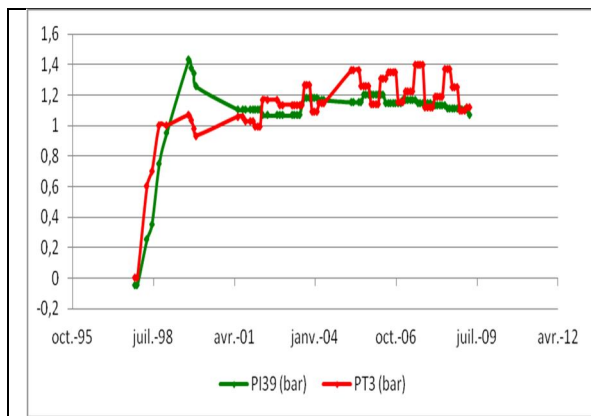


Figure IV.68 : Comparaison : pressions interstitielles, pressions totales au niveau de la galerie de dérivation

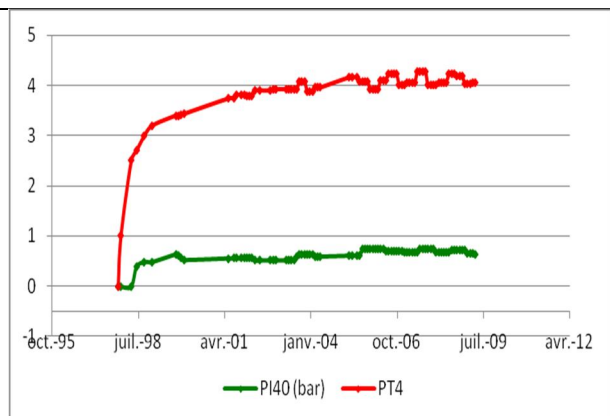


Figure IV.69 : Comparaison pressions interstitielles, pressions totales au niveau de la galerie de dérivation

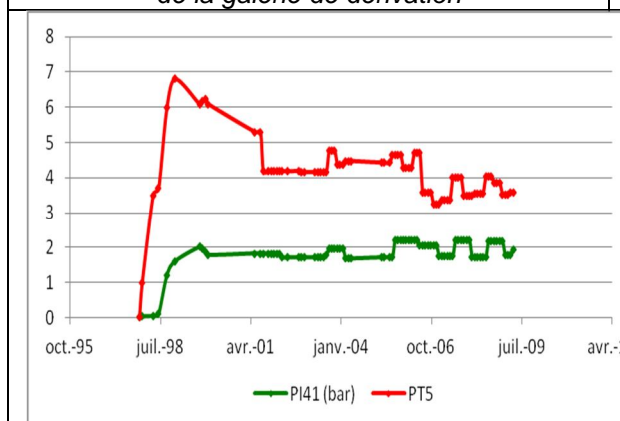


Figure IV.70 : Comparaison : pressions interstitielles, pressions totales au niveau de la galerie de dérivation

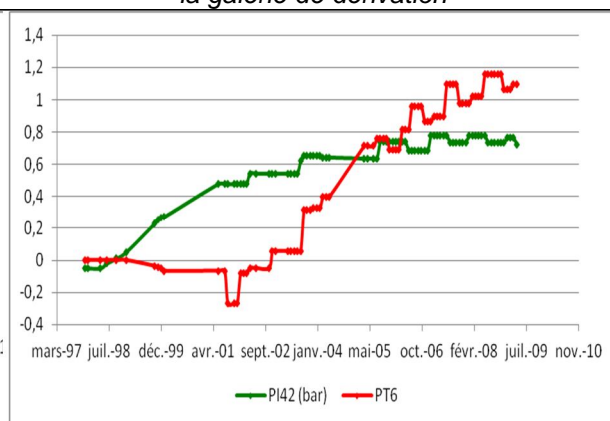


Figure IV.71 : Comparaison pressions interstitielles, pressions totales au niveau de la galerie de dérivation

Pour l'ensemble des cellules, les pressions interstitielles enregistrent des valeurs qui restent inférieures à celles totales à l'exception des cellules des cellules PI 39 et PI 42 où les pressions totales sont inférieures à celles interstitielles. La période correspondante à cet écart est relative à la mise en eau du barrage.

II.3.6. Pressions interstitielles dans la zone de l'évacuateur

L'évacuateur principal est un déversoir latéral implanté en rive droite avec coursier à deux pentes et saut de ski, Il s'étend sur 550m environ il est dimensionné pour l'évacuation de la crue centennale.

Des cellules de pressions interstitielles sont placées au dessous de l'évacuateur afin de contrôler les sous pressions dans cette région pour éviter le soulèvement de l'évacuateur. La figure IV.72 illustre le schéma d'installation de ces cellules.

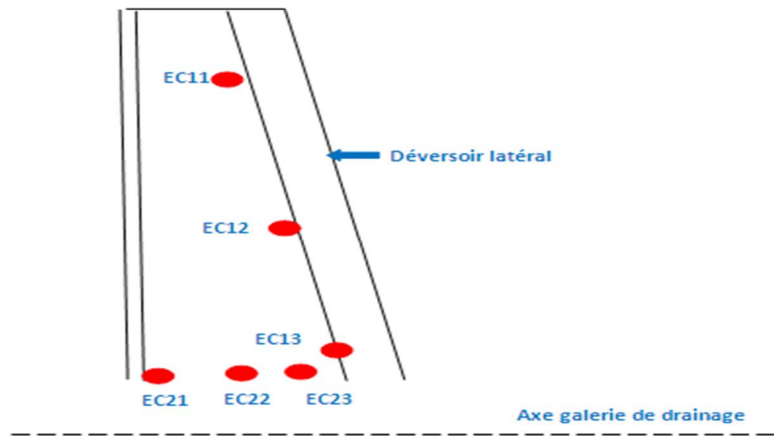


Figure IV.72 : Localisation, en plan, des cellules de pressions interstitielles dans la zone de l'évacuateur de crue (Tractebel, 2000b)

L'évolution temporelle, en relation avec la variation des niveaux du plan d'eau, des pressions interstitielles est montrée sur la figure IV.73.

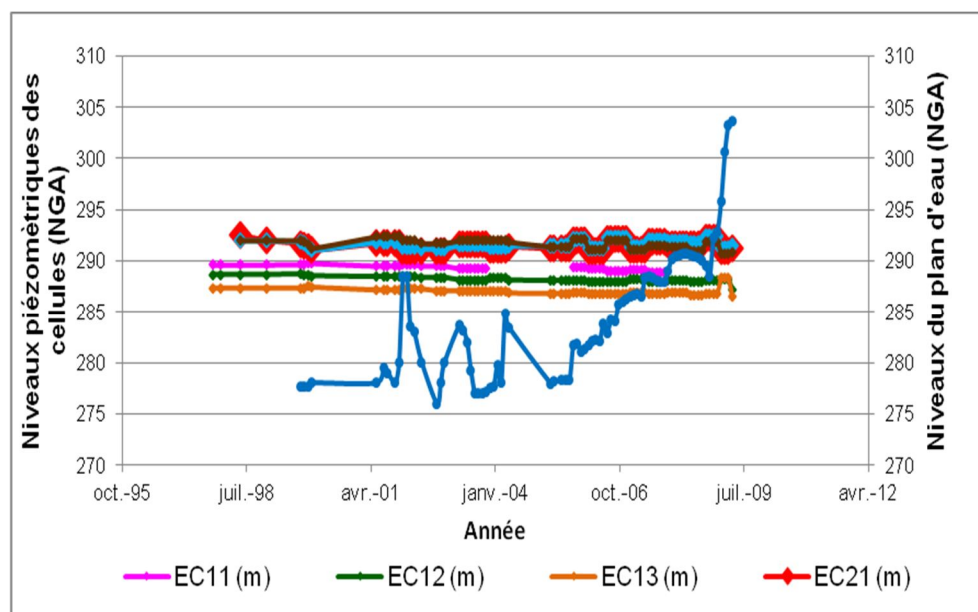


Figure IV.73 : Evolution des pressions interstitielles au niveau de l'évacuateur

Les cellules des pressions interstitielles indiquent des niveaux proches de leur cote de pose. Il n'y a pas de risque des sous pressions sous l'évacuateur

II.4. Mesure des débits et sous-pression dans la galerie de visite

II.4.1. Débit des drains au niveau de la galerie de visite et de drainage

La galerie d'injection et de drainage est une galerie sous digue à la base du noyau et se prolongeant sous l'évacuateur principal. Sa longueur est d'environ 920 m. Elle est encastree sur la moitié de sa hauteur dans la fondation. Les débits de fuite sont

mesurés sur les tubes de drainage situés dans la galerie d'injection et de drainage, et de manière globale, dans le puisard sous la chambre de mesure à la base de la galerie. 198 drains munis de vannette et de manomètre ont été installés dans la galerie d'injection. Certains drains sont équipés de manomètres et d'autres sont ouverts. La première mesure des drains de la galerie indiquée dans le registre d'exploitation a été réalisée en mai 2005.

Tableau IV.44 : Caractéristiques des drains dans la galerie de visite (Tractebel, 2000a)

Nom	Type	Position (Entre profils)	Côte (m)
DG 80	Ouvert	P3 – P4	269,95
DG 81	Ouvert	P3 – P4	269,25
DG 13	Manomètre	P4 –P5	246,01
DG 14	Manomètre	P4 –P5	245,81
DG 15	Manomètre	P4 –P5	245,57
DG 24	Manomètre	P4 –P5	242,13
DG 26	Manomètre	P4 –P5	240,03
DG 28	Manomètre	P4 –P5	239,41
DG 31	Manomètre	P4 –P5	240,35
DG 32	Manomètre	P4 –P5	241,25
DG 33	Manomètre	P4 –P5	242,17
DG 43	Manomètre	P5 –P6	248,63
DG 48	Manomètre	P5 –P6	250,05
DG 53	Manomètre	P5 –P6	250,44

Les figures de IV.74 à IV.76 donnent l'évolution des débits des drains fonctionnels.

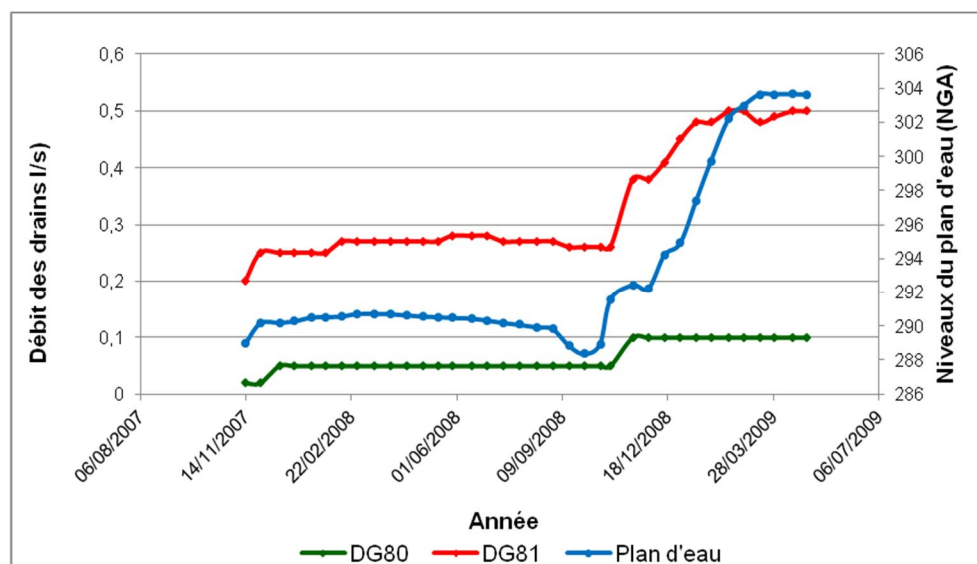


Figure IV.74 : Evolution des débits des drains dans la galerie de visite - Position P3 - P4

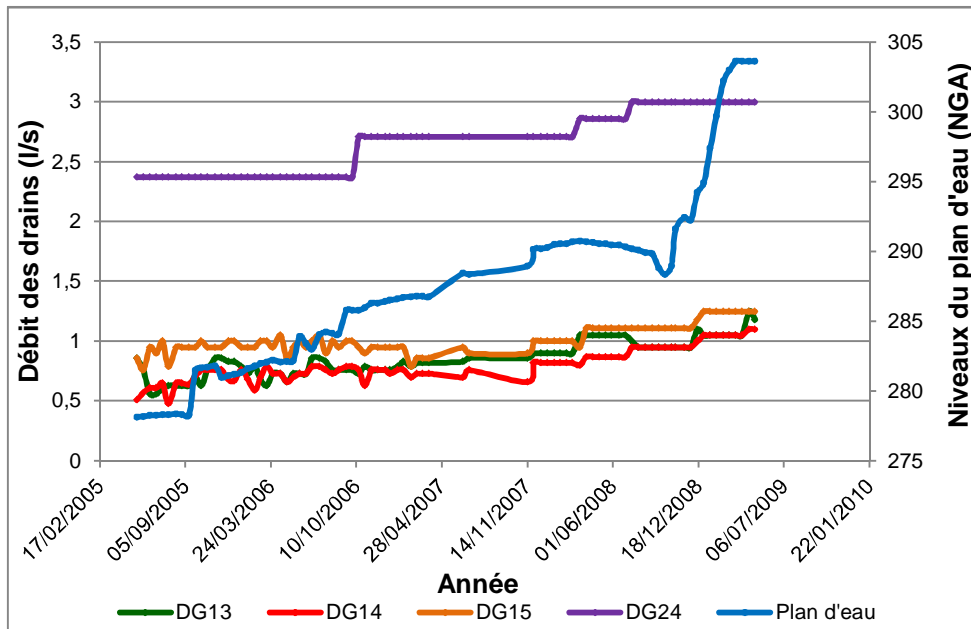


Figure IV.75 : Evolution des débits des drains dans la galerie de visite - Position P4 - P5

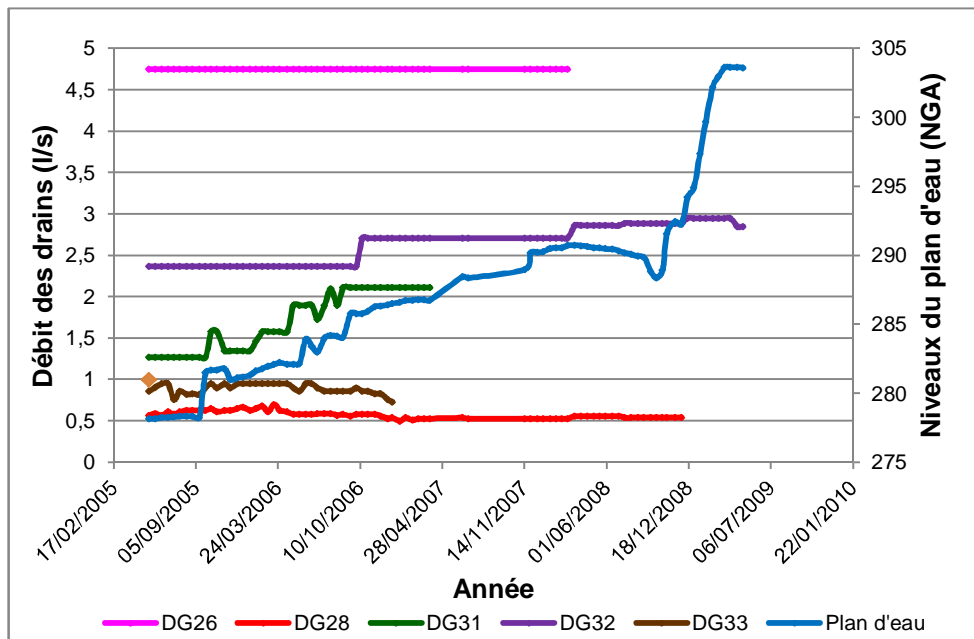


Figure IV.76: Evolution des débits des drains dans la galerie de visite - Position P4 - P5

Les drains situés de la rive gauche jusqu'au profil 3 et ceux situés entre le profil 6 et la rive droite ne débitent pas.

Les drains qui se trouvent entre les deux profils P4 et P5 débitent des quantités plus au moins importantes. Les débits des drains sont plus ou moins en concordance avec la variation des niveaux du plan d'eau.

II.4.2. Mesure des sous-pressions des drains au niveau de la galerie de visite et de drainage

Pour les drains munis de manomètres, il a été procédé à l'étude des sous pressions dans les fondations avec analyse des pressions en bars. Les figures IV.77 et IV.78 illustrent les variations des sous pressions, en bars, des drains en fonction de l'évolution des niveaux du plan d'eau. Les variations concernent les positions des drains entre les profils P4 –P5 et les profils P5 – P6

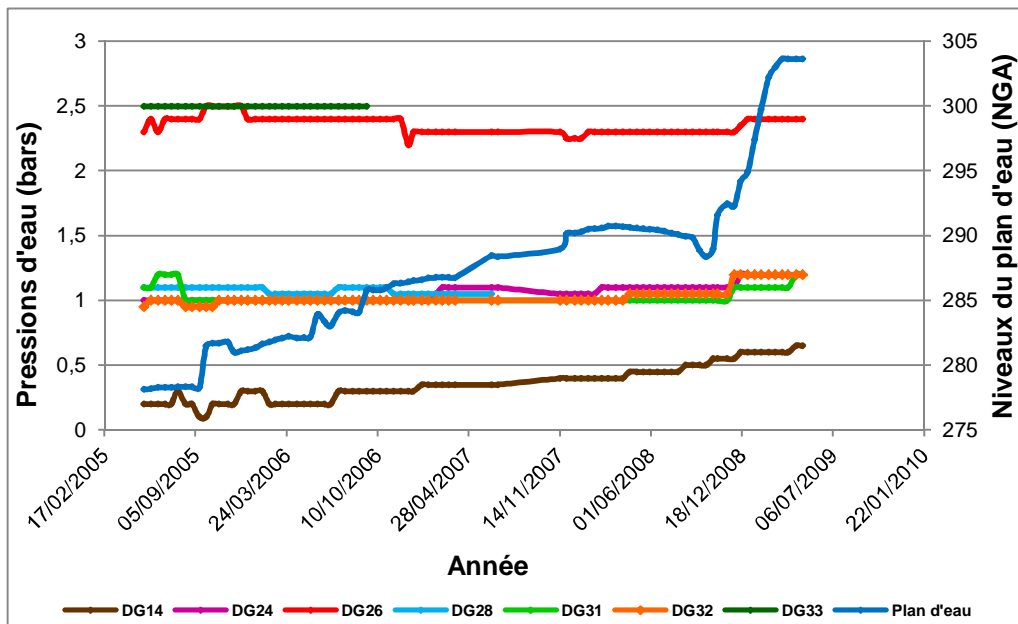


Figure IV.77 : Evolution des sous-pressions dans la galerie de visite - Position P4 - P5

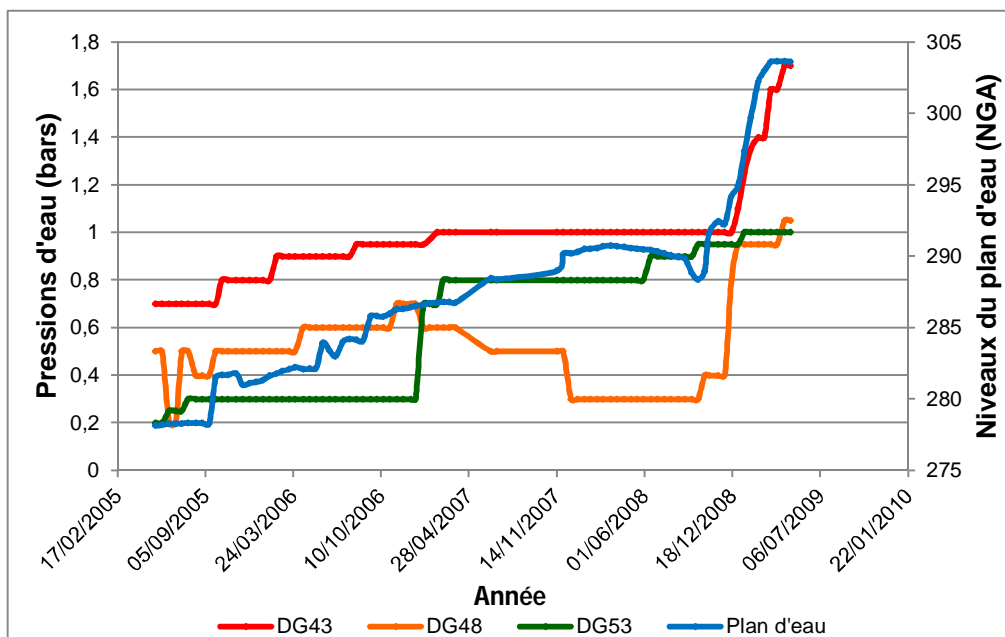


Figure IV.78 : Evolution des sous-pressions dans la galerie de visite - position P5 - P6

Certains drains situés entre les profils P4 et P5, équipés de manomètres, indiquent des pressions relativement élevées, allant jusqu'à 2,5 bars (DG 26 et DG 33).

Les drains situés entre les profils P5 et P6, équipés de manomètres, indiquent des pressions faibles. Ces dernières deviennent plus importantes (1,7 bars) au début de 2009 avec la montée considérable du niveau du plan d'eau.

II.4.3. Débit de fuites des joints dans la galerie de dérivation

Au niveau de la galerie de dérivation, il existe des fuites au niveau du tronçon 2/3 et du tronçon 7/8. Les caractéristiques de ces tronçons sont illustrées sur le tableau IV.45.

Tableau IV.45 : Caractéristiques des tronçons de fuites – galerie de dérivation (Tractebel, 2000a)

Tronçons	Type	Position	Côte (m)
Tronçon 2/3	Fuite au niveau de joint	Amont - aval	267
Tronçon 7/8	Fuite au niveau de joint	Début de l'argile à l'amont	267

La figure IV.79 résume l'évolution des débits de fuite à travers les joints de la galerie de dérivation.

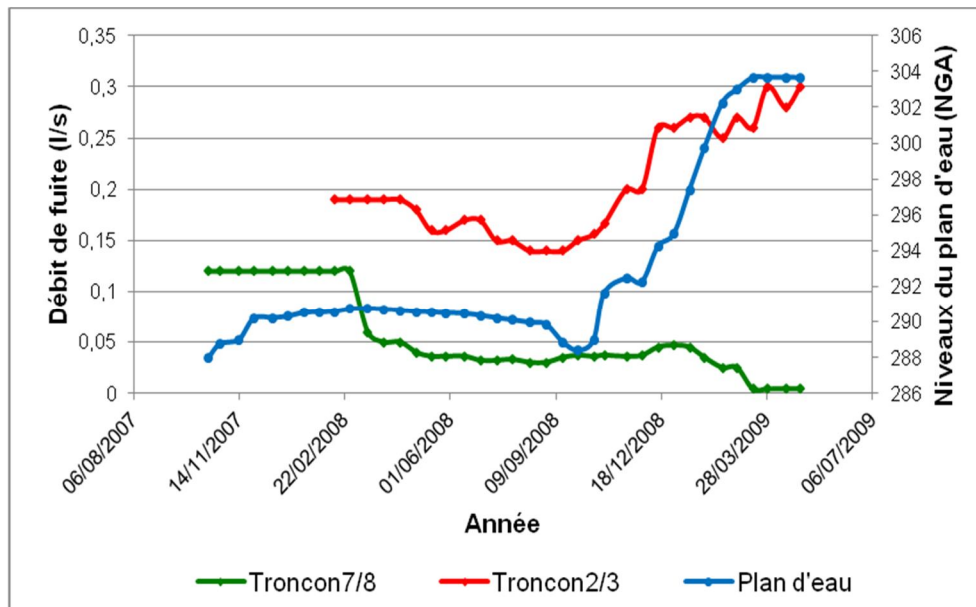


Figure IV.79 : Evolution des débits de fuites – Joints galerie de dérivation

Sur le tronçon 2/3, un débit relativement important est enregistré. Il ya lieu de contrôler cette situation de près. Son évolution est en relation fidèle avec l'évolution du niveau du plan d'eau.

III. Conclusions

A travers l'analyse du comportement hydraulique du barrage engagée, les conclusions suivantes sont à citer :

Piézométrie au niveau des fondations

Concernant le piézomètre PO1, installé sur le profil 1 en rive gauche, et dont le fond est situé à la cote 271,14 NGA, un niveau d'eau relativement très élevé a été enregistré coïncidant avec la cote 295 NGA.

Piézométrie aval

Les mesures effectuées, depuis mai 1999 sur les piézomètres ouverts en aval du barrage ne traduisent pas d'anomalies particulières et enregistrent des niveaux stables s'établissant vers la cote 250 NGA.

Pressions interstitielles au niveau des fondations

Sur le profil 1, la cellule CP2, située sous le noyau donne des valeurs relativement élevées pendant la réalisation des remblais et l'exploitation du barrage. Pour le profil 2, les cellules qui se trouvent sous la recharge (CP12, CP13, CP14 et CP15) enregistrent des valeurs élevées s'étalant même en phase d'exploitation du barrage.

Sur le profil 4, la cellule CP28 située en fondation, sous le noyau, témoigne de valeurs très élevées par rapport au critère de validation du comportement hydraulique du barrage. En effet, la valeur U/H vaut quatre fois la valeur limite. Les variations des pressions interstitielles au niveau de cette cellule suivent fidèlement celles du niveau du plan d'eau. A priori, la dégradation du voile d'injection à ce niveau est à diagnostiquer.

Concernant le profil 6, les cellules CP66 et CP72, sous la fondation, connaissent la même situation en terme de valeurs élevées de pressions interstitielles pendant les deux phases, réalisation et exploitation du barrage.

Pour le profil 7, les cellules, sous la recharge, (CP84, CP85 et CP86) indiquent des pressions interstitielles relativement élevées pendant la montée des remblais. Ces pressions se sont dissipées durant la phase d'exploitation du barrage.

Pour les profils 3 et 5, au niveau des fondations, aucune anomalie particulière n'est à signaler.

Pressions interstitielles au niveau du noyau

Des pressions interstitielles de consolidation se sont développées pendant la montée du remblai du noyau. A tous les niveaux, où l'analyse des pressions interstitielles a été engagée, les rapports U/H sont faibles à l'exception du niveau 260 NGA, pour le profil 4 (cellules PI12, PI13 et PI14) et le profil 5 (cellules PI23, PI24 et PI25), dans lesquels le rapport atteint un maximum de 0.75.

Pressions interstitielles au niveau du tapis drainant

Au niveau du dispositif drainant horizontal du barrage, aucune remarque particulière n'est à signaler concernant le comportement hydraulique du barrage.

Pressions interstitielles au niveau de l'évacuateur des crues principal

Les niveaux des pressions sont proches des côtes de pose des instruments et ne mettent pas en évidence des risques de sous pressions appliquées sous l'évacuateur des crues.

Pressions interstitielles au niveau de la galerie de dérivation et de prise

Pour l'ensemble des cellules, les pressions interstitielles enregistrent des valeurs qui restent inférieures à celles totales à l'exception des cellules PI 39 et PI 42 où les pressions interstitielles sont supérieures à celles totales (PT3 et PT 6). La période correspondante à cet écart est relative à la mise en eau du barrage. Ceci met en évidence l'effet de contact entre les remblais du barrage et les bétons de la galerie. Cette situation est à suivre en terme de périodicité des mesures en vue d'écarter tout risque d'érosion mécanique au niveau de ce contact, qui constitue une zone sensible des infiltrations des eaux du réservoir.

Pressions et débits des drains au niveau de la galerie de visite et de drainage

Les drains situés au niveau de la galerie de visite et de drainage, entre les profils P4 et P5 (particulièrement DG 26 et DG 3), équipés de manomètres indiquent des pressions élevées allant jusqu'à 2.5 bars avec un débit qui arrive à la valeur 4.8 l/s.

Fuites des joints dans la galerie de dérivation

Le tronçon 2/3 enregistre un débit allant jusqu'à 0.3 l/s. Ce débit est à surveiller en fonction de l'évolution du plan d'eau.

CHAPITRE V

VALIDATION DU COMPORTEMENT DU BARRAGE PAR LA MODELISATION NUMERIQUE

I. Introduction

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques ou leur inexistence, l'ingénieur a recours aux méthodes qui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes.

L'analyse des diverses réponses d'un barrage par une modélisation numérique permet de comparer les résultats d'auscultation avec les prévisions des calculs théoriques. L'auscultation est l'interprétation du comportement observé de l'ouvrage par rapport à une référence. Dans cette optique, l'insertion de ce chapitre a été nécessaire en vue de se fixer des repères de comparaisons avec les critères de validation du comportement et prévus dans le cadre du projet initial.

II. Modélisation par éléments finis

Depuis une vingtaine d'années, encouragées par l'augmentation exponentielle de la puissance de calcul des ordinateurs et une diminution identique des coûts d'accès et de mise en œuvre, les méthodes numériques ont connus un développement très important dans les bureaux d'études et les centres de recherches en géotechnique. Leur utilisation est aujourd'hui très courante et la conception de grands projets passe forcément par des analyses de ce type afin de vérifier la stabilité des ouvrages en interaction avec leur environnement, de contrôler que les valeurs des déplacements et des contraintes soient admissibles et d'aider au dimensionnement des structures. (Touito, 2010)

L'outil informatique est depuis longtemps indispensable à la conception des ouvrages d'art. Et les modèles numériques étant de plus en plus précis et fiables, leur intérêt ne cesse de s'étendre à des nouveaux domaines, permettant aujourd'hui l'aide au diagnostic (CIGB, 2000).

La méthode des éléments finis est une méthode numérique de résolution des équations différentielles décrivant les phénomènes physiques de l'ingénierie. Elle connaît, depuis 1970 environ, une extension fantastique, qui va de pair avec le développement et l'accroissement de la puissance des micros ordinateurs. Elle est devenue un outil de travail, de calcul et de conception de l'ingénieur dans les domaines aussi variés que l'analyse des structures, le transfert de chaleur, la

mécanique des fluides, l'électromagnétisme, les écoulements souterrains, la combustion ou encore la diffusion des polluants.

La méthode des éléments finis est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques, vu son grand champ d'application.

La méthode des éléments finis met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

- La mécanique de structures : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité....etc,
- L'analyse numérique : méthodes d'approximation, résolution des systèmes linéaires Etc,
- L'informatique appliquée : techniques de développement et de la maintenance de grands logiciels.

II.1. Modélisation des déformations en utilisant la méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis (MEF) est souvent utilisée dans la conception des barrages en remblai.

Avec les analyses qui utilisent cette méthode, on détermine les déplacements, les déformations et les contraintes dans une structure soumise à différentes conditions de chargement et de frontières.

Les logiciels qui sont habituellement utilisés par les concepteurs ont été validés. Les différences entre les valeurs calculées et les valeurs mesurées peuvent être causées par le choix de paramètres géotechniques (mécaniques) et/ ou de conditions de chargement et de frontières non adéquats dans la modélisation par éléments finis.

Pour réaliser une analyse par éléments finis d'un barrage en remblai, les étapes suivantes doivent-être suivies :

- Discrétion du milieu en éléments finis et choix des conditions de chargement et de frontières,
- Sélection du modèle utilisé pour les matériaux de fondation et de remblai (linéaire élastique, non linéaire élastique.. etc),
- Sélection des paramètres géotechniques (mécaniques) des matériaux.

Le comportement non linéaire du sol ou de l'enrochement avant rupture peut être modélisé en utilisant le modèle hyperbolique développé par (Konder et Zelasko 1963),

II.2. Confrontation auscultation- modélisation

L'interaction forte développée entre l'auscultation et la modélisation au cours du projet, de construction et des premières années d'exploitation d'un barrage, peut se poursuivre tout au long de la vie de l'ouvrage par le phénomène de « feed back' » simple décrit sur la figure V.1.

L'auscultation alimente le modèle numérique : les informations recueillies par le système d'auscultation de l'ouvrage vont permettre d'affiner les paramètres (mécaniques en particulier) du modèle numérique et même parfois de prendre en compte de nouvelles propriétés des matériaux (sous-pressure, gonflement, etc..).

Le modèle numérique alimente l'auscultation : les nouveaux résultats du calcul permettent d'affiner l'interprétation des mesures d'auscultation. Ils fournissent une nouvelle référence de normalité pour les mesures d'auscultation et ainsi aident au diagnostic.

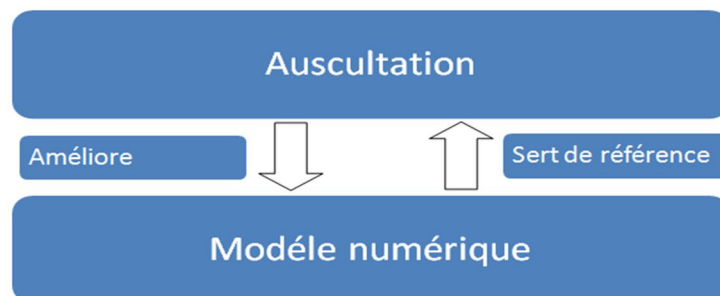


Figure V.1 : L'interaction auscultation- modélisation numérique (CIGB,2000).

Grâce à ce recalibrage permanent, le modèle numérique devient un véritable outil d'aide au diagnostic du comportement de l'ouvrage. Ce schéma de mise en œuvre permanente d'un système d'interprétation du comportement de l'ouvrage, composé de l'auscultation traditionnelle et d'un modèle numérique, permet d'accroître la sûreté du jugement sur l'état de l'ouvrage (CIGB, 2000).

II.3. Présentation du code de calcul ANSYS

Le nom ANSYS est le synonyme de la simulation par élément finis de haut niveau, c'est l'un des principaux programmes d'éléments finis commerciaux dans le monde

et peut être appliqué à un grand nombre de domaines de technologie. Les solutions d'éléments finis sont disponibles pour plusieurs disciplines de la technologie comme la statique, la dynamique, l'écoulement de la chaleur, le flux de fluide, l'électromagnétiques et les problèmes de couplément de champ.

L'utilisateur d'ANSYS peut courir des simulations pour des problèmes linéaires et non-linéaires tel que la non-linéarité structurale peut se produire en raison du comportement matériel non linéaire, des grandes déformations ou l'état de contact des frontières (Gikas et Sakellariou, 2008b).

Une classification générale des problèmes dynamiques qui peuvent être résolus avec ANSYS sont donnés en considérant non seulement l'implicite mais également les possibilités explicites de la solution.

Le logiciel ANSYS permet aux ingénieurs d'accomplir plusieurs tâches tels que :

- Etablir les modèles numériques ou transférer les modèles DAO des structures, des produits, des composants, ou des systèmes,
- Appliquer les charges dynamiques ou autres états de conditions de conception,
- Etudier les réponses physiques, telles que les niveaux de contraintes, déformations, et les distributions de la température... etc,
- Optimiser une conception dans le procédé de développement pour réduire des coûts de production,
- Faire le prototype examinant dans les environnements où il autrement serait indésirable ou impossible (par exemple, applications biomédicales),
- Etudier les problèmes d'interaction fluides-structure.

Le logiciel ANSYS a été utilisé pour résoudre divers problèmes de génie civil, tels que :

- Les problèmes géotechniques,
- Etude dynamique des structures,
- Etudier le comportement de différents matériaux de génie civil sous l'effet de chargement (Gikas et Sakellariou, 2008b).

III. Analyse du comportement du barrage

La surveillance des barrages vise essentiellement à comparer le comportement de l'ouvrage par rapport aux prévisions du projet. L'analyse du comportement du

barrage Boughrara, sur la plan mécanique et hydraulique, a permis de se prononcer sur un certain nombre de phénomènes et manifestations dans un contexte lié étroitement aux interprétations des mesures d'auscultation. L'analyse de ces phénomènes par une modélisation du barrage grâce au logiciel Ansys permettra de comparer les résultats d'auscultation avec les prévisions des calculs théoriques.

L'auscultation est l'interprétation du comportement observé de l'ouvrage par rapport à une référence. On cherche en effet à positionner les nouvelles mesures recueillies par les instruments par rapport à une « plage de normalité ». Cette plage de normalité s'articule autour d'une modélisation numérique dont les résultats aboutiront à définir la référence liée au comportement de l'ouvrage. Cette validation par rapport à une référence a été opérée par l'application du logiciel Ansys en mode thermique pour le comportement hydraulique et en mode structural pour le comportement mécanique. La simulation numérique a été effectuée dans des conditions de déformation plane en deux dimensions.

La figure V.2 donne la représentation de la géométrie du barrage utilisée pour la modélisation.

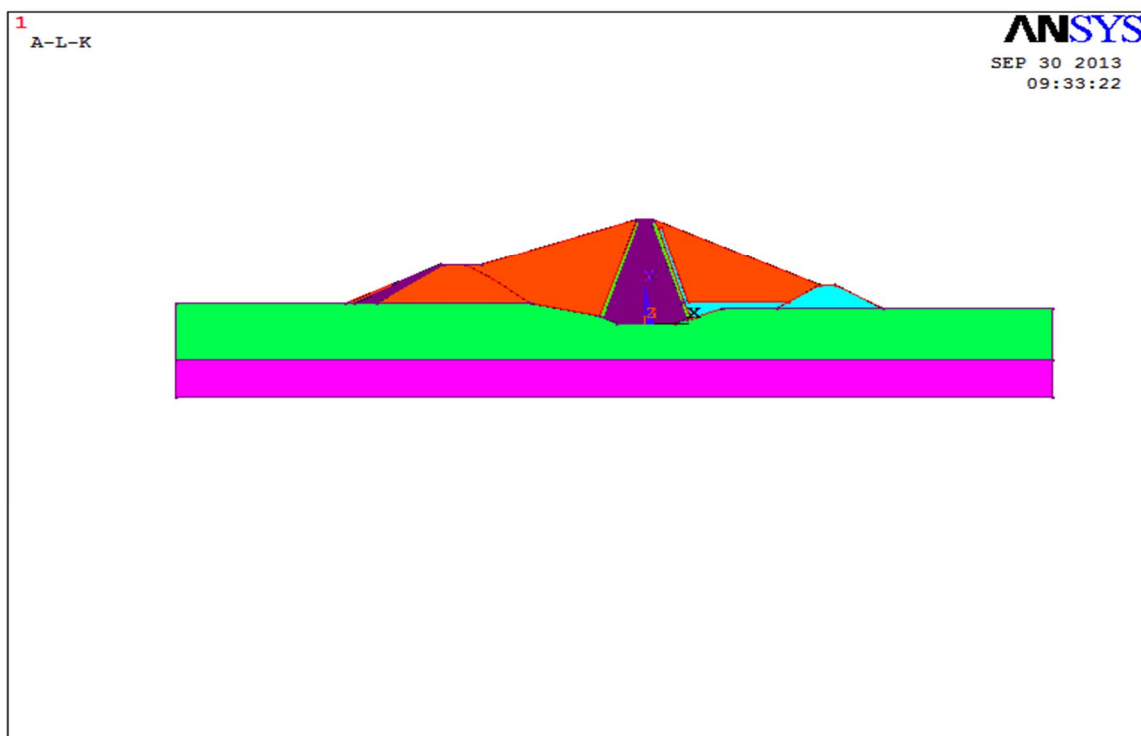


Figure V.2 : Représentation du modèle géométrique du barrage

Le tableau V.1 récapitule les caractéristiques mécaniques et hydrauliques des différents matériaux constituant le corps du barrage et ses fondations.

Tableau V.1. : Paramètres mécaniques et hydrauliques du barrage Hammam Bouhrara
(Tractebel, 2000a)

Matériaux	γ_h [KN/m ³]	γ_{sat} [KN/m ³]	E [KN/m ²]	C' [KN/m ²]	ϕ' [°]	k_h [m/s]
Corps du barrage						
Noyau argile	19,70	20	$2,8 \cdot 10^4$	2,1	19,5	10^{-8}
Filtre sable	20,10	21,60	$5 \cdot 10^4$	0	33	10^{-6}
Drain	20,60	22,10	$6 \cdot 10^4$	0	38	10^{-3}
Galet-graviers	21	22	$9,45 \cdot 10^4$	0	30	10^{-5}
Fondation						
Marne	22	22,50	$12,1 \cdot 10^4$	1,2	34	10^{-7}
Grés	22,80	22,90	$10 \cdot 10^4$	0	39	10^{-6}

III.1. Comportement mécanique

Concernant le comportement mécanique, la modélisation a été axée vers l'analyse des tassements en mode structural.

Pour le comportement mécanique, et au niveau de la base, les déplacements sont nuls dans toutes les directions. Le poids propre du barrage est pris en considération.

La modélisation a été engagée en considérant différents niveaux de remblais. Ce choix est opéré en fonction de la disponibilité des mesures d'auscultations sur les niveaux choisis.

III.1.1. Niveau 270,75 NGA

La figure V.3 illustre la discrétisation du barrage pour les besoins de l'évaluation des divers paramètres de comportement mécanique

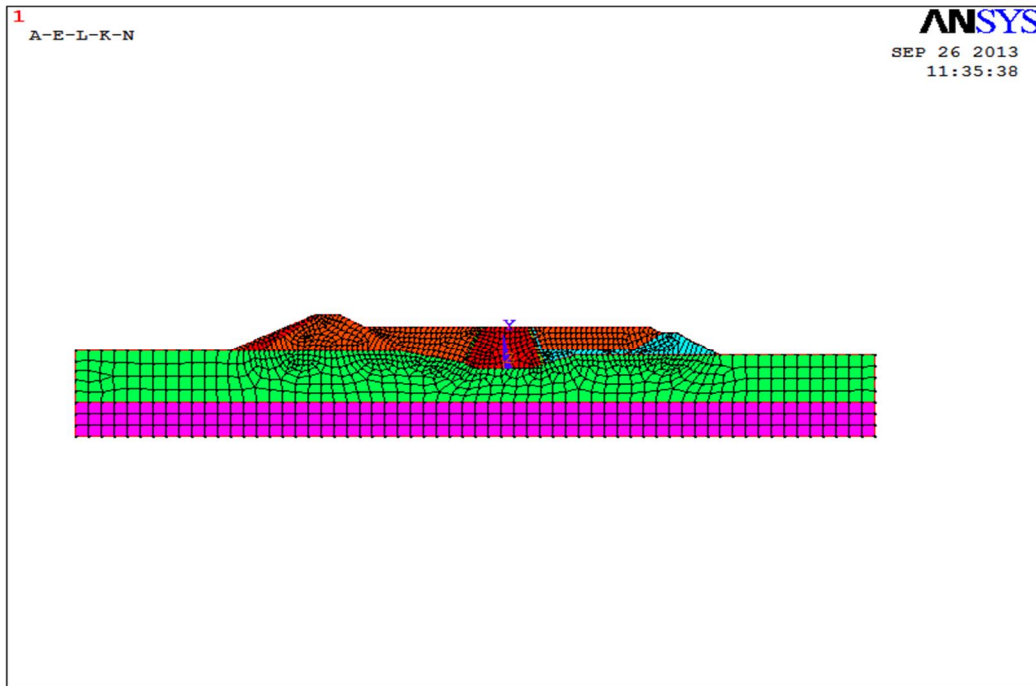


Figure V.3 : Discrétisation du barrage, niveau 270,75 NGA

Les figures V.4 à V.7 donnent les schémas relatifs aux fichiers graphiques des résultats de la modélisation. Ces résultats sont présentés sous forme de tassement global, champs de déformations verticales, champs de contraintes verticales et tassement en crête.

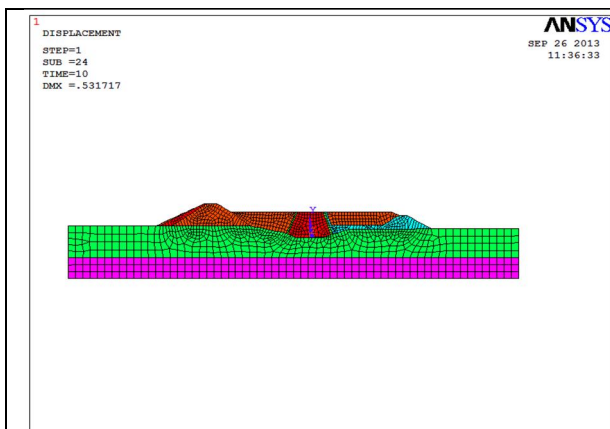


Figure V.4 : Tassement global du barrage
Niveau 270,75 NGA

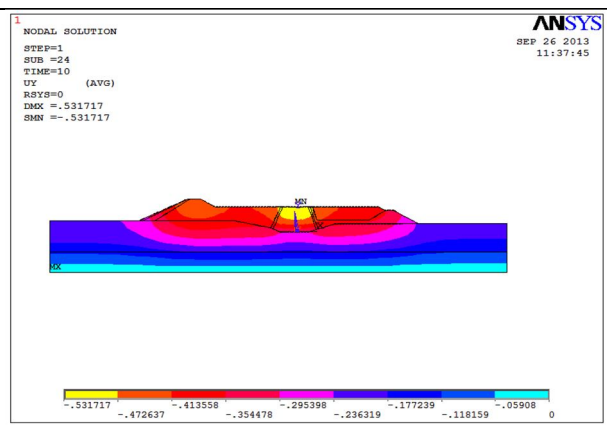


Figure V.5 : Champs de déformations verticales
Niveau 270,75 NGA

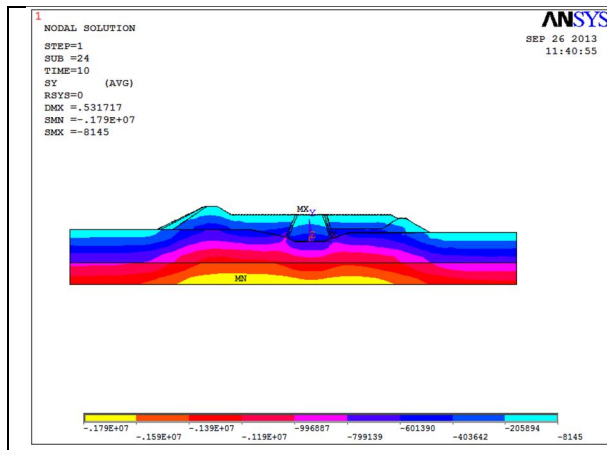


Figure V.6 : Champs de contraintes verticales
Niveau 270,75 NGA

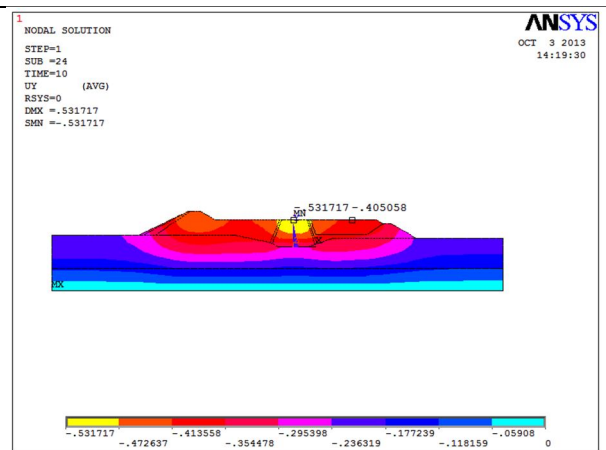


Figure V.7 : Tassement de la crête et de la
recharge aval, niveau 270,75 NGA

Par référence aux résultats de l'auscultation à ce niveau, le tableau V.2 met en évidence la comparaison des tassements obtenus par la modélisation et ceux mesurés.

Tableau V.2. : Comparaison des résultats modélisation - auscultation, niveau 270,75 NGA

Niveau 270,75 NGA	Repère crête (Noyau) (m)	Repère recharge aval (m)
Modélisation	0,533	0,40
Auscultation	0,375	0,115

Les tassements mesurés par l'auscultation sont inférieurs à ceux de la modélisation au niveau 270,75 NGA du barrage.

III.1.2. Niveau 280 NGA

Les figures V.8 et V.9 donnent respectivement la représentation du modèle géométrique et la discrétisation du barrage au niveau des remblais 280 NGA.

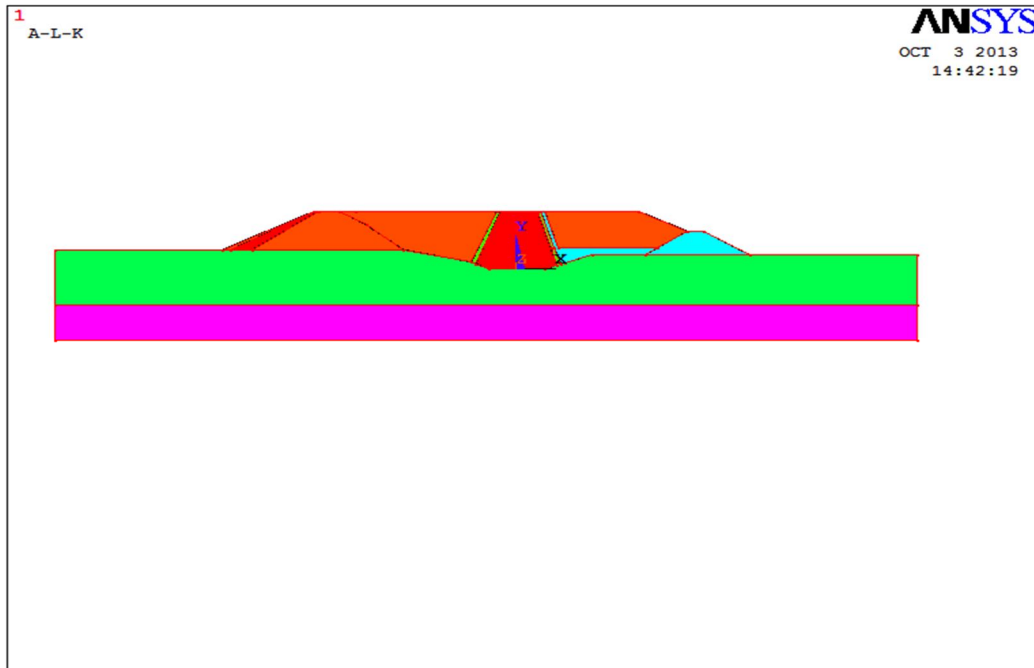


Figure V.8 : Représentation du modèle géométrique du barrage, niveau 280 NGA

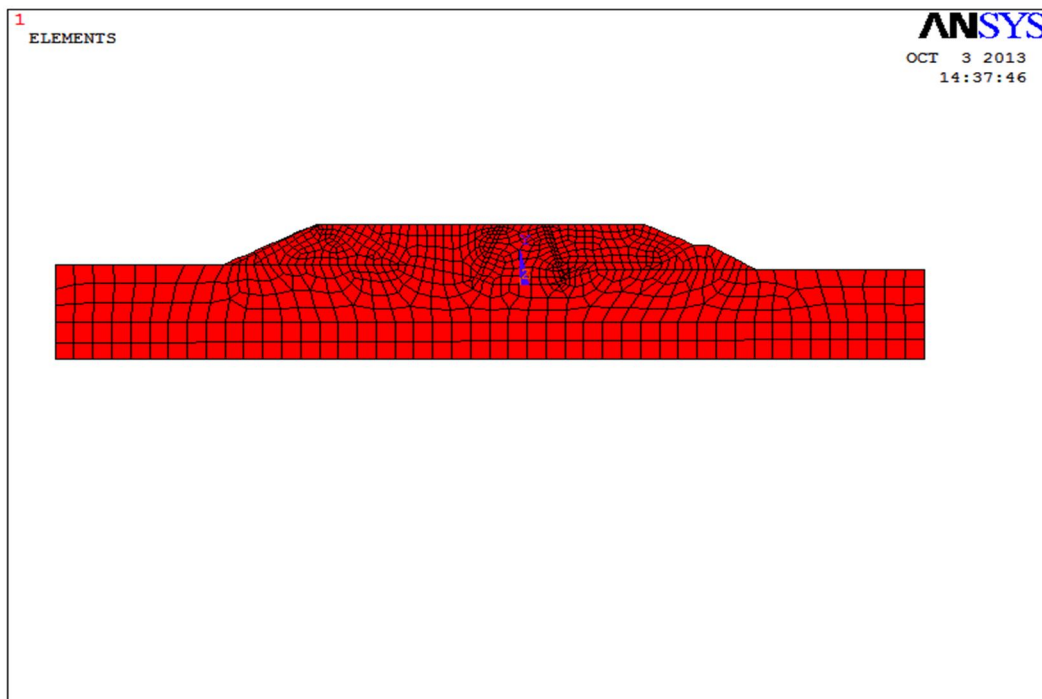


Figure V.9 : Discrétisation du barrage, niveau 280 NGA

Pour le niveau 280 NGA des remblais, la représentation des résultats de la modélisation est donnée par les figures V.10 à V.13.

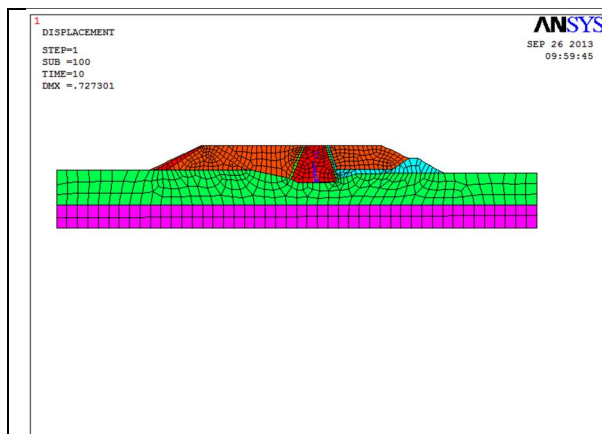


Figure V.10 : Tassement global du barrage
Niveau 280 NGA

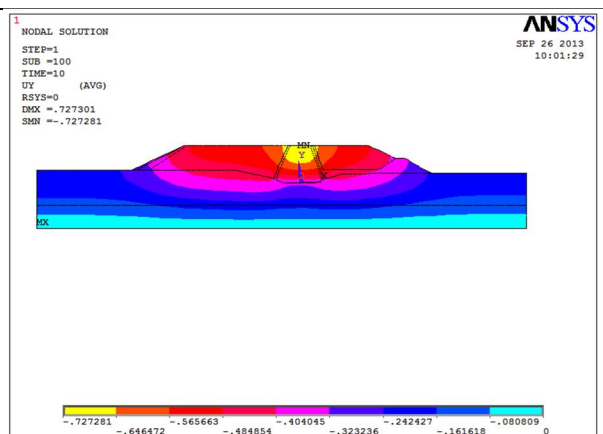


Figure V.11 : Champs de déformations verticales
Niveau 280 NGA

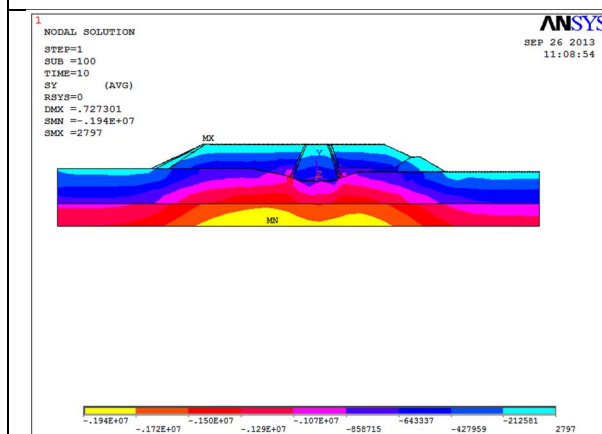


Figure V.12 : Champs de contraintes verticales
Niveau 280 NGA

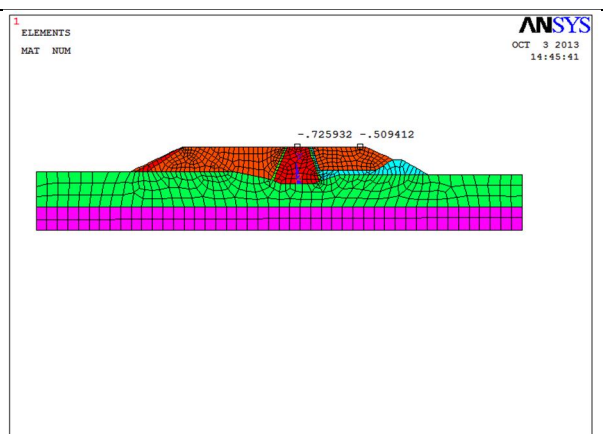


Figure V.13 : Tassement de la crête et de la recharge aval, niveau 280 NGA

Le tableau V.3 illustre la comparaison des résultats de la modélisation et ceux d'auscultation.

Tableau V.3. : Comparaison des résultats modélisation – auscultation, niveau 280 NGA

Niveau 280 NGA	Repère crête (Noyau) (m)	Repère recharge aval (m)
Modélisation	0,722	0,509
Auscultation	0,57	0,215

III.1.3. Niveau 282 NGA

Les figures V.14 jusqu'à 19 schématisent les résultats graphiques des fichiers de données et de résultats de la modélisation.

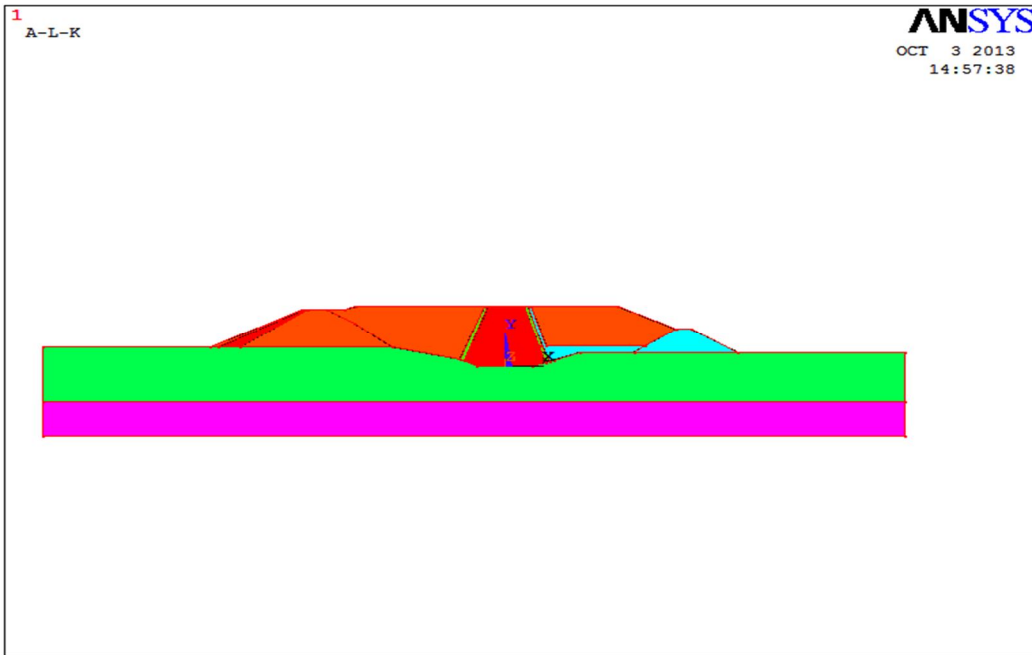


Figure V.14 : Représentation du modèle géométrique du barrage, niveau 282 NGA

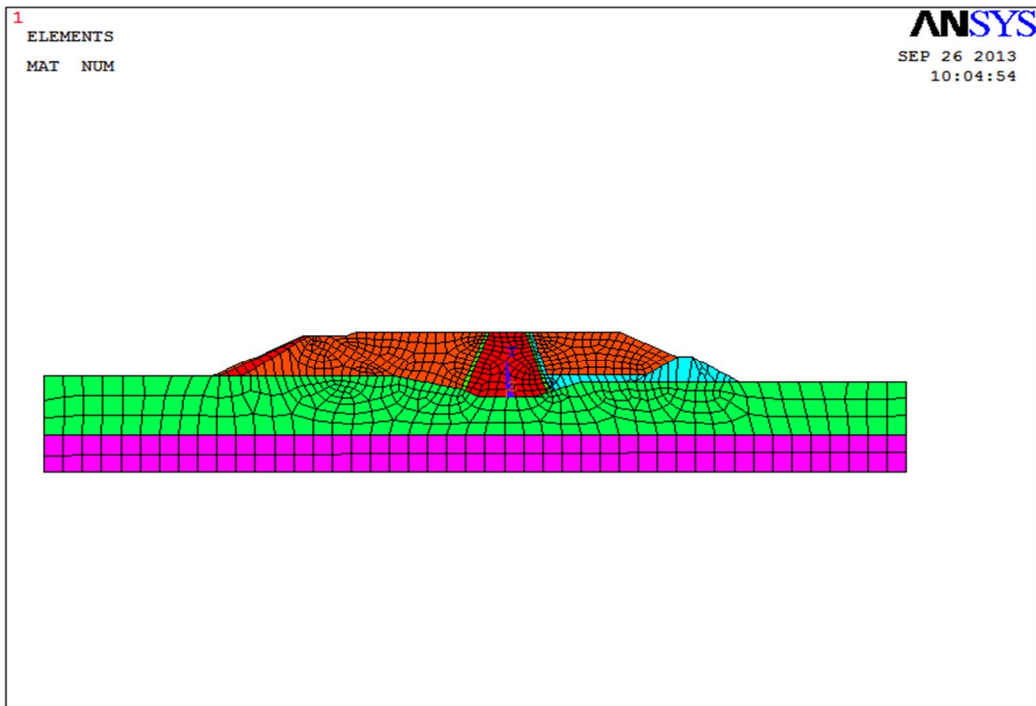


Figure V.15 : Discrétisation du barrage, niveau 282 NGA

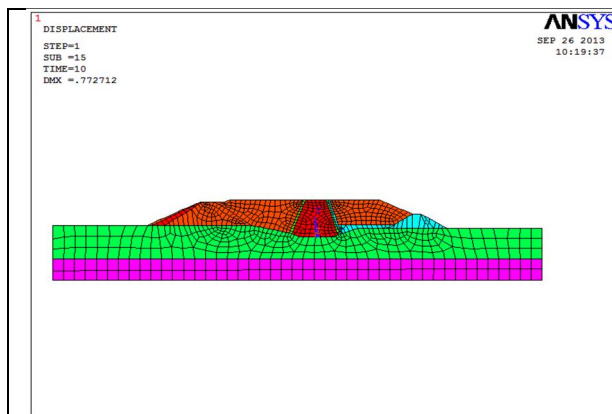


Figure V.16 : Tassement global du barrage
Niveau 282 NGA

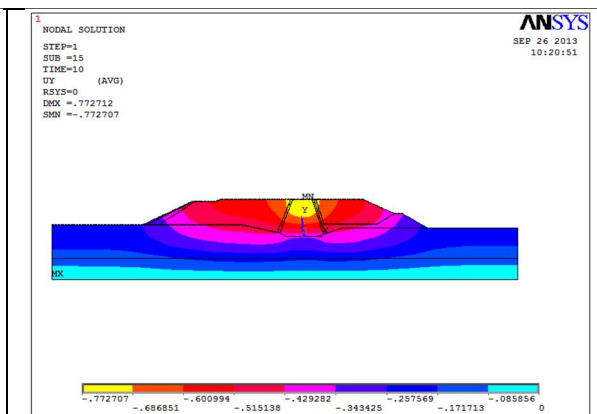


Figure V.17 : Champs de déformations
verticales, niveau 282 NGA

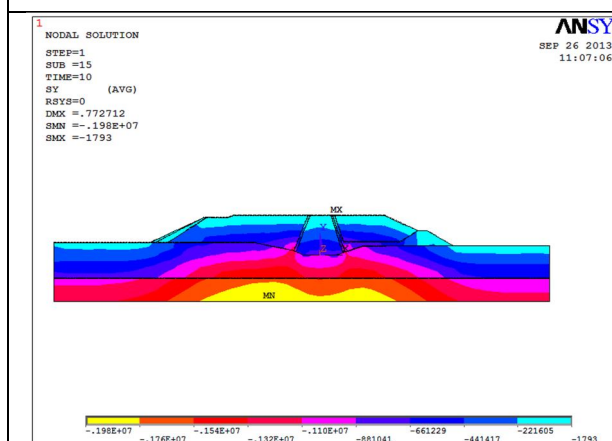


Figure V.18 : Champs de contraintes verticales,
Niveau 282 NGA

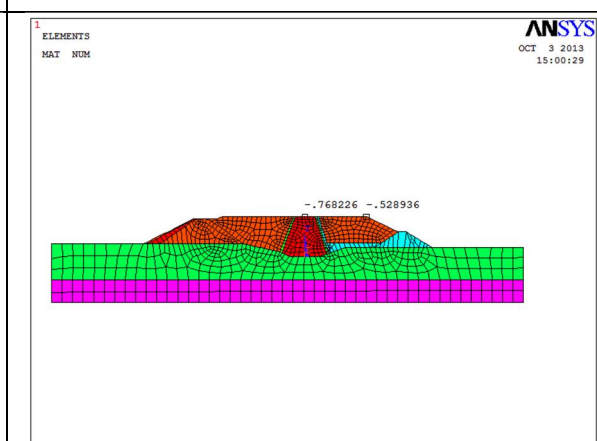


Figure V.19 : Tassement de la crête et de la
recharge aval, niveau 282 NGA

Les paramètres de comparaison entre les résultats d'auscultation et de modalisation sont décrits sur le tableau V.4.

Tableau V.4 : Comparaison des résultats modélisation - auscultation, niveau 282 NGA

Niveau 282 NGA	Repère crête (Noyau) (m)	Repère recharge aval (m)
Modélisation	0,772	0,528
Auscultation	0,62	0,23

III.1.4. Niveau 288 NGA

De la même manière que les niveaux antérieurs, il est présenté sur les figures V.20 à V.25 respectivement le profil géométrique du barrage avec sa discrétisation ainsi que les résultats de la modélisation présentés sous forme de tassement global, champs de déformations verticales, champs de contraintes verticales et tassement en crête.

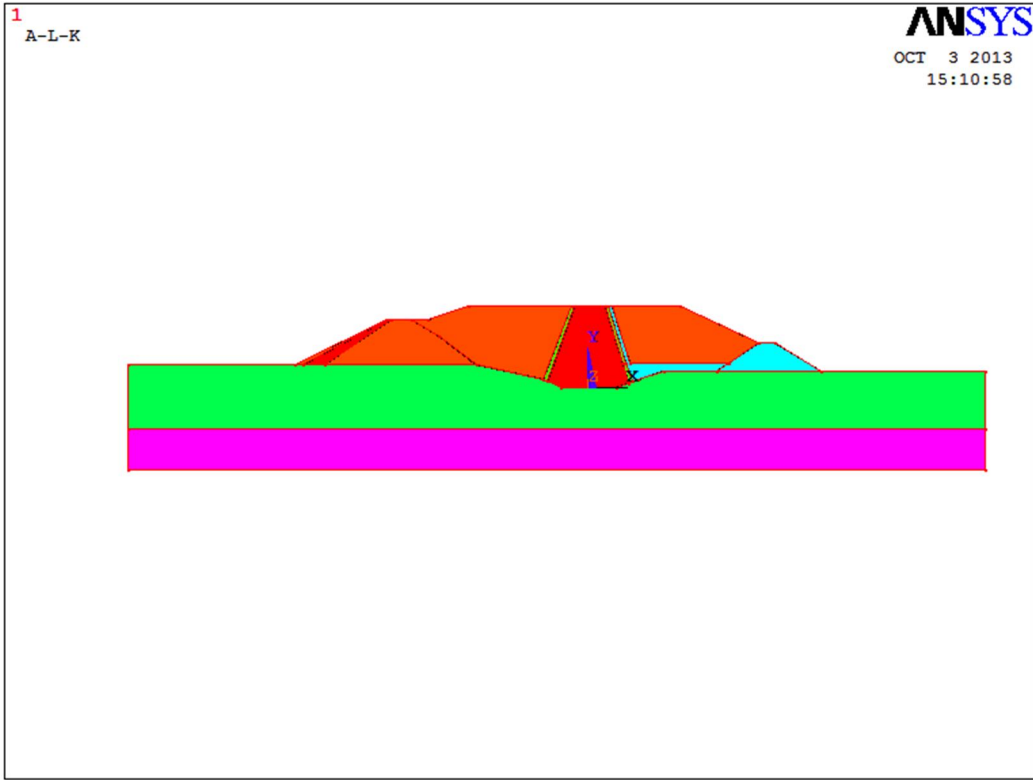


Figure V.20 : Représentation du modèle géométrique du barrage, niveau 288 NGA

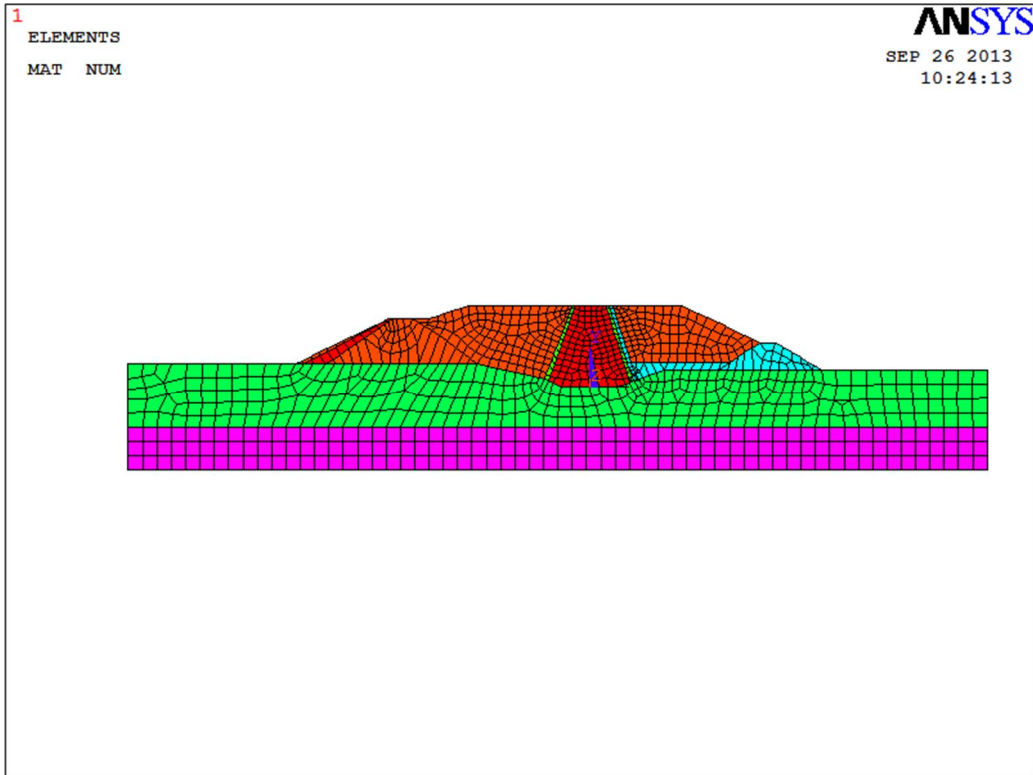
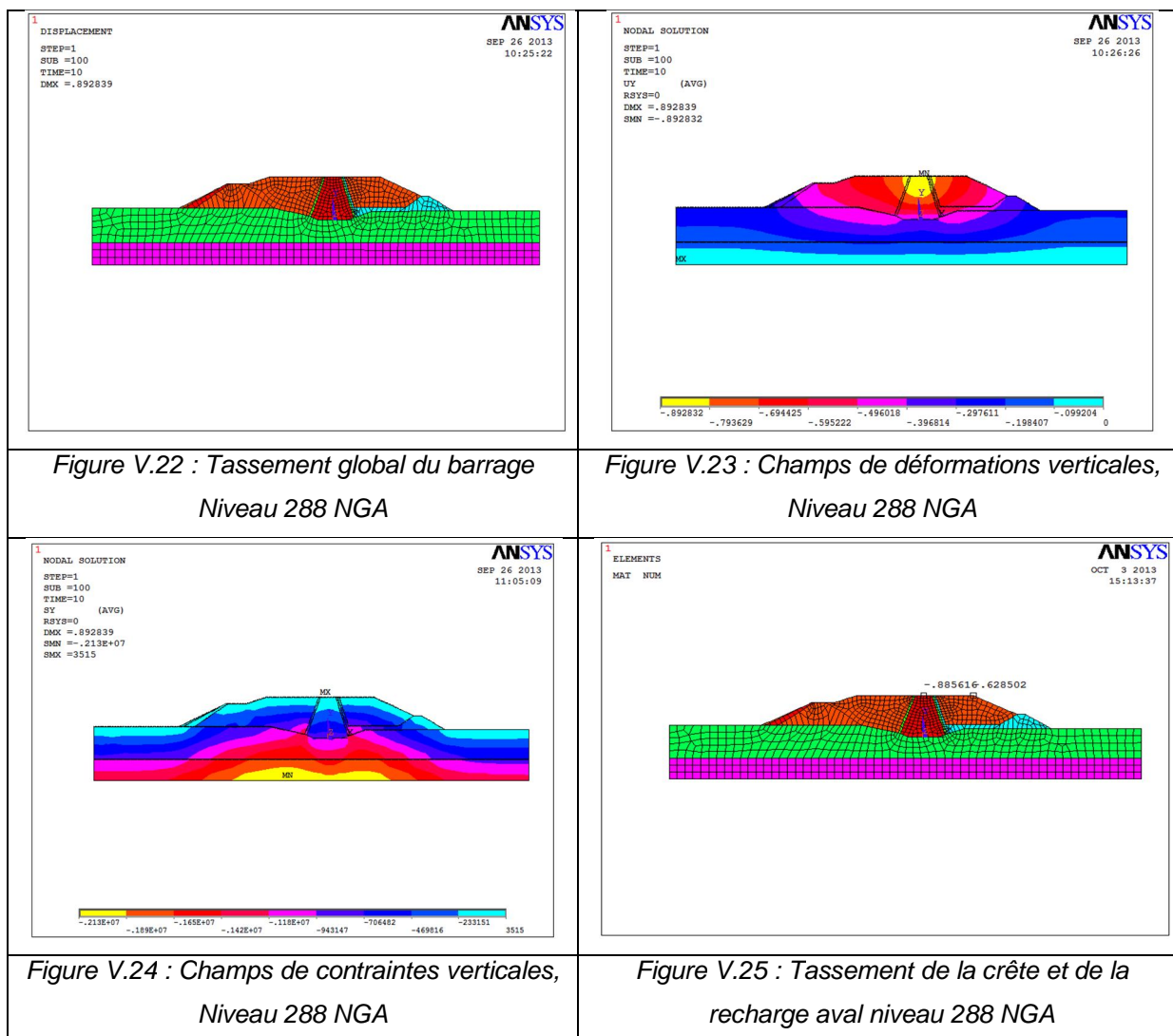


Figure V.21 : Discrétisation du barrage, niveau 288 NGA



Le tableau V.5 met en évidence la comparaison des tassements obtenus par la modélisation et ceux mesurés par l'auscultation.

Tableau V.5 : Comparaison des résultats modélisation - auscultation, niveau 288 NGA

Niveu 288 NGA	Repère crête (Noyau) (m)	Repère recharge aval (m)
Modélisation	0,892	0,62
Auscultation	0,75	

III.1.5. Niveau 295 NGA

Les données ainsi que les résultats graphiques de la modélisation sont représentés sur les figures V.26 à V.31.

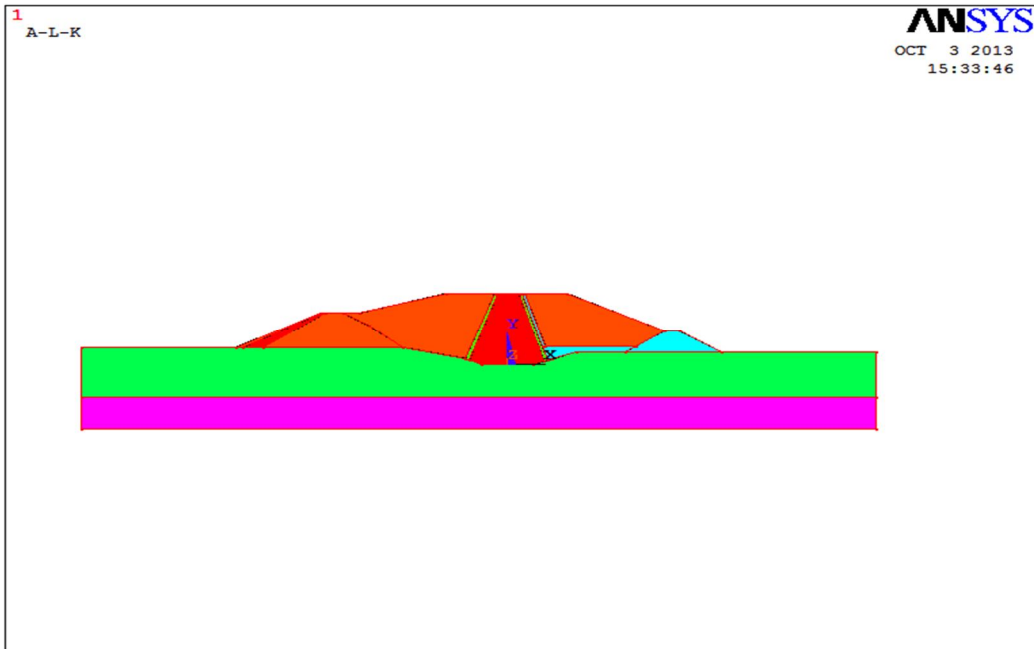


Figure V.26 : Représentation du modèle géométrique du barrage, niveau 295 NGA

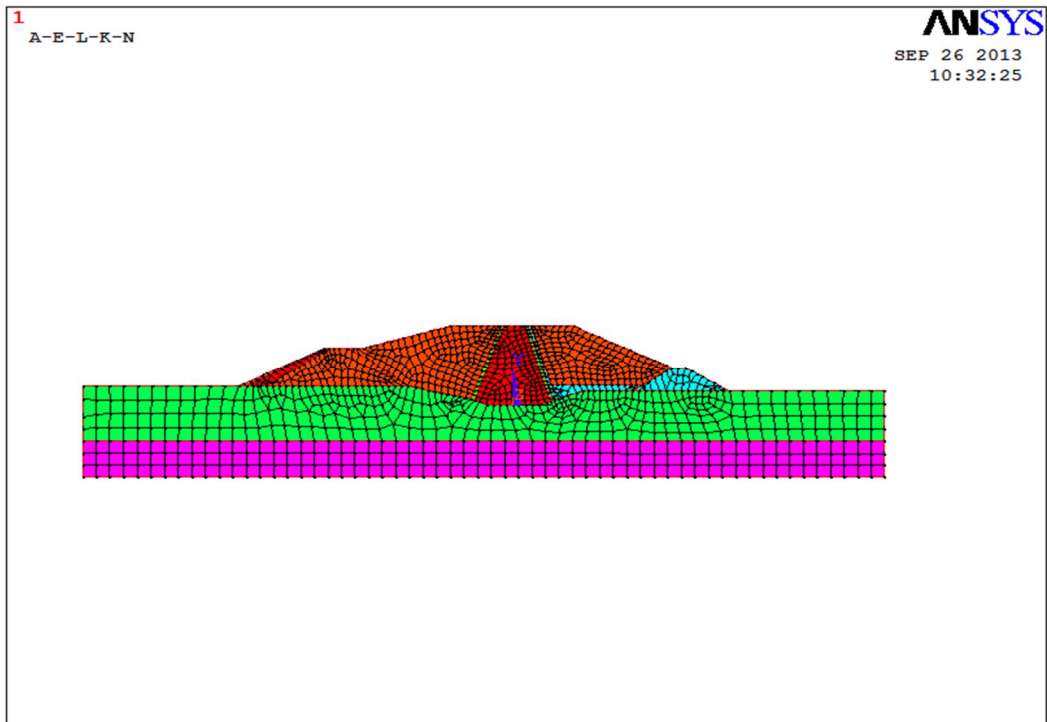


Figure V.27 : Discrétisation du barrage, niveau 295 NGA

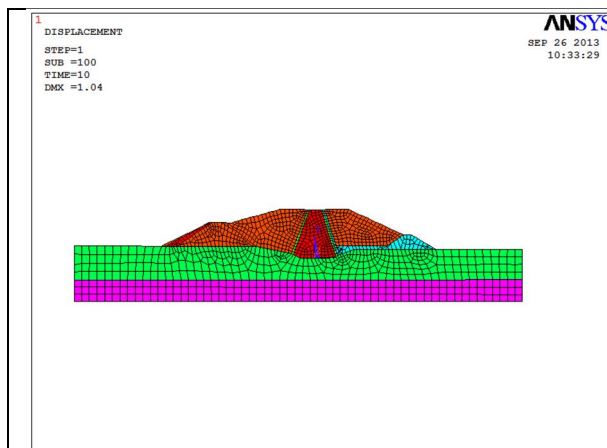


Figure V.28 : Tassement global du barrage,
Niveau 295 NGA

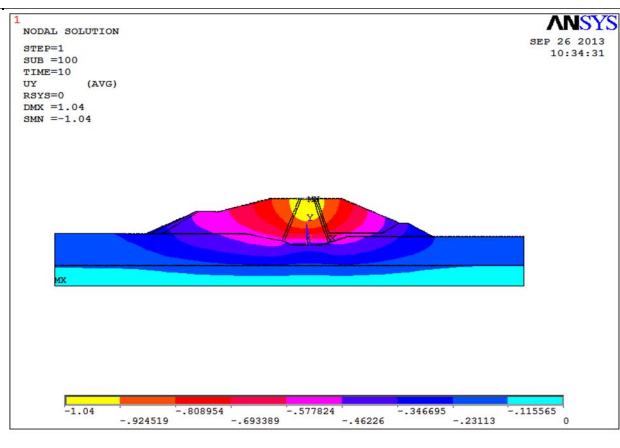


Figure V.29 : Champs de déformations verticales
Niveau 295 NGA

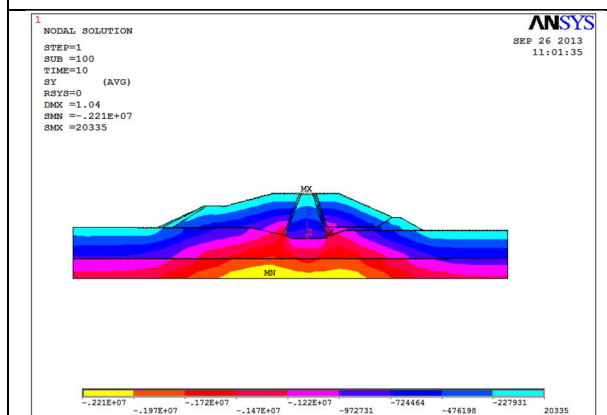


Figure V.30 : Champs de contraintes verticales,
Niveau 295 NGA

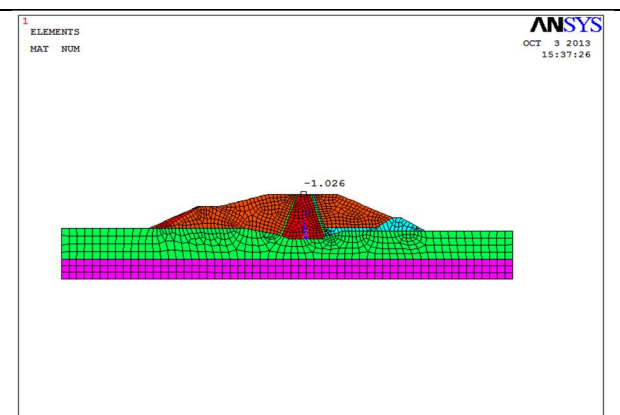


Figure V.31 : Tassement de la crête
Niveau 295 NGA

Le tableau V.6 Donne une comparaison entre les tassements obtenus par la modélisation et ceux par auscultation.

Tableau V.6 : Comparaison des résultats modélisation - auscultation, niveau 295 NGA

Niveau 295 NGA	Repère crête (Noyau) (m)
Modélisation	1,04
Auscultation	0,885

III.1.6. Niveau 301 NGA

Pour ce niveau, les données graphiques de la modélisation ainsi que ses résultats sont représentés respectivement sur les figures V.32 à V.37.

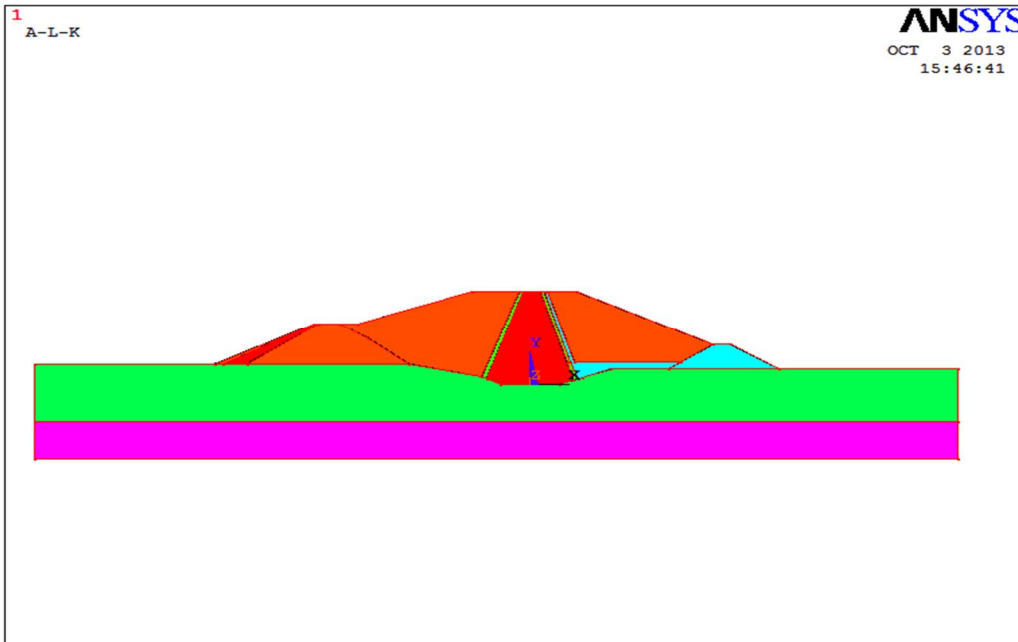


Figure V.32 : Représentation du modèle géométrique du barrage, niveau 301 NGA

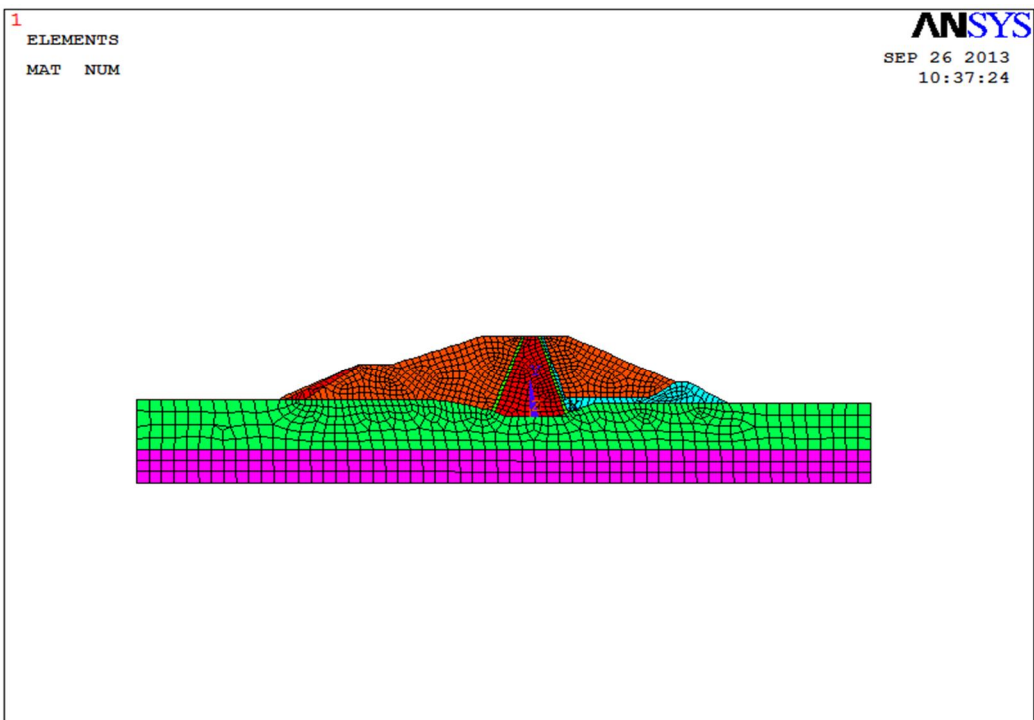


Figure V.33 : Discrétisation du barrage, niveau 301 NGA

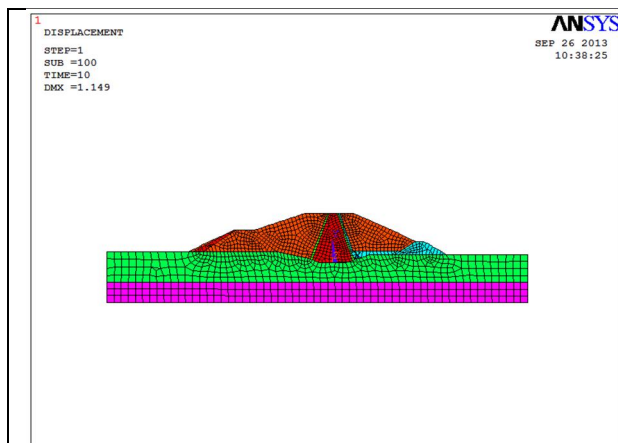


Figure V.34 : Tassement global du barrage
Niveau 301 NGA

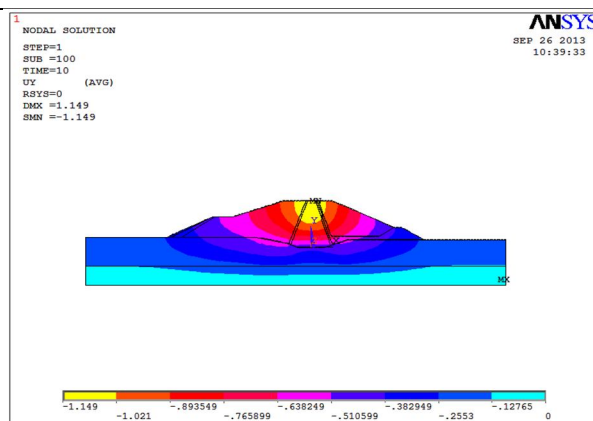


Figure V.35 : Champs de déformations verticales,
Niveau 301 NGA

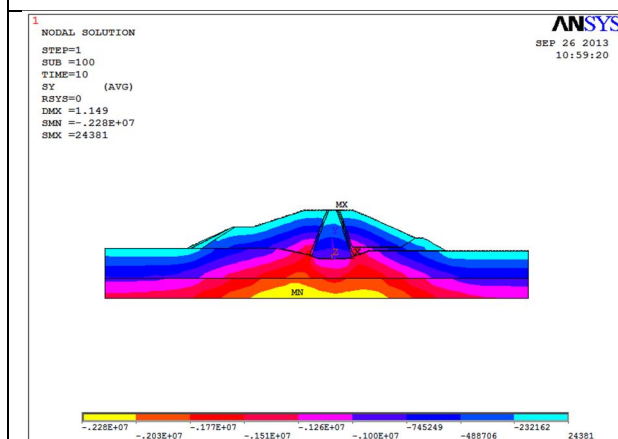


Figure V.36 : Champs de contraintes verticales,
Niveau 301 NGA

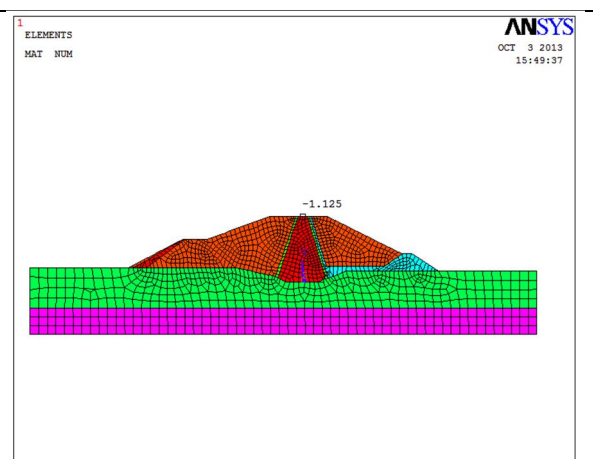


Figure V.37 : Tassement de la crête
Niveau 301 NGA

La comparaison des tassements obtenus par la modélisation et ceux mesurés par l'auscultation sont illustrés sur le tableau V.7.

Tableau V.7 : Comparaison des résultats modélisation - auscultation, niveau 301 NGA

Niveau 301 NGA	Repère crête (Noyau) (m)
Modélisation	1,149
Auscultation	1,03

III.1.7. Niveau 305 NGA

Ce niveau coïncide avec la côte de la retenue normale du barrage. Les données et résultats graphiques de la modélisation sont récapitulés au niveau des figures allant de V.38 à V.43.

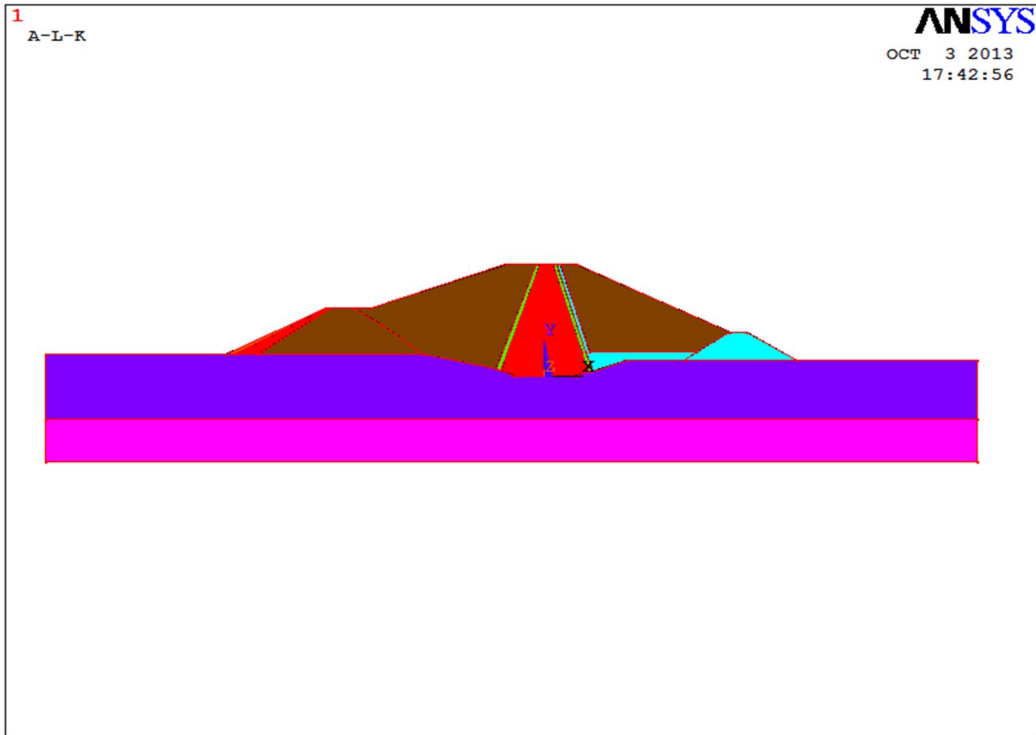


Figure V.38 : Représentation du modèle géométrique du barrage, niveau 305 NGA

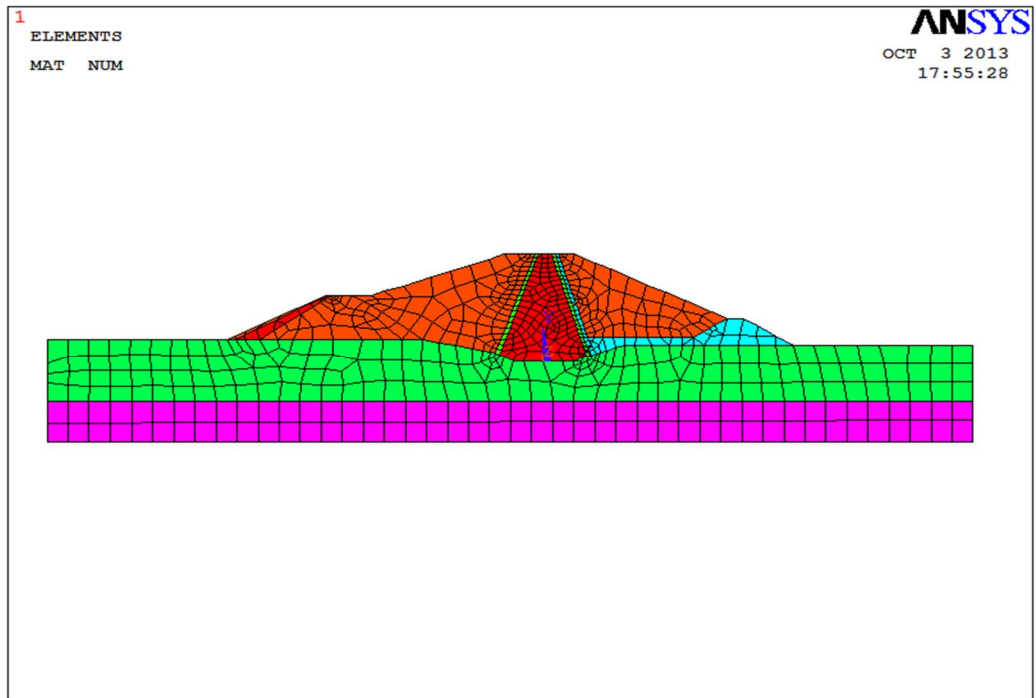


Figure V.39 : Discrétisation du barrage, niveau 305 NGA

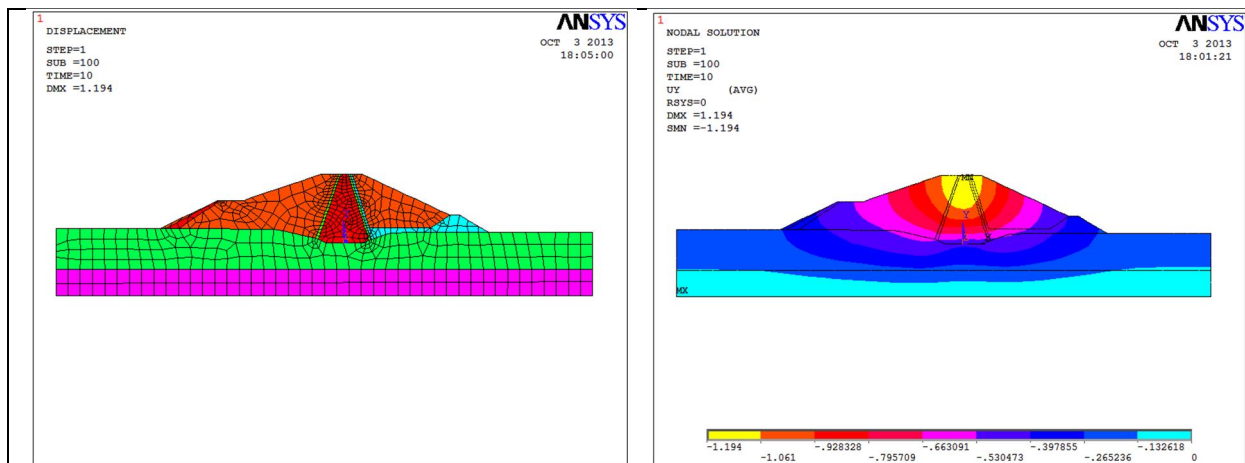


Figure V.40 : Tassement global du barrage,
Niveau 305 NGA

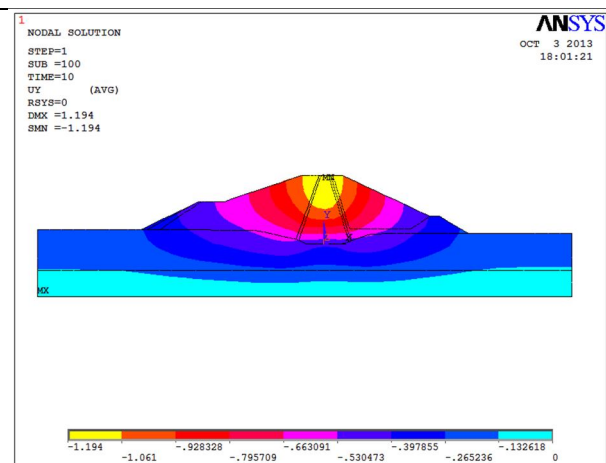


Figure V.41 : Champs de déformations verticales,
Niveau 305 NGA

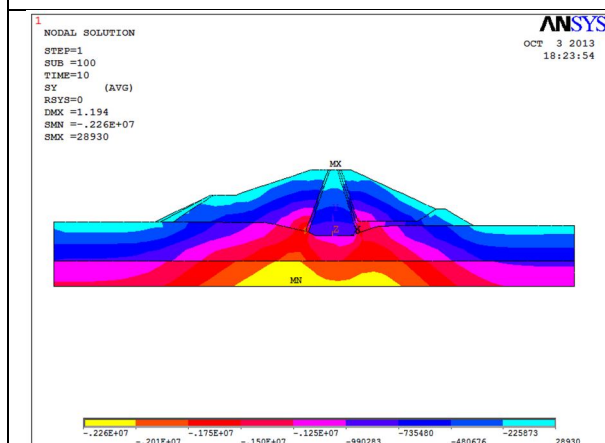


Figure V.42 : Champs de contraintes verticales,
Niveau 305 NGA

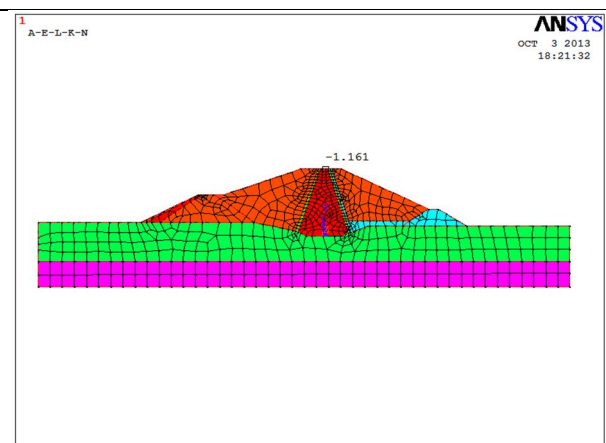


Figure V.43 : Tassement de la crête
Niveau 305 NGA

Le tableau V.8 met en évidence la comparaison des tassements obtenus par la modélisation et ceux mesurés par l'auscultation pour le niveau 305 NGA.

Tableau V.8 : Comparaison des résultats modélisation - auscultation, niveau 305 NGA

Niveau 305 NGA	Repère crête (Noyau) (m)
Modélisation	1,194
Auscultation	1,114

III.1.8. Niveau 311,5 NGA

Ce niveau de modélisation est celui correspondant à la côte de la crête du barrage. Il cumule la hauteur maximale du barrage. Les figures V.44 et V.45 schématisent respectivement le profil géométrique du barrage et sa discrétisation pour les besoins de la modélisation.

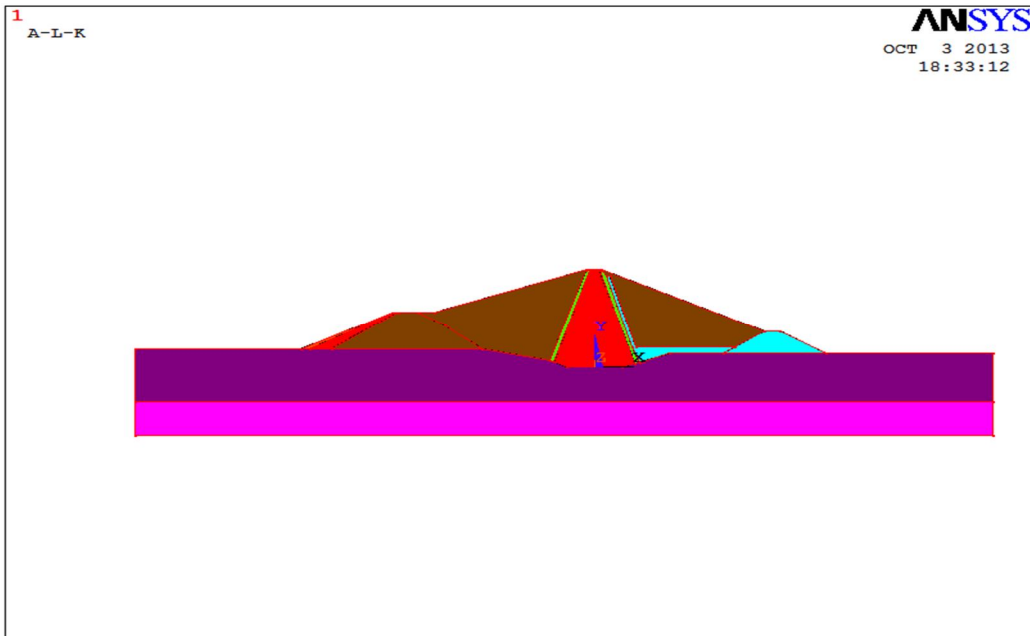


Figure V.44 : Représentation du modèle géométrique du barrage, niveau 311,5 NGA

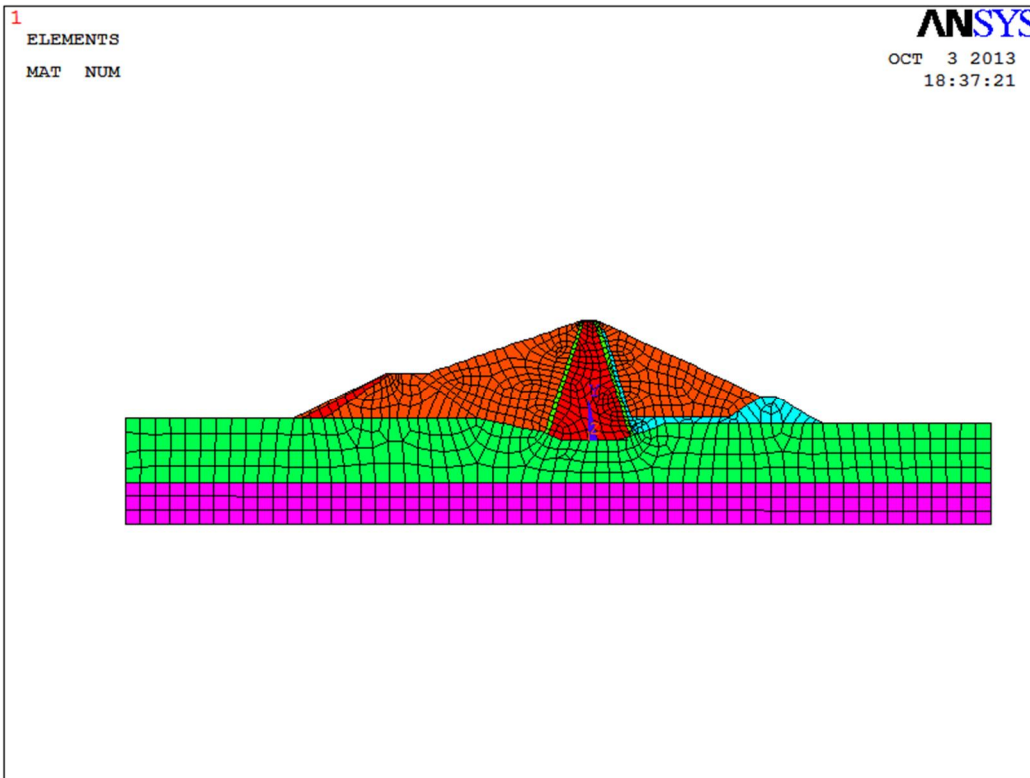


Figure V.45 : Discrétisation du barrage, niveau 311,5 NGA

Les résultats graphiques de la modélisation en terme de tassement global, champs de déformations verticales, champs de contraintes verticales et tassement en crête sont illustrés par les figures V.46 à V.49.

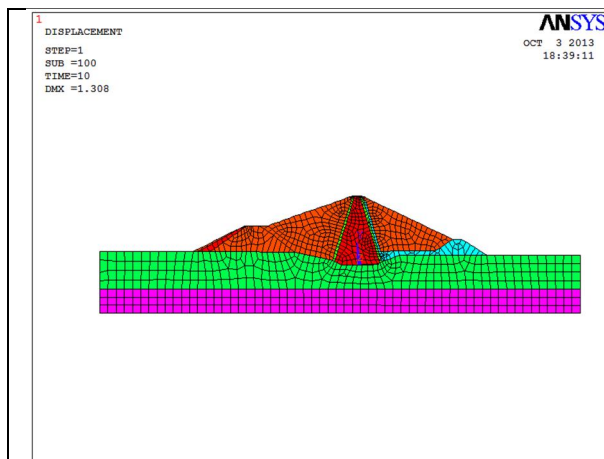


Figure V.46 : Tassement global du barrage,
Niveau 311,5 NGA

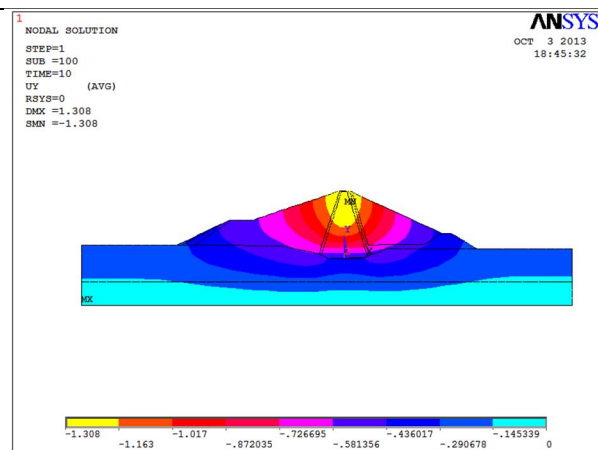


Figure V.47 : Champs de déformations verticales,
Niveau 311,5 NGA

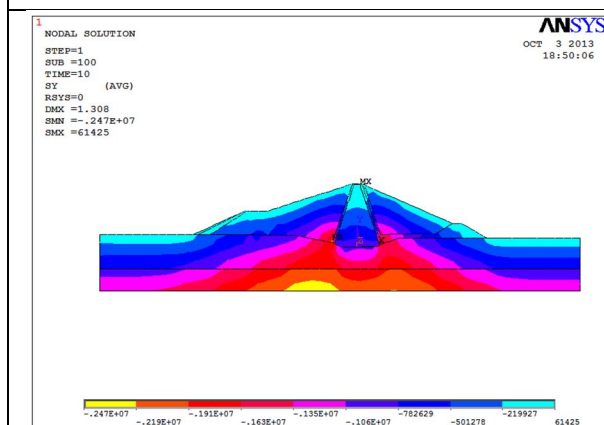


Figure V.48 : Champs de contraintes verticales,
Niveau 311,5 NGA

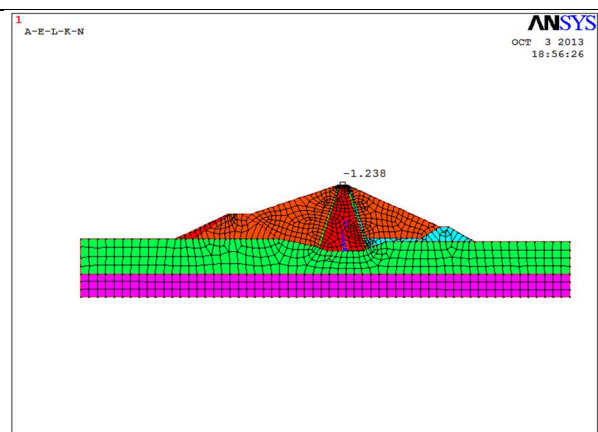


Figure V.49 : Tassement de la crête
Niveau 311,5 NGA

Le tableau V.9 donne la comparaison des valeurs de tassements obtenus par la modélisation et celles obtenues par auscultation.

Tableau V.9 : Comparaison des résultats modélisation - auscultation, niveau 311.5 NGA

Niveau 311,5 NGA	Repère crête (Noyau) (m)
Modélisation	1,308
Auscultation	1,225

La figure V.50 donne une synthèse des tassements mesurés en auscultation et ceux calculés par modélisation pour l'ensemble des niveaux de remblais.

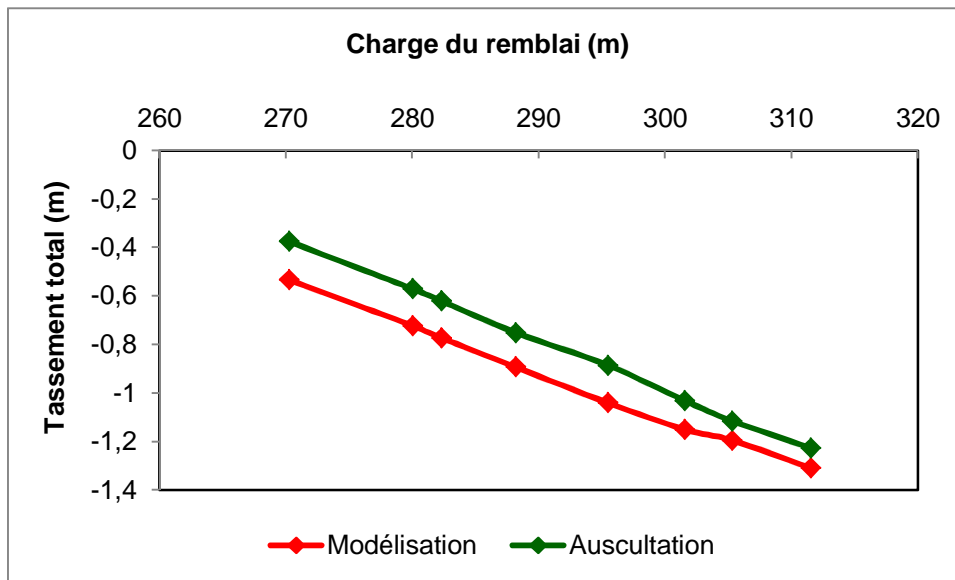


Figure V.50 : Comparaison des tassements mesurés et calculés pendant la construction

A travers cette analyse, nous constatons que les résultats des tassements obtenus à travers la modélisation sont compatibles avec les mesures d'auscultation.

III.2. Comportement hydraulique

III.2.1. Rappels fondamentaux sur les écoulements dans les milieux poreux par analogie thermique

III.2.1.1. Mise en équation

En considérant la relation cause-effet :

- Le fluide s'écoule des pressions hautes vers les pressions basses,
- Plus la variation de pression Δp est importante, plus rapidement le fluide s'écoule,
- Le débit dépend de la perméabilité du milieu poreux noté K ,
- Le débit est inversement proportionnel à la viscosité du fluide notée μ ,
- Le fluide s'écoule dans le sens inverse du gradient de pression.

$$V = (- K / \mu) \Delta p$$

Par analogie thermique :

- Si la température est constante, pas de flux de chaleur,
- Le flux va de la température la plus élevée vers la moins élevée,
- Plus la différence de la température est grande, plus le flux de chaleur est important,

- Le flux de chaleur dépend du matériau ou est appliquée le ΔT .

La loi de Fourier permet d'obtenir le flux de chaleur par :

$$\phi = - \lambda \cdot \Delta T$$

Où T est la température et λ la conductivité thermique

III.2.1.2. Equation de la chaleur

Par définition, le transfert thermique par conduction au sein d'un milieu s'effectue sans déplacement de la matière sous la seule influence de la différence de température entre deux zones. La théorie de la conduction repose sur la loi de Fourier. La densité du flux est proportionnelle au gradient de la température.

$$\phi = - \lambda \cdot \text{grad}(T)$$

La conservation de l'énergie dépend étroitement des propriétés thermo physiques : la conductivité thermique, la diffusivité thermique, et la géométrie du milieu. La relation liant la variation de la température et l'évolution du temps dépend du modèle thermique utilisé pour identifier cette dernière.

Le choix d'une méthode de mesures de la conductivité thermique dépend de certains paramètres. En effet, lorsque le choix de la combinaison matériau-précision se pose de manière précise, de nombreux paramètres sont à prendre en compte :

- Le type de produit : milieu granulaire, milieu semi-infini,
 - Le type de régime thermique car il peut être stationnaire, transitoire, ou quasi établi,
 - Le type de la forme géométrique du milieu (2D, 3D, axisymétrique, ...),
 - Les dimensions et les rapports de dimensions,
 - La simplicité de la méthode,
 - Les tolérances (ou précisions) de certains paramètres.

III.2.2. Application sur le barrage Boughrara

La modélisation et l'analyse engagées permettent de se fixer sur une référence pour la comparaison des résultats des mesures d'auscultation par rapport aux prévisions théoriques du comportement hydraulique du barrage.

Le mode d'analyse utilisé par le logiciel Ansys est celui de l'analyse des écoulements dans le corps du barrage par analogie thermique. En effet, et comme cité précédemment, le flux thermique se propage à travers un massif poreux avec des pertes de chaleur. La charge générée en modèle physique est assimilée à la température, le flux thermique au débit d'infiltration.

Le flux est schématisé d'une manière similaire aux lignes de courant dans le modèle physique, les équipotentielles de même charge sont assimilées aux frontières isothermes. Dans l'objectif de rendre explicite l'interprétation des résultats de la modélisation, trois cas d'études, en fonction des variations des niveaux du plan d'eau, ont été engagés en l'occurrence :

- Niveau minimum du plan d'eau enregistré, soit 280 NGA,
- Niveau moyen du plan d'eau en fonction de la densité de la série y afférente, soit 291 NGA,
- Niveau maximum du plan d'eau enregistré, soit 305 NGA, coïncidant avec la côte de la retenue normale d'exploitation,

III.2.2.1. Etude du comportement hydraulique - Profil 1

La comparaison des résultats de la modélisation avec les mesures d'auscultation s'articule, principalement, autour de la pression interstitielle dans le noyau et dans les fondations.

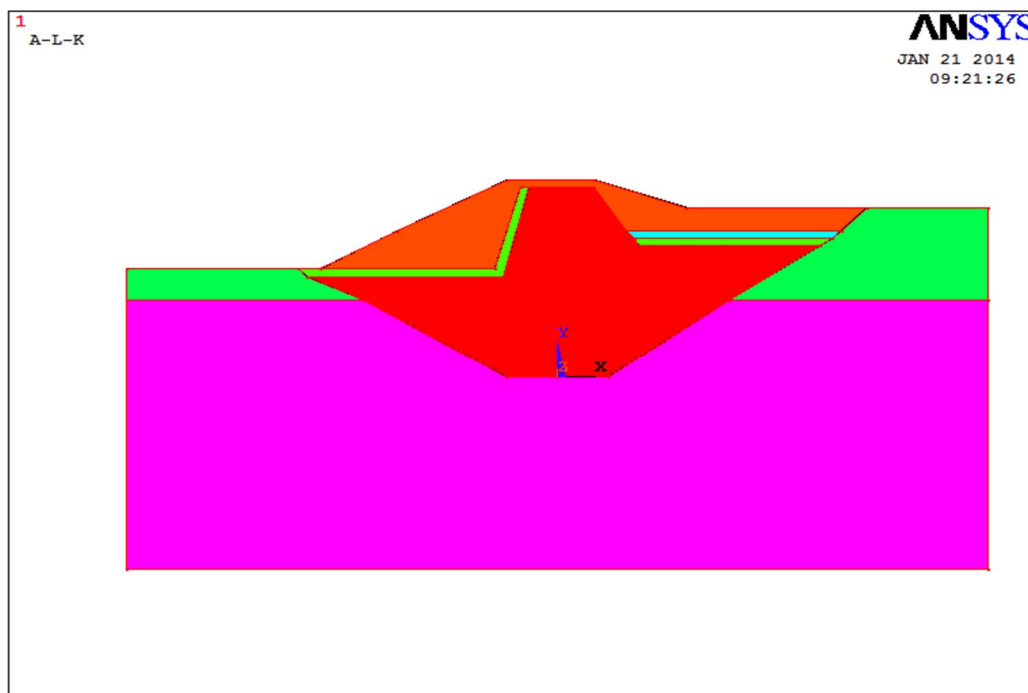


Figure V.51 : Représentation du modèle géométrique du barrage – Profil 1

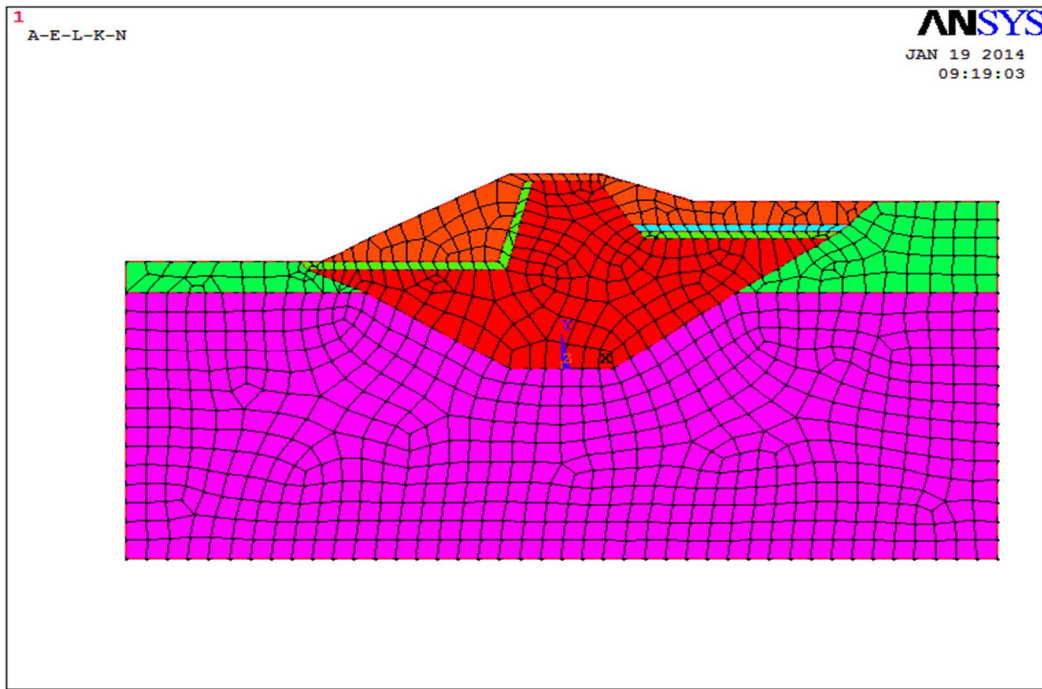


Figure V.52 : Discrétisation du barrage - Profil 1

Le niveau du plan d'eau considéré pour ce profil est le niveau d'eau 305 NGA.

La figure V.53 illustre le flux thermique obtenu par modélisation du barrage.

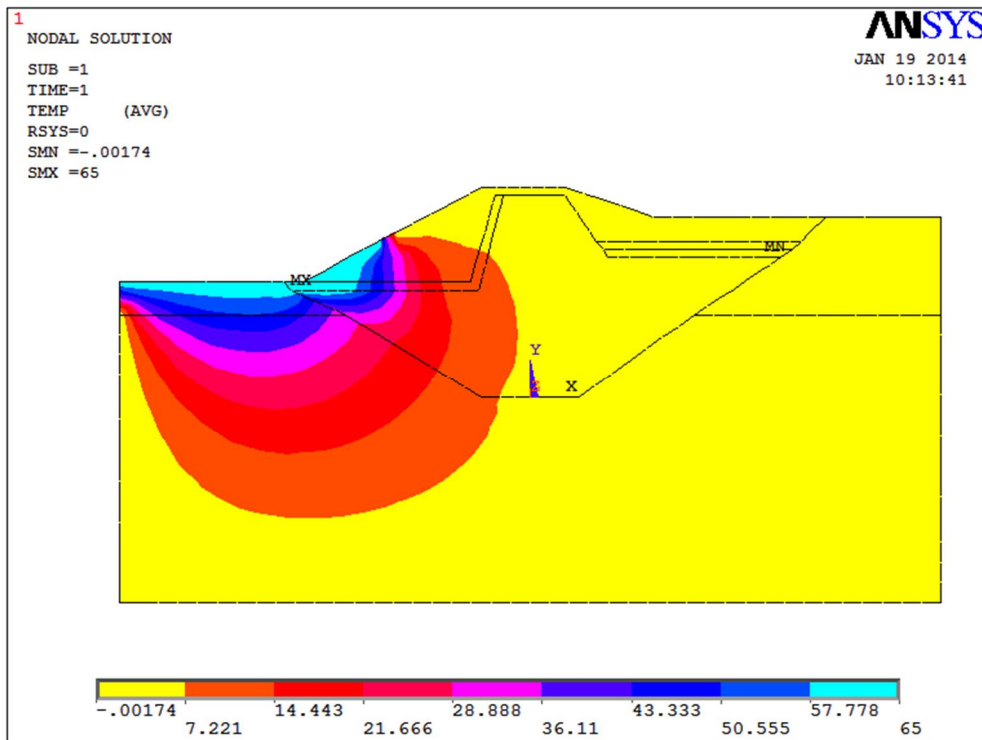


Figure V.53 : Barrage Boughrara, Flux thermique, Niveau du plan d'eau 305 NGA - Profil 1

L'analyse des résultats portera sur les pressions interstitielles au niveau des fondations, du noyau du barrage, dans les drains ainsi que dans les piézomètres.

a) Analyse de la pression interstitielle en fondation

Le tableau V.10 donne la comparaison des résultats entre la modélisation et l'auscultation pour le niveau du plan d'eau 305 NGA au niveau des fondations et pour le profil 1.

Tableau V.10 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation
Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 305 NGA, Fondation - Profil 1

Plan d'eau	CP1	CP2	CP3	CP4
305 NGA				
Modélisation	291,09	283,584	283	267
Auscultation	286,48	289,84	282,72	265,245

La figure V.54 schématise cette comparaison au niveau des cellules de pressions.

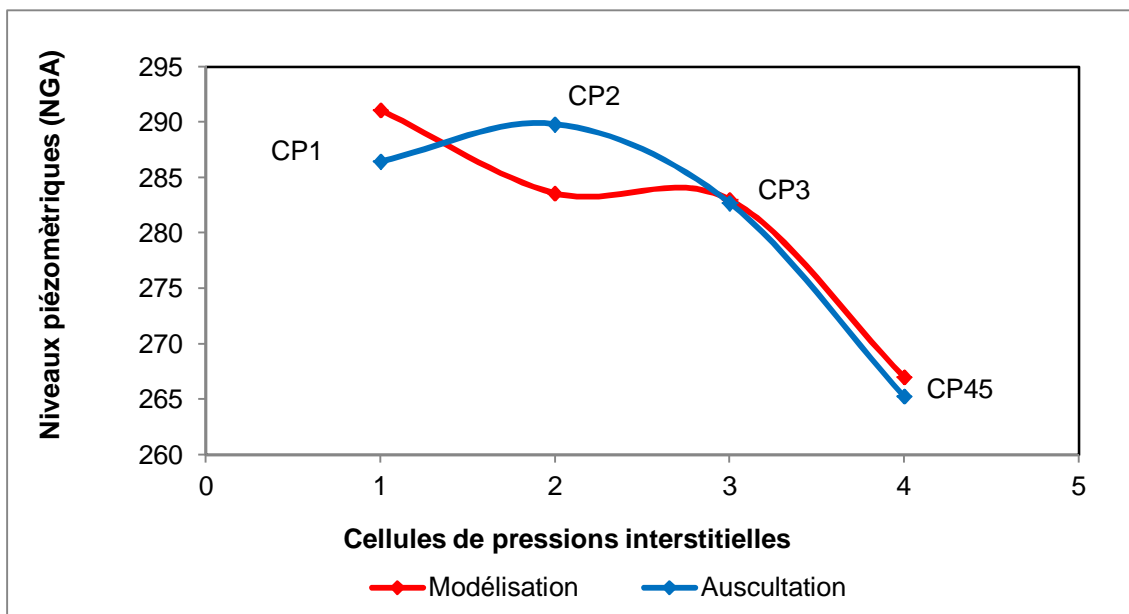


Figure V.54 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation
Fondation – profil 1, Niveau du plan d'eau 305 NGA

La valeur de la pression interstitielle mesurée au niveau de la cellule CP2 est supérieure à celle de la modélisation.

b) Analyse de la pression interstitielle dans le noyau

Le tableau V.11 donne la comparaison des résultats entre la modélisation et l'auscultation pour le niveau du plan d'eau 305 NGA au niveau du noyau du barrage et pour le profil 1.

Tableau V.11 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation
Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 305 NGA, Noyau - Profil 1

Plan d'eau 305 NGA	PI1	PI2	PI3
Modélisation	291,51	297,43	304,125
Auscultation	289,98	296,215	300,19

La figure V.55 schématise cette comparaison au niveau des cellules de pressions.

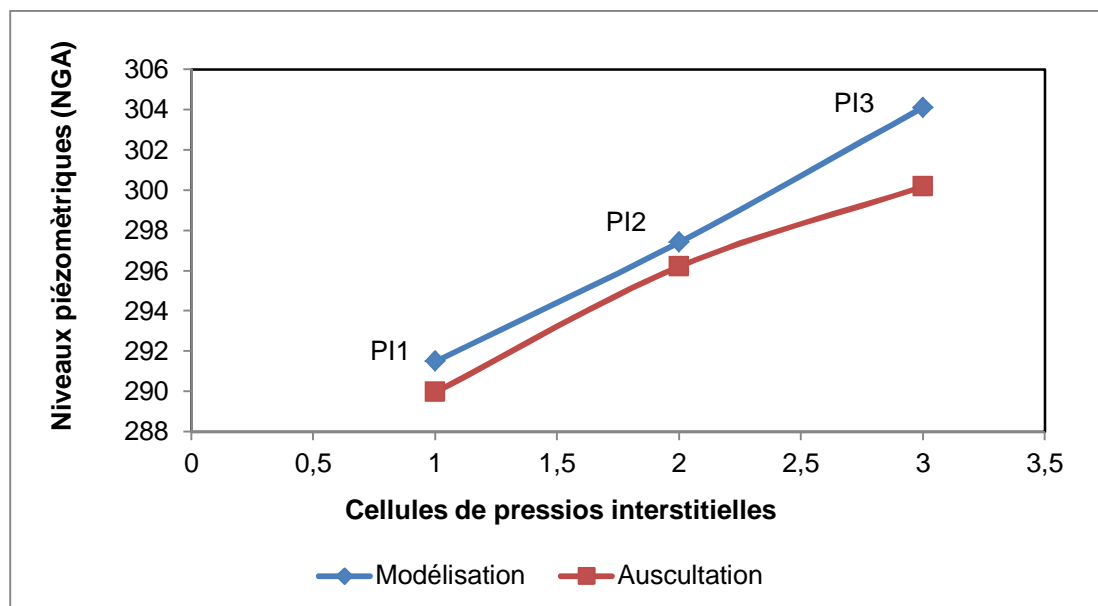


Figure V.55 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation
Noyau – Profil 1, Niveau du plan d'eau 305 NGA

Les mesures d'auscultations sont légèrement inférieures aux valeurs de modélisation.

c) Analyse de la pression interstitielle dans le drain

Le tableau V.12 donne la comparaison des résultats entre la modélisation et l'auscultation pour le niveau du plan d'eau 305 NGA au niveau du drain du barrage et pour le profil 1. Les résultats sont compatibles.

Tableau V.12 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation
Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 305 NGA, Drain - Profil 1

Plan d'eau 305 NGA	CP5
Modélisation	303,36
Auscultation	303,32

d) Analyse de la pression interstitielle dans les piézomètres

Le tableau V.13 donne la comparaison des résultats entre la modélisation et l'auscultation pour le niveau du plan d'eau 305 NGA au niveau des piézomètres et pour le profil 1.

*Tableau V.13 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation
Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 305 NGA, Piézomètres - Profil 1*

Plan d'eau 305 NGA	PO1
Modélisation	273,262
Auscultation	291,66

Au niveau du piézomètre P01, le niveau piézométrique obtenu par modélisation est inférieur à celui de l'auscultation.

III.2.2.2. Etude du comportement hydraulique - Profil 2

L'analyse des pressions interstitielles pour ce profil est réalisée en considérant un niveau du plan d'eau coïncidant avec le niveau 305 NGA. Les figures V.56 et V.57 donnent respectivement la géométrie du profil du barrage ainsi que sa discrétisation.

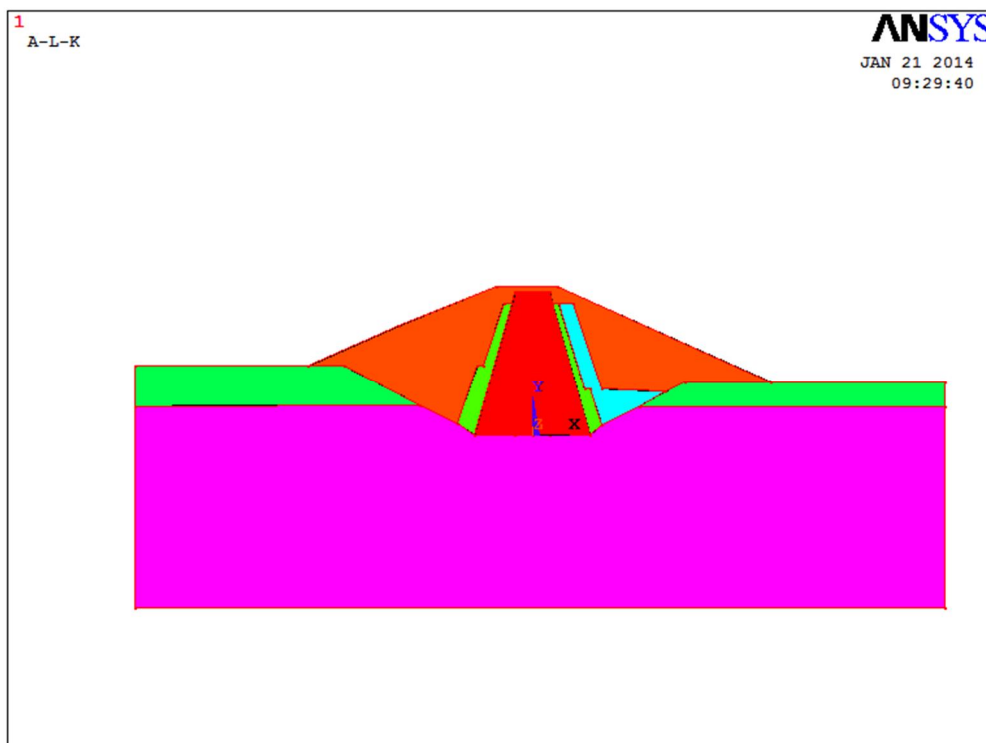


Figure V.56 : Représentation du modèle géométrique du barrage – Profil 2

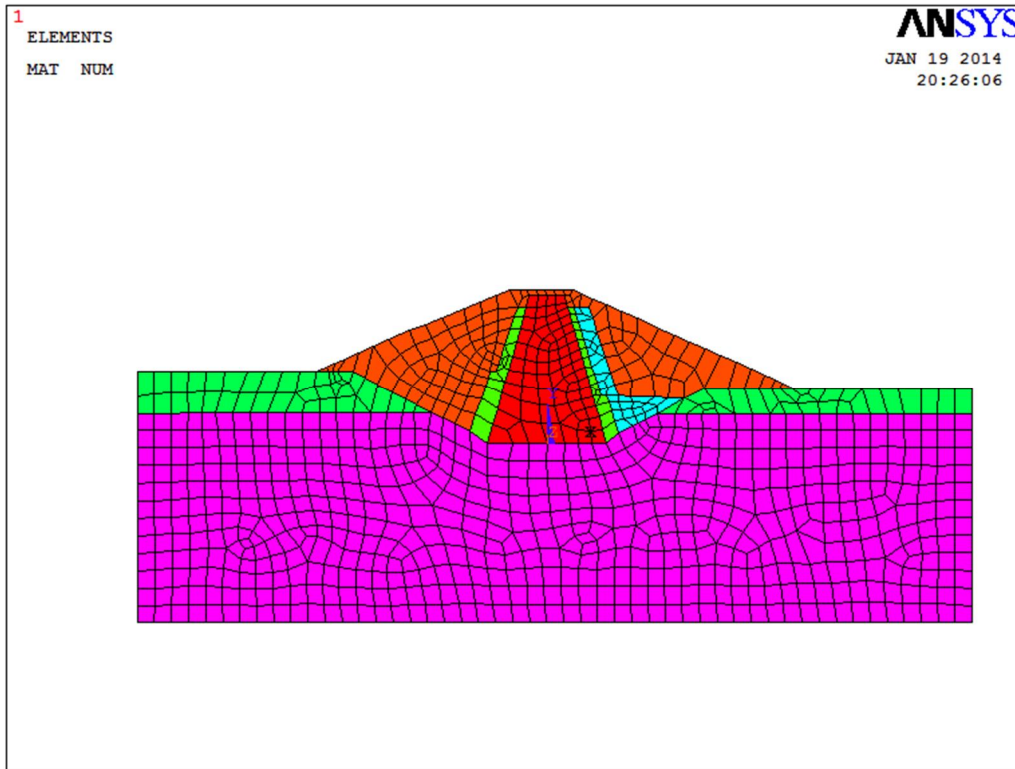


Figure V.57 : Discrétisation du barrage - Profil 2

La figure V.58 illustre le flux thermique obtenu par modélisation du barrage pour le profil 2.

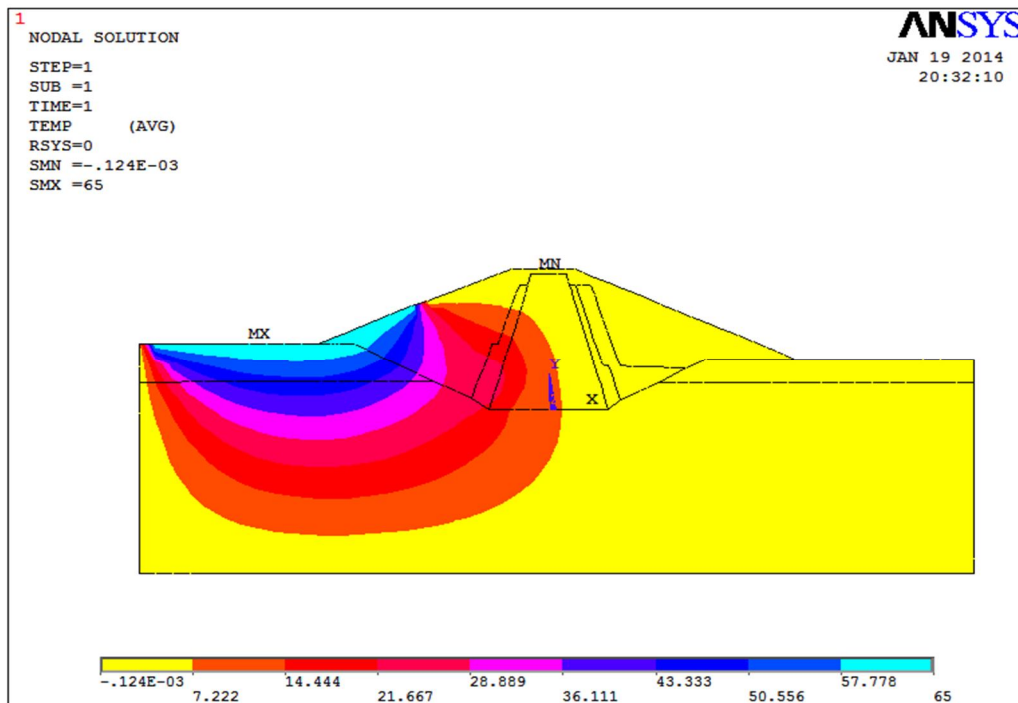


Figure V.58 : Barrage Boughrara, Flux thermique, Niveau du plan d'eau 305 NGA – Profil 2

a) Analyse de la pression interstitielle en fondation sous noyau

Le tableau V.14 et la figure V.59 donnent la comparaison des résultats entre la modélisation et l'auscultation pour le niveau du plan d'eau 305 NGA au niveau des fondations, sous le noyau et pour le profil 2.

Tableau V.14 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation
Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 305 NGA, Fondation (sous le noyau) - Profil 2

Plan d'eau 305 NGA	CP6	CP7	CP10	CP11
Modélisation	278,905	270	283,28	296,29
Auscultation	275,745	269,75	278,555	280,12

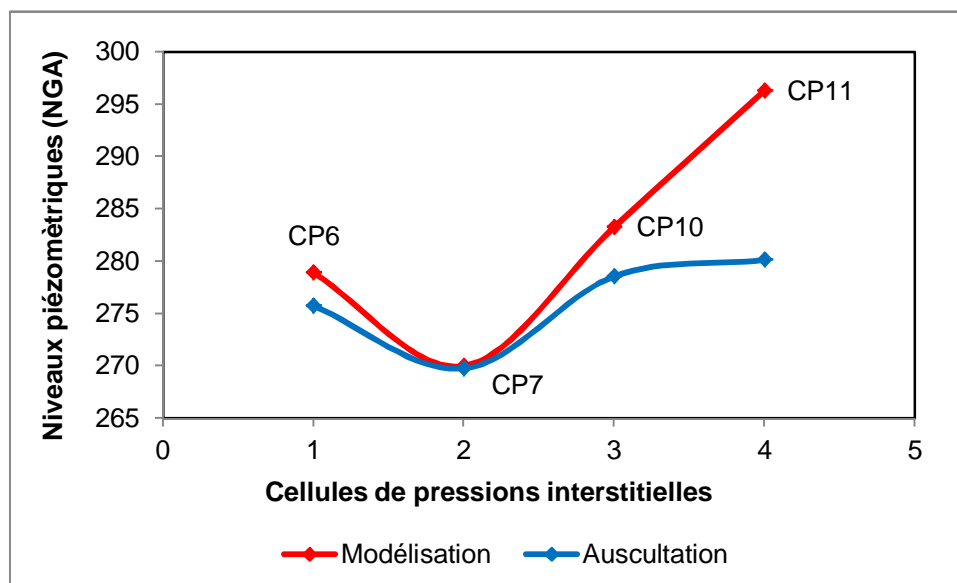


Figure V.59 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation
Fondation (sous le noyau) – profil 2, Niveau du plan d'eau 305 NGA

Les mesures d'auscultations sont légèrement inférieures aux valeurs de modélisation.

b) Analyse de la pression interstitielle en fondation sous la recharge

Le tableau V.15 et la figure V.60 donnent la comparaison des résultats entre la modélisation et l'auscultation pour le niveau du plan d'eau 305 NGA au niveau des fondations (sous la recharge) et pour le profil 2.

Tableau V.15 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation
Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 305 NGA, Fondation (sous la recharge) - Profil 2

Plan d'eau 305 NGA	CP8	CP12	CP13	CP14	CP15
Modélisation	288,52	283,89	279,15	287,64	282,9
Auscultation	291,53	289,41	287,255	290,025	289,375

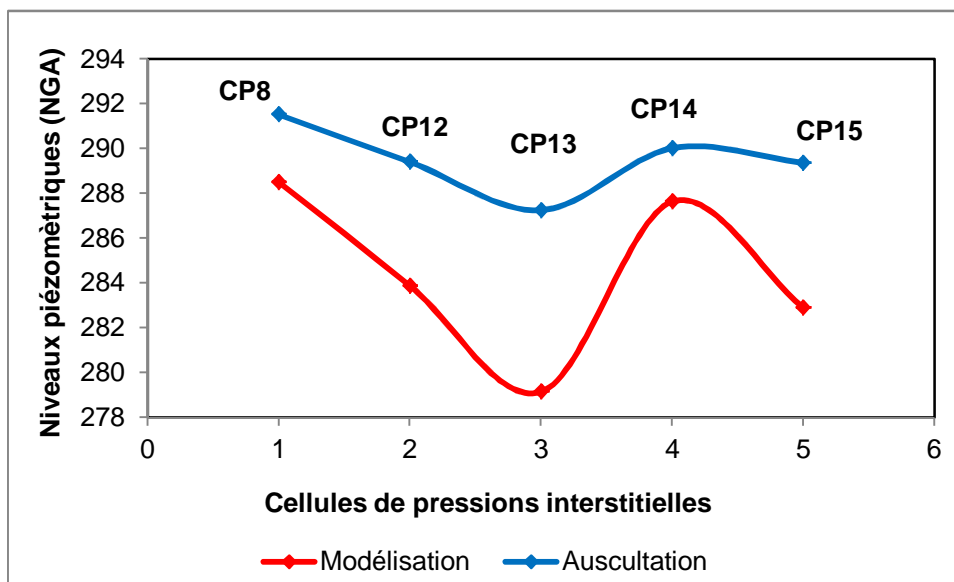


Figure V.60 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation
Fondation (sous la recharge) – profil 2, Niveau du plan d'eau 305 NGA

Les mesures d'auscultations sont supérieures aux valeurs de modélisation calculées.

c) Analyse de la pression interstitielle dans le noyau

Le tableau V.16 et la figure V.61 donnent la comparaison des résultats entre la modélisation et l'auscultation pour le niveau du plan d'eau 305 NGA au niveau du noyau et pour le profil 2.

Tableau V.16 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation
Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 305 NGA, Noyau - Profil 2

Plan d'eau 305 NGA	PI4	PI5	PI6
Modélisation	290,953	296,897	306,139
Auscultation	286,58	288,15	300,265

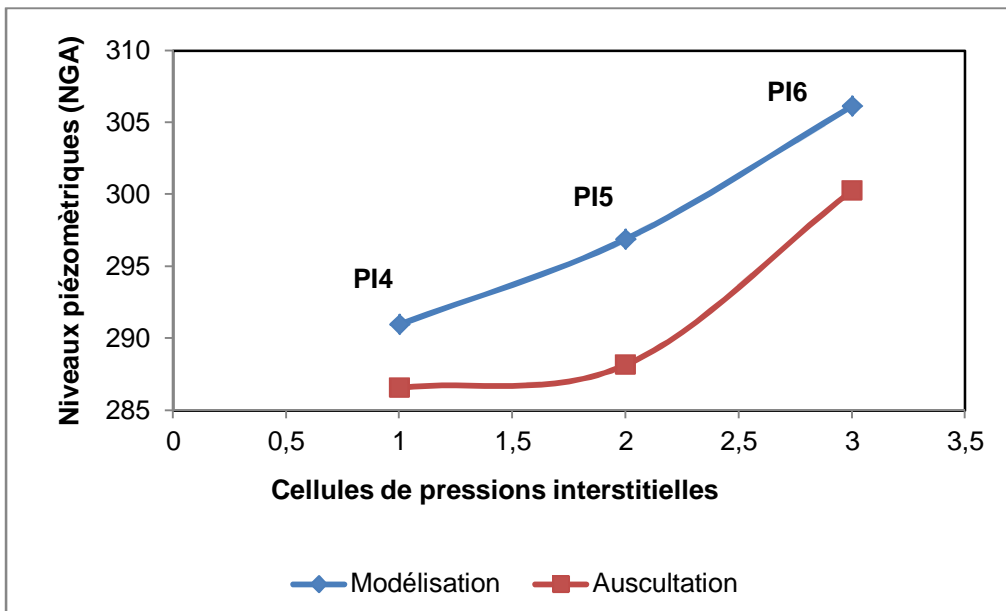


Figure V.61 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation
Noyau – Profil 2, Niveau du plan d'eau 305 NGA

d) Analyse de la pression interstitielle dans le drain

Le tableau V.17 donne la comparaison des résultats entre la modélisation et l'auscultation pour le niveau du plan d'eau 305 NGA au niveau du drain du barrage et pour le profil 2.

Tableau V.17 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation
Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 305 NGA, Drain - Profil 2

Plan d'eau 305 NGA	CP9
Modélisation	292,67
Auscultation	292,635

III. 2.2.3. Etude du comportement hydraulique - Profil 3

L'analyse des pressions interstitielles pour ce profil est réalisée en considérant des niveaux du plan d'eau coïncidant avec les niveaux 291 NGA et 305 NGA. Les figures V.62 et V.63 donnent respectivement la géométrie du profil du barrage ainsi que sa discrétisation.

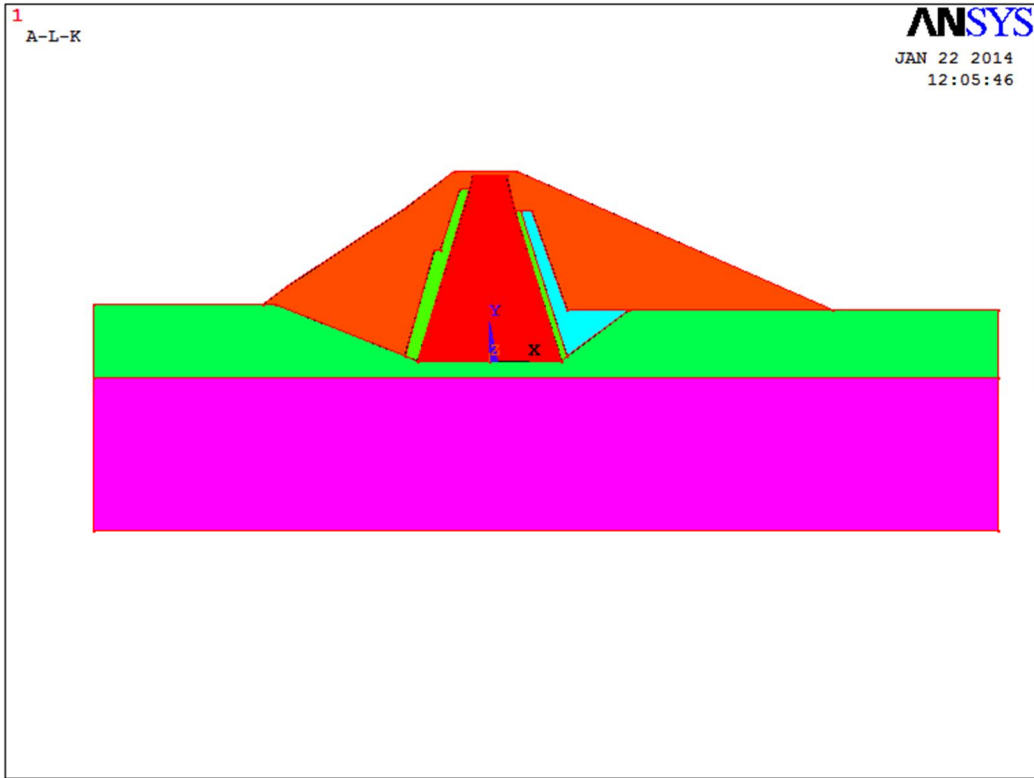


Figure V.62 : Représentation du modèle géométrique du barrage – Profil 3

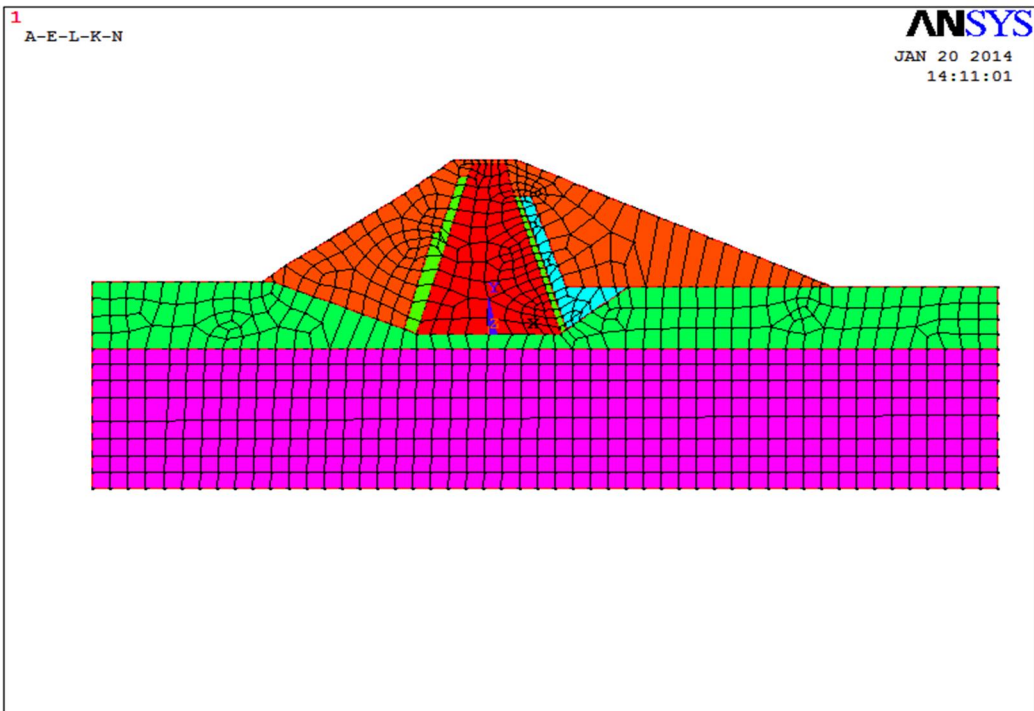


Figure V.63 : Discrétisation du barrage - Profil 3

a) Niveau du plan d'eau 291 NGA

La figure V.64 illustre le flux thermique obtenu par modélisation du barrage pour le profil 3, avec un niveau du plan d'eau de 291 NGA.

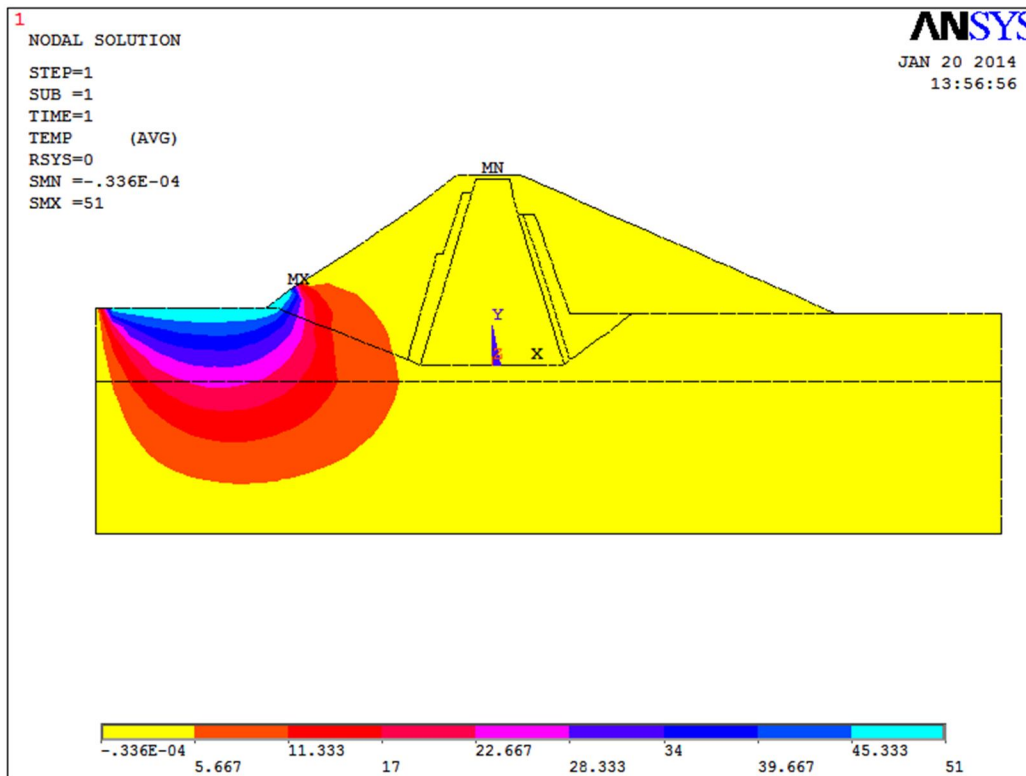


Figure V.64 : Barrage Boughrara, Flux thermique, Niveau du plan d'eau 291NGA – Profil 3

a.1) Analyse de la pression interstitielle en fondation sous le noyau

Le tableau V.18 et la figure V.65 donnent la comparaison des résultats entre la modélisation et l'auscultation pour le niveau du plan d'eau 291 NGA au niveau des fondations du barrage (sous le noyau) et pour le profil 3.

Tableau V.18 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation
Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 291 NGA, Fondation (sous le noyau) - Profil 3

Plan d'eau 291 NGA	CP16	CP17	CP19
Modélisation	277,22	274,53	258,7
Auscultation	273,92	274,065	258,395

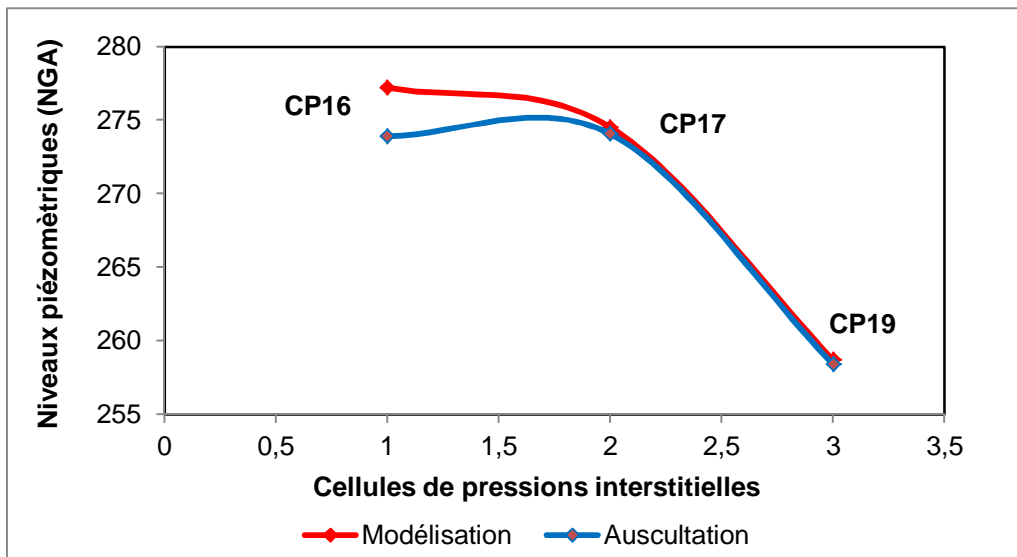


Figure V.65 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation
Fondation (sous le noyau) – profil 3, Niveau du plan d'eau 291 NGA

a.2) Analyse de la pression interstitielle en fondation sous la recharge

Le tableau V.19 et la figure V.66 donnent la comparaison des résultats entre la modélisation et l'auscultation pour le niveau du plan d'eau 291 NGA au niveau des fondations du barrage (sous la recharge) pour le profil 3.

Tableau V.19 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation
Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 291 NGA, Fondation (sous la recharge) - Profil 3

Plan d'eau 291 NGA	CP20	CP21	CP22	CP23	CP24
Modélisation	281,89	276,647	266,546	281,99	277,079
Auscultation	281,605	276,935	266,08	281,415	269,625

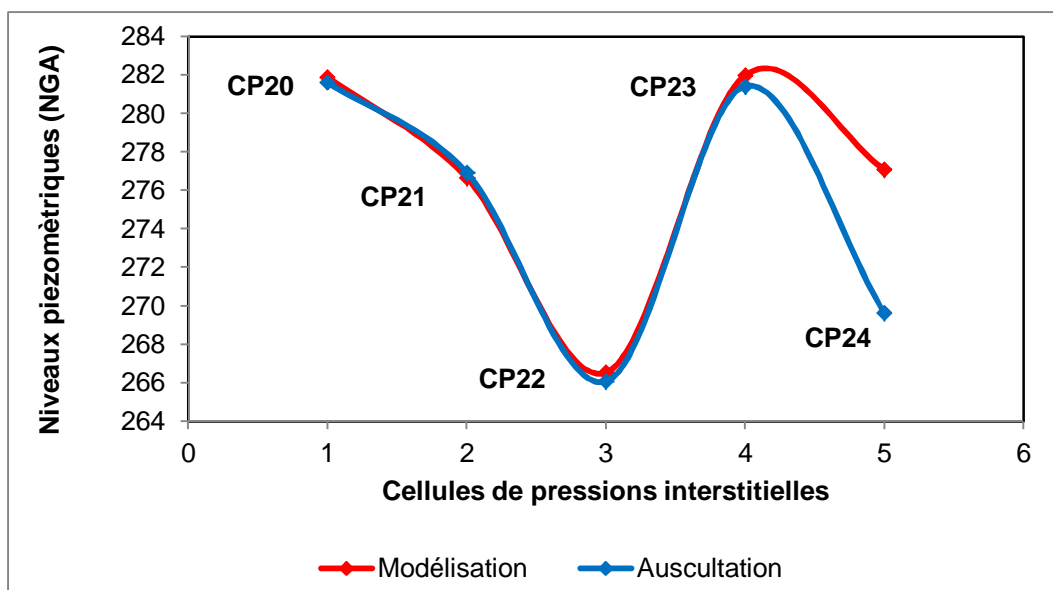


Figure V.66 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation
Fondation (sous la recharge) – profil 3, Niveau du plan d'eau 291 NGA

a.3) Analyse de la pression interstitielle dans le noyau

De la même manière que les autres profils, l'analyse est engagée au niveau du noyau du barrage avec comparaison des résultats de l'auscultation et ceux de la modélisation.

Tableau V.20 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation
Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 291 NGA, Noyau - Profil 3

Niveau 291 NGA	PI7	PI8	PI9
Modélisation	279,688	283,056	300,667
Auscultation	258,59	281,065	300,41

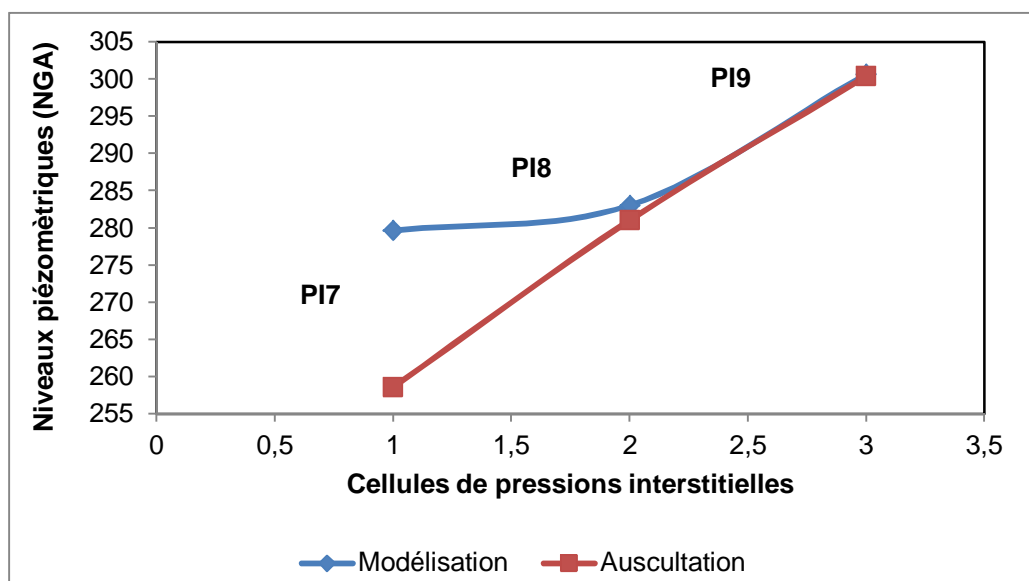


Figure V.67 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation
Noyau – Profil 3, Niveau du plan d'eau 291 NGA

a.4) Analyse de la pression interstitielle dans le drain

Le tableau V.21 donne la comparaison des résultats entre la modélisation et l'auscultation pour le niveau du plan d'eau 291 NGA au niveau du drain du barrage et pour le profil 3.

Tableau V.21 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation
Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 291 NGA, Drain - Profil 3

Plan d'eau 291 NGA	CP25
Modélisation	282,028
Auscultation	281,705

b) Niveau du plan d'eau 305 NGA

La figure V.68 illustre le flux thermique obtenu par modélisation du barrage pour le profil 3 avec un niveau du plan d'eau de 305 NGA.

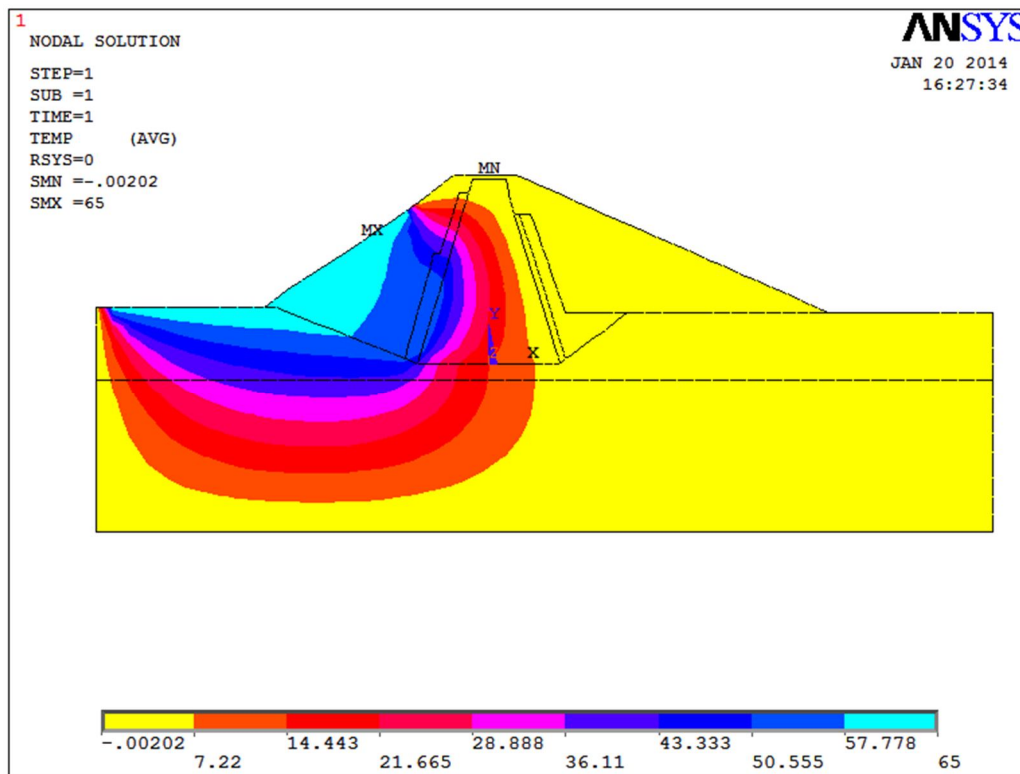


Figure V.68 : Barrage Boughrara, Flux thermique, Niveau du plan d'eau 305 NGA – Profil 3

b.1) Analyse de la pression interstitielle en fondation sous le noyau

De la même manière que les autres profils, l'analyse est engagée au niveau des fondations du barrage (sous le noyau) avec comparaison des résultats de l'auscultation et ceux de la modélisation.

Tableau V.22 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation

Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 305 NGA, Fondation (sous le noyau) - Profil 3

Plan d'eau 305 NGA	CP16	CP17	CP19
Modélisation	298,312	280,08	259,733
Auscultation	274,86	274,005	260,58

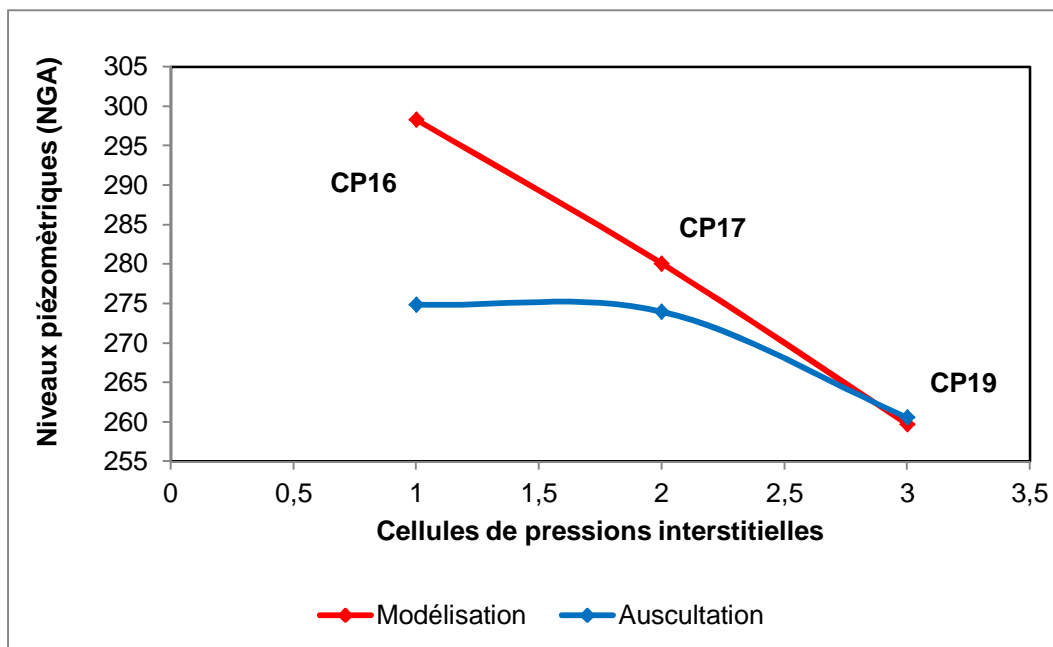


Figure V.69 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation
Fondation (sous le noyau) – profil 3, Niveau du plan d'eau 305 NGA

b.2) Analyse de la pression interstitielle en fondation sous la recharge

L'analyse est engagée au niveau des fondations du barrage (sous la recharge) avec comparaison des résultats de l'auscultation et ceux de la modélisation.

Tableau V.23 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation
Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 305NGA, Fondation (sous la recharge) - Profil 3

Plan d'eau 305 NGA	CP20	CP21	CP22	CP23	CP24
Modélisation	282,164	277,438	267,81	282,023	277,236
Auscultation	281,685	276,81	266,045	281,38	267,425

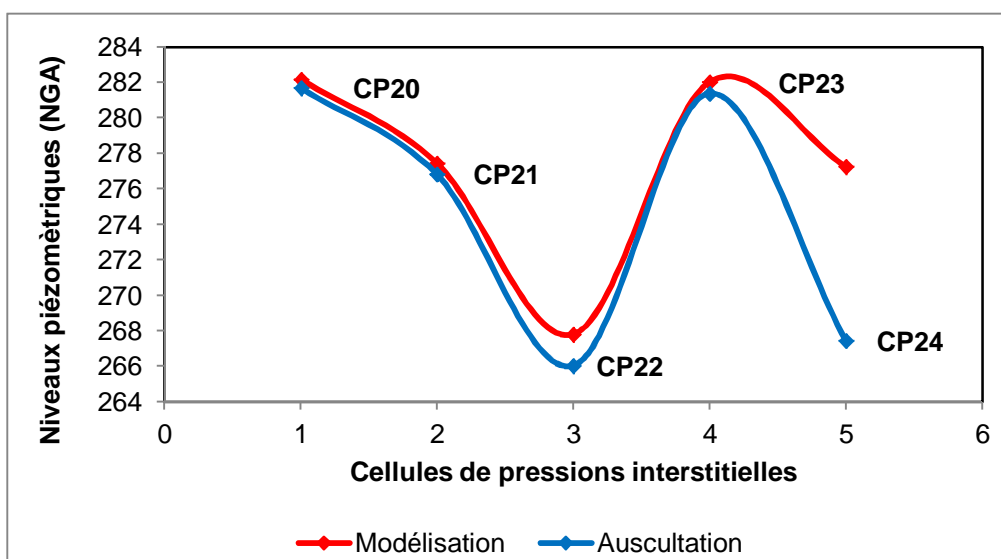


Figure V.70 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation
Fondation (sous la recharge) – profil 3, Niveau du plan d'eau 305 NGA

b.3) Analyse de la pression interstitielle dans le noyau

Cette analyse est engagée au niveau du noyau du barrage avec comparaison des résultats de l'auscultation et ceux de la modélisation.

Tableau V.24 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation
Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 305 NGA, Noyau - Profil 3

Plan d'eau 305 NGA	PI7	PI8	PI9
Modélisation	284,72	310,38	313,892
Auscultation	278,7	281,5	300,395

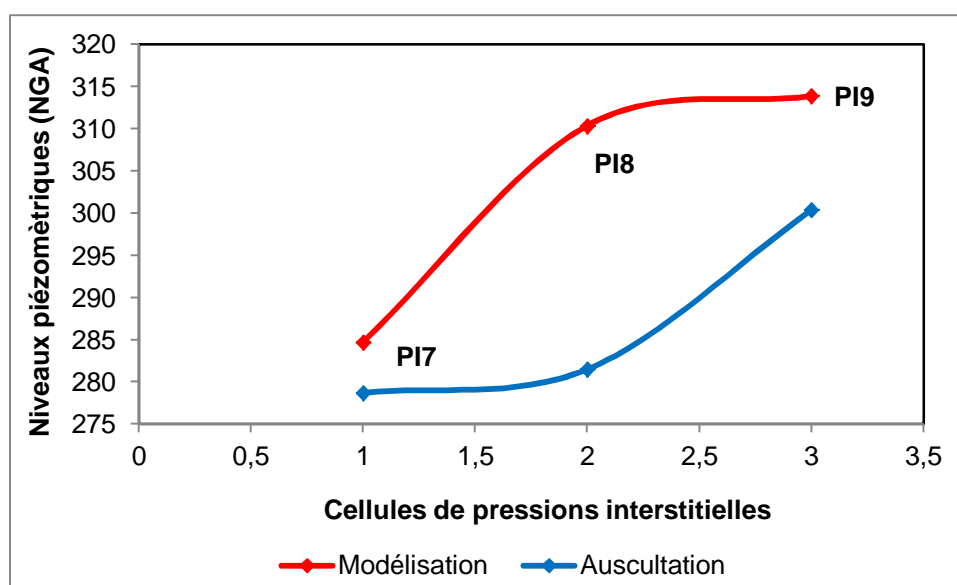


Figure V.71 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation
Noyau – Profil 3, Niveau du plan d'eau 305 NGA

b.4) Analyse de la pression interstitielle dans le drain

Le tableau V.25 donne la comparaison des résultats entre la modélisation et l'auscultation pour le niveau du plan d'eau 305 NGA au niveau du drain du barrage et pour le profil 3.

Tableau V.25 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation
Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 305 NGA, Drain - Profil 3

Plan d'eau 305 NGA	CP25
Modélisation	282,185
Auscultation	281,665

b.5) Analyse de la pression interstitielle dan les piézomètres

Le tableau V.26 donne la comparaison des résultats entre la modélisation et l'auscultation pour le niveau du plan d'eau 305 NGA au niveau des piézomètres et pour le profil 3.

*Tableau V.26 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation
Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 305 NGA, Piézomètres - Profil 3*

Plan d'eau 305 NGA	PO3
Modélisation	270,83
Auscultation	270,17

III. 2.2.4. Etude du comportement hydraulique - Profil 4

Le profil géométrique du barrage est représenté sur la figure V.72. Celui servant à la discrétisation est donné par la figure V.73.

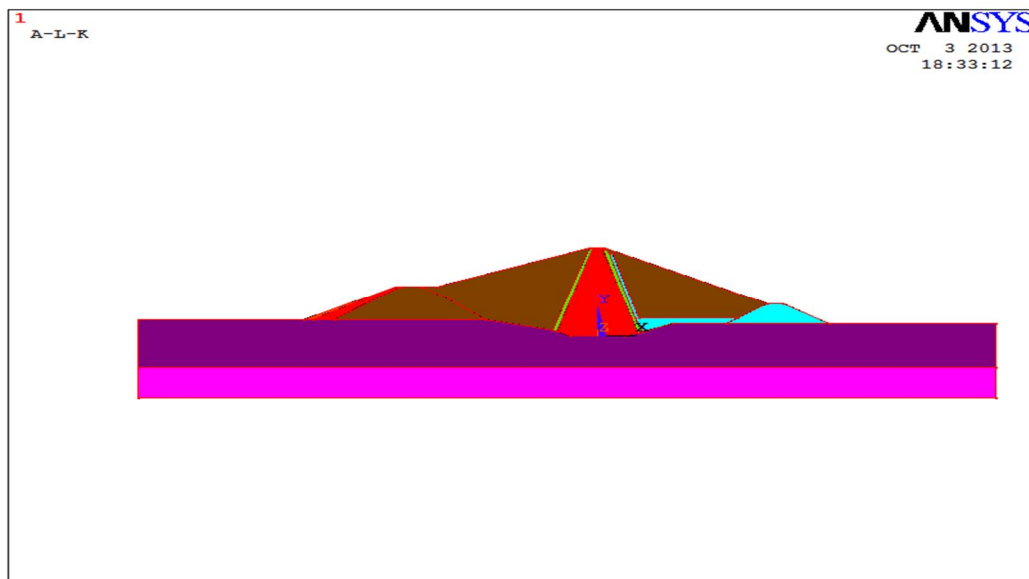


Figure V.72 : Représentation du modèle géométrique du barrage – Profil 4

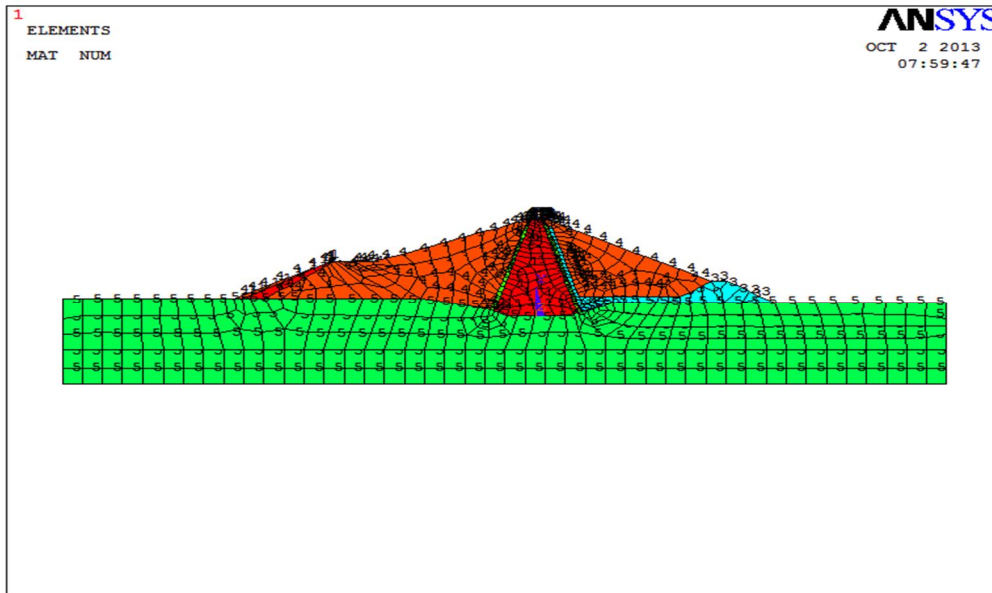


Figure V.73 : Discrétisation du barrage – Profil 4

a) Niveau du plan d'eau 280 NGA

La figure V.74 illustre le flux thermique obtenu par modélisation du barrage pour le profil 4 avec un niveau du plan d'eau de 280 NGA.

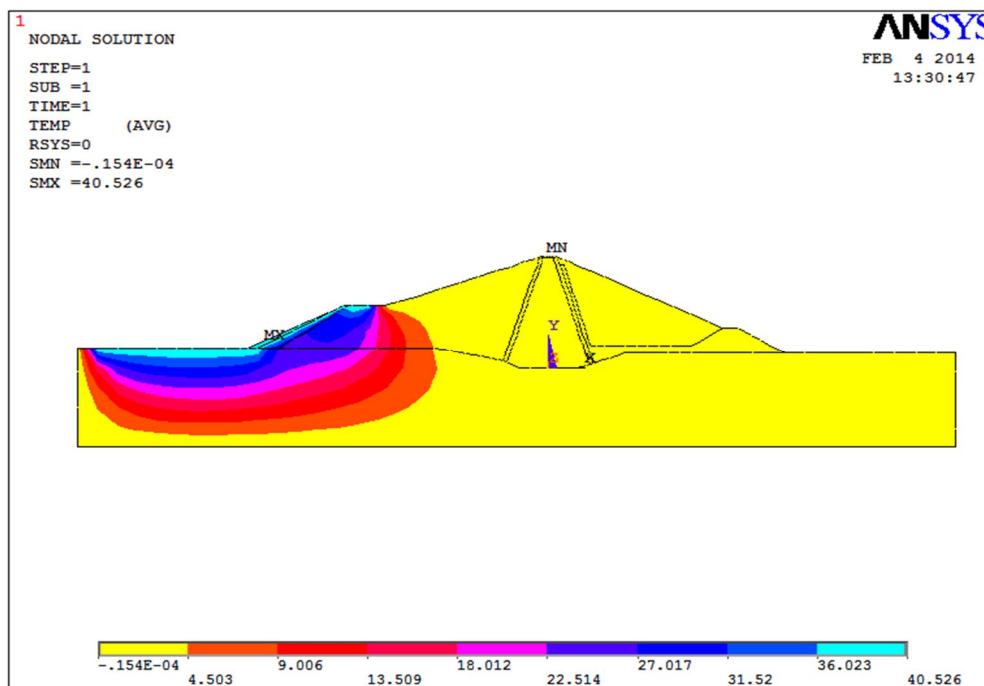


Figure V.74 : Variation du flux thermique, Niveau du plan d'eau 280 NGA, Profil 4

Pour le niveau du plan d'eau 280 NGA, l'analyse au sein du profil 4 a été engagée pour la pression interstitielle en fondation et au niveau du noyau.

a.1) Analyse de la pression interstitielle en fondation sous le noyau

Le tableau V.27 ainsi que la figure V.75 donnent la comparaison des pressions interstitielles évaluées à travers la modélisation et celles obtenues par mesures d'auscultation pour les cellules installées sur le profil 4, au niveau des fondations du barrage (sous le noyau).

Tableau V.27 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation
Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 280 NGA, Fondation (sous le noyau) - Profil 4

Plan d'eau 280 NGA	CP27	CP28	CP29	CP31	CP32
Modélisation	244,15	238,19	230	240,2	230
Auscultation	244,65	283,77	232	241	232

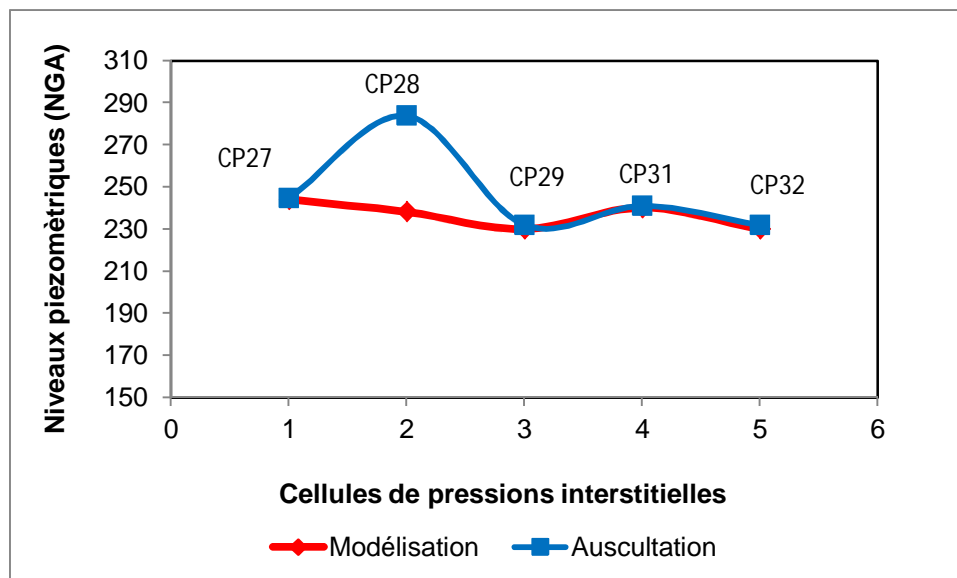


Figure V.75 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation
Fondation (sous le noyau) – profil 4, Niveau du plan d'eau 280 NGA

Au niveau du plan d'eau 280 NGA, la valeur du niveau piézométrique de la cellule C28 mesurée par auscultation est supérieure à celle de la modélisation. Les autres cellules donnent des valeurs mesurées par auscultation proches de celles évaluées par la modélisation.

a.2) Analyse de la pression interstitielle dans le noyau

Le tableau V.28 et la figure V.76 donnent la comparaison des pressions interstitielles évaluées à travers la modélisation et celles obtenues par mesures d'auscultation pour les cellules installées sur le profil 4, au niveau du noyau du barrage.

Tableau V.28 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation
Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 280 NGA, Noyau - Profil 4

Plan d'eau 280 NGA	PI12	PI13	PI14
Modélisation	260,203	260,4	261,192
Auscultation	275,85	281,22	278,96

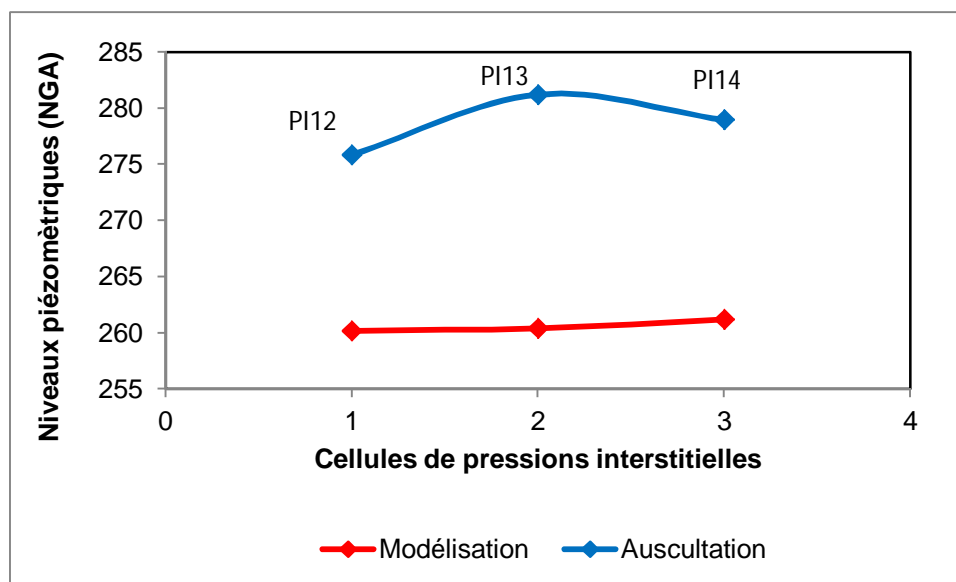


Figure V.76 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation
Noyau – Profil 4, Niveau du plan d'eau 280 NGA

Au niveau 280 NGA, pour le profil 4, les niveaux piézométriques des cellules situées au niveau bas du noyau sont nettement supérieurs à celles données par la modélisation.

b) Niveau du plan d'eau 291 NGA

Pour ce cas de la modélisation, l'étude des écoulements dans le barrage (profil 4) a été effectuée avec le niveau moyen enregistré par le plan d'eau en phase d'exploitation, soit 291 NGA. La figure V.77 donne la variation du flux thermique au niveau du corps du barrage et ses fondations.

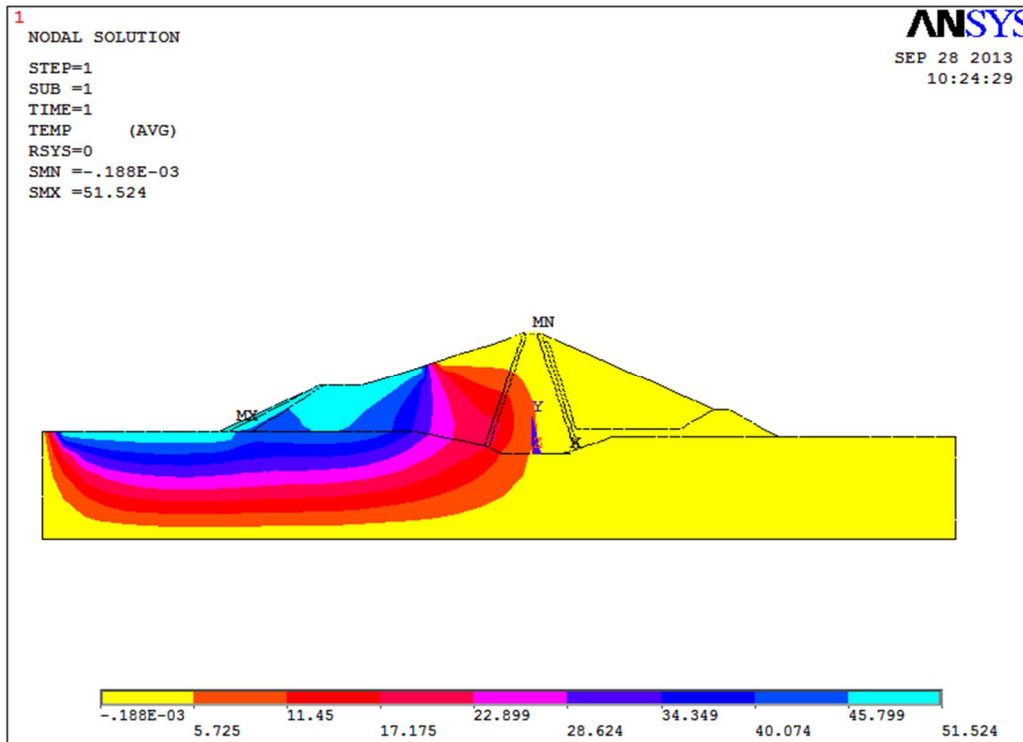


Figure V.77 : Barrage Boughrara, Flux thermique, Niveau du plan d'eau 291 NGA – Profil 4

b.1) Analyse de la pression interstitielle en fondation

Le tableau V.29 et la figure V.78 donnent la comparaison des pressions interstitielles évaluées à travers la modélisation et celles obtenues par mesures d'auscultation pour les cellules installées sur le profil 4, au niveau des fondations du barrage pour un niveau du plan d'eau de 291 NGA.

Tableau V.29 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation
 Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 291 NGA, Fondation - Profil 4

Plan d'eau 291 NGA	CP27	CP28	CP29	CP31	CP32
Modélisation	246,9	242,29	232	246	232
Auscultation	245,71	308,27	236	243	233

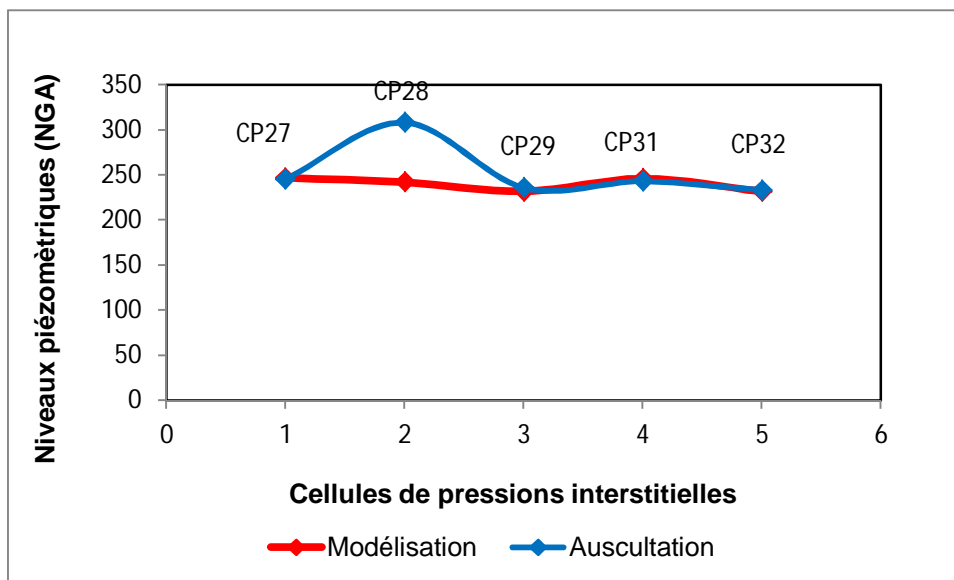


Figure V.78 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation
Fondation – Profil 4, Niveau du plan d'eau 291 NGA

Au niveau du plan d'eau 291 NGA, la valeur du niveau piézométrique de la cellule C28 mesurée par auscultation est supérieure à celle de la modélisation. Les autres cellules donnent des valeurs mesurées par auscultation proche de la modélisation.

b.2) Analyse de la pression interstitielle dans le noyau

D'une manière similaire, le tableau V.30 et la figure V.79 donnent la comparaison des pressions interstitielles évaluées à travers la modélisation et celles obtenues par mesures d'auscultation pour les cellules installées sur le profil 4, au niveau du noyau du barrage.

Tableau V.30 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation
Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 291 NGA, Noyau - Profil 4

Plan d'eau 291 NGA	PI12	PI13	PI14
Modélisation	262,085	269,017	273,67
Auscultation	277,88	286,805	284,255

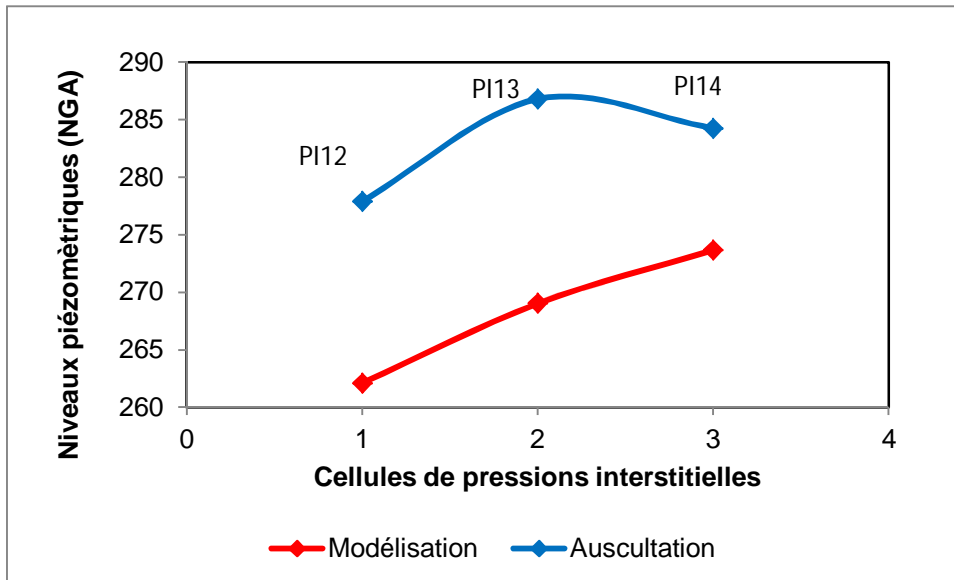


Figure V.79 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation
Noyau – Profil 4, Niveau du plan d'eau 291 NGA

c) Niveau du plan d'eau 305 NGA

Cette série de la modélisation a été engagée par l'étude des écoulements dans le barrage avec le niveau maximum du plan d'eau atteint, soit 305 NGA correspondant au niveau de la retenue normale d'exploitation du réservoir. Les résultats graphiques de la modélisation sont présentés sur la figure V.80.

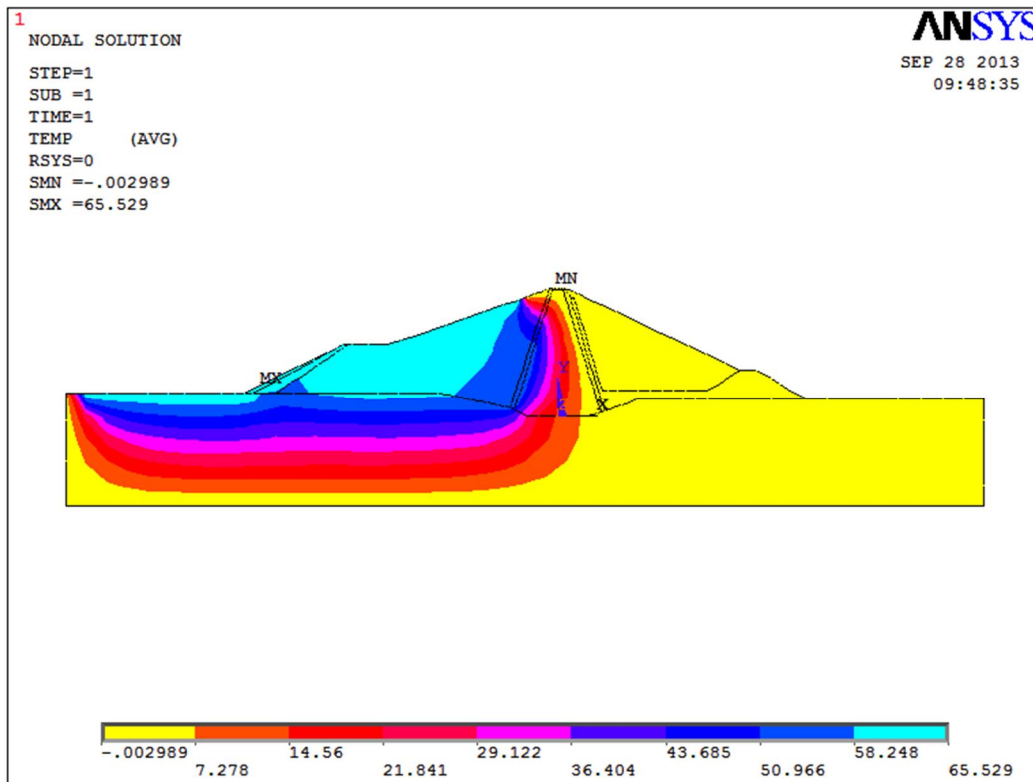


Figure V.80 : Barrage Boughrara, Flux thermique, Niveau du plan d'eau 305 NGA, Profil 4

c.1) Analyse de la pression interstitielle dans la fondation sous la recharge

Le tableau V.31 et la figure V.81 donnent la comparaison des pressions interstitielles évaluées à travers la modélisation et celles obtenues par mesures d'auscultation pour les cellules installées sur le profil 4, au niveau des fondations du barrage pour un niveau du plan d'eau de 305 NGA

Tableau V.31 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation
Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 305 NGA, Fondation (sous la recharge)- Profil 4

Niveau 305 NGA	CP27	CP28	CP29	CP31	CP32
Modélisation	251	247,64	236	249	234
Auscultation	247	340,83	240	244	234,79

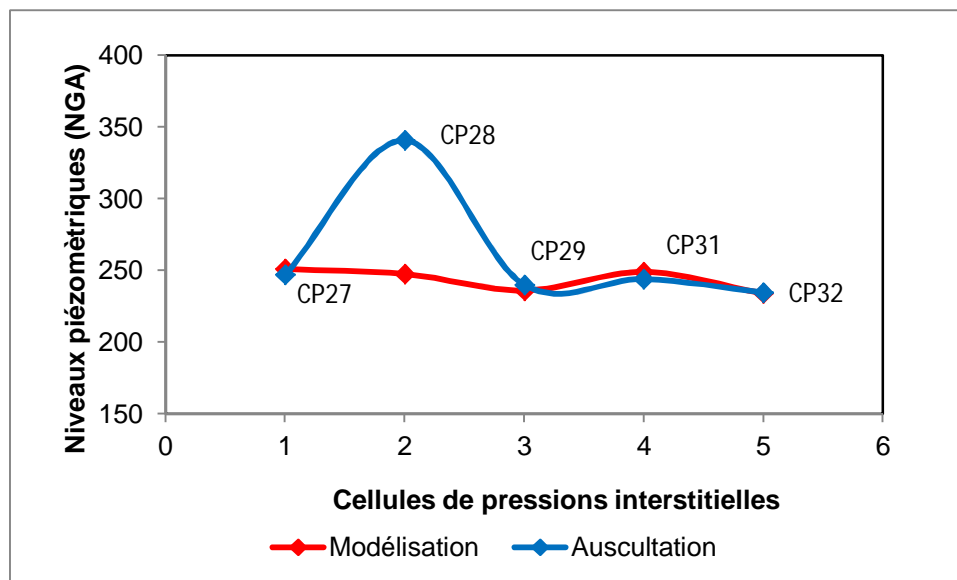


Figure V.81 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation
Fondation (sous la recharge) – Profil 4, Niveau du plan d'eau 305 NGA

Au niveau du plan d'eau 305 NGA, la valeur du niveau piézométrique de la cellule CP28 mesurée par auscultation est supérieure à celle de la modélisation. Les autres cellules donnent des valeurs mesurées par auscultation proches de la modélisation.

c.2) Analyse de la pression interstitielle dans le noyau

Le tableau V.32 et la figure V.82 donnent la comparaison des pressions interstitielles évaluées à travers la modélisation et celles obtenues par mesures d'auscultation pour les cellules installées sur le profil 4, au niveau du noyau du barrage pour un niveau du plan d'eau de 305 NGA

Tableau V.32 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation
Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 305 NGA, Noyau - Profil 4

Niveau 305 NGA	PI12	PI13	PI14
Modélisation	264,7	281,45	290
Auscultation	278,64	288,3	285,8

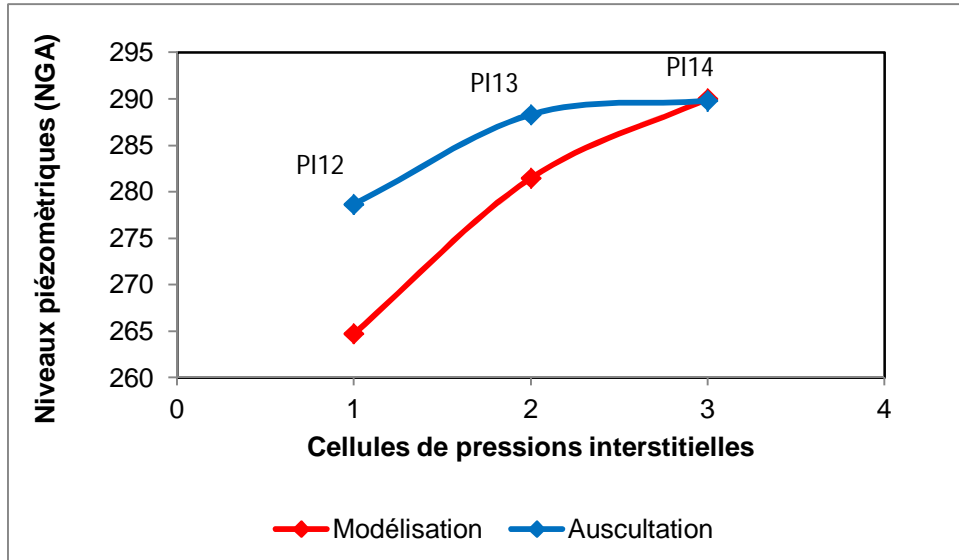


Figure V.82 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation
Noyau – Profil 4, Niveau du plan d'eau 305 NGA

III. 2.2.5. Etude du comportement hydraulique - Profil 5

Le profil géométrique du barrage est représenté sur la figure V.83. Celui servant à la discrétisation est donné par la figure V.84.

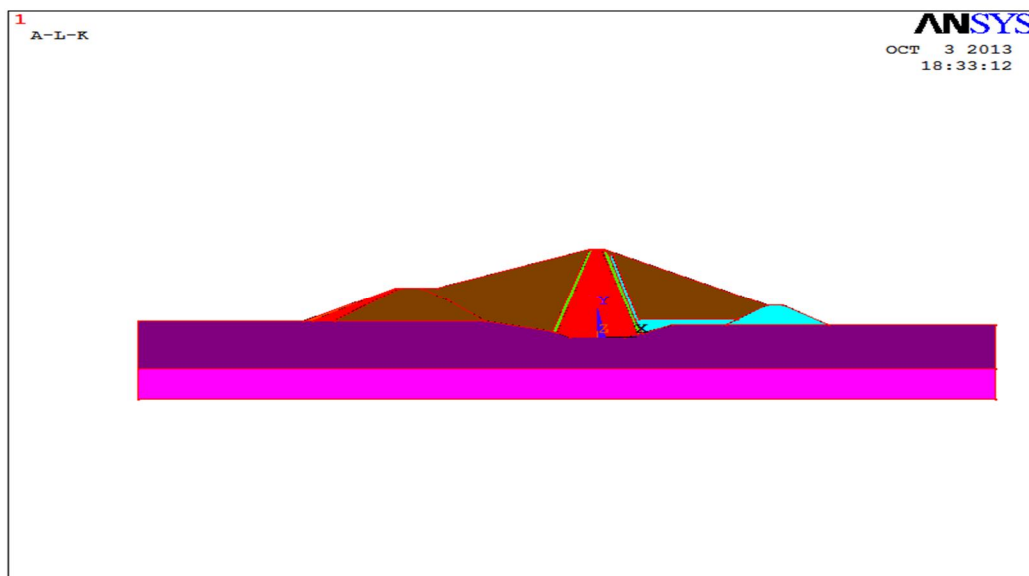


Figure V.83 : Représentation du modèle géométrique du barrage – Profil 5

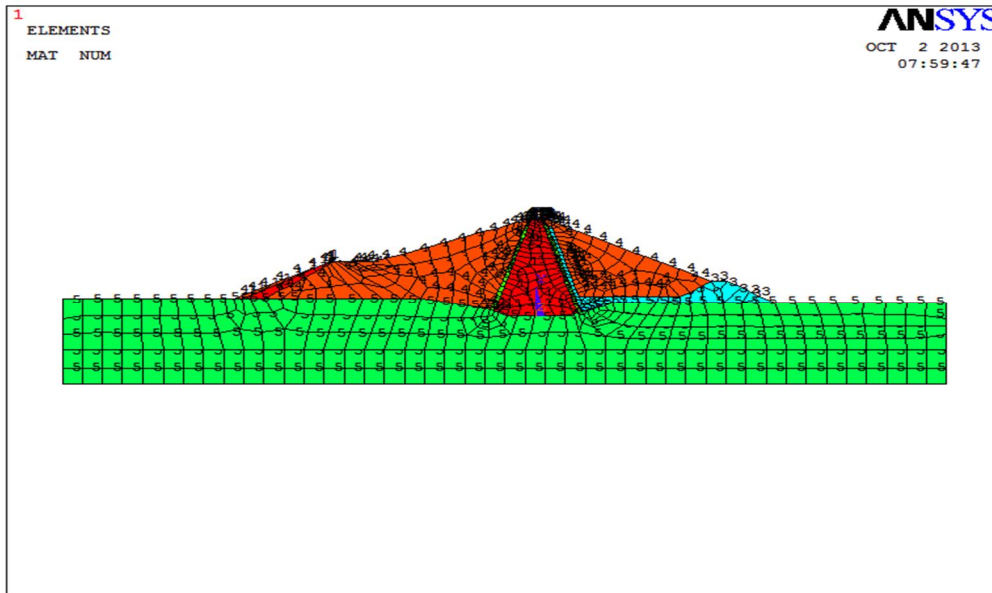


Figure V.84 : Discrétisation du barrage – Profil 5

a) Niveau du plan d'eau 280 NGA

Ce niveau du plan d'eau correspond au niveau minimum atteint par le réservoir et correspond au niveau du batardeau du barrage. La figure V.85 donne la variation du flux thermique au niveau du corps du barrage et ses fondations.

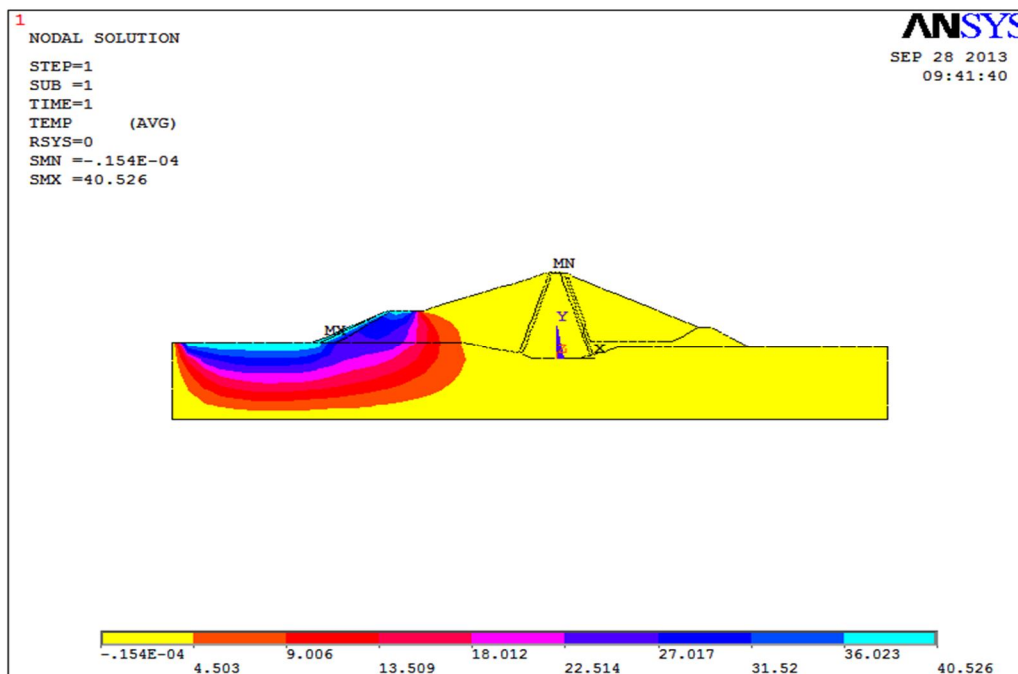


Figure V.85 : Variation du flux thermique, Niveau du plan d'eau 280 NGA, Profil 5

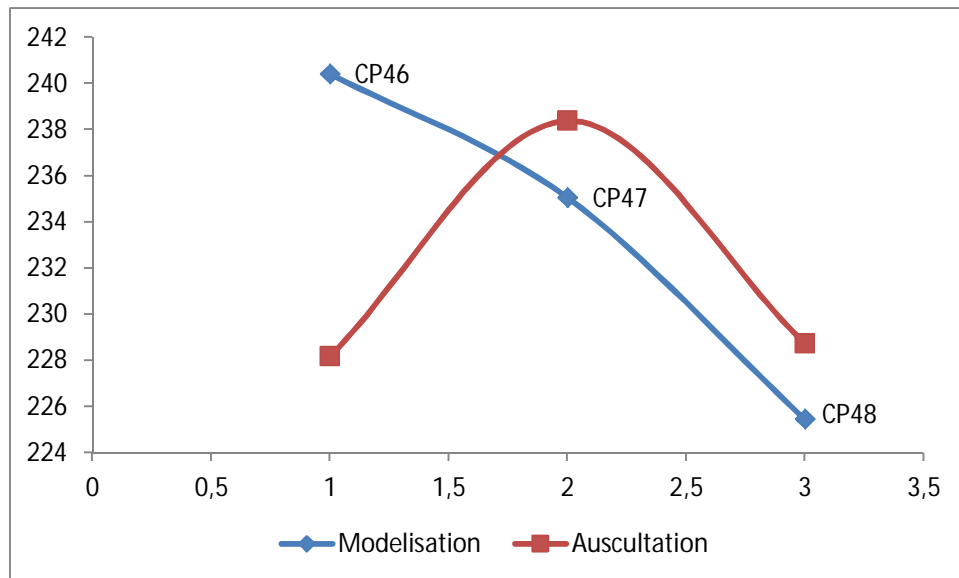
a.1) Analyse de la pression interstitielle dans la fondation

Le tableau V.33 et la figure V.86 donnent la comparaison des pressions interstitielles évaluées à travers la modélisation et celles obtenues par mesures d'auscultation

pour les cellules installées sur le profil 5, au niveau des fondations du barrage pour un niveau du plan d'eau de 280 NGA

*Tableau V.33 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation
Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 280 NGA, Fondations - Profil 5*

Plan d'eau 280 NGA	CP46	CP47	CP48
Modélisation	240,416	235,058	225,45
Auscultation	228,175	238,3775	228,75



*Figure V.86 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation
Fondations – Profil 5, niveau du plan d'eau 280 NGA*

a.2) Analyse de la pression interstitielle dans le noyau

Le tableau V.34 et la figure V.87 donnent la comparaison des pressions interstitielles évaluées à travers la modélisation et celles obtenues par mesures d'auscultation pour les cellules installées sur le profil 5, au niveau du noyau du barrage.

*Tableau V.34 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation
Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 280 NGA, Noyau - Profil 5*

Plan d'eau 280 NGA	PI23	PI24	PI25	PI27	PI28	PI26
Modélisation	260,19	260,5	261,024	280,378	280,201	300,083
Auscultation	286,9	295,81	292,145	281,16	280,21	300,36

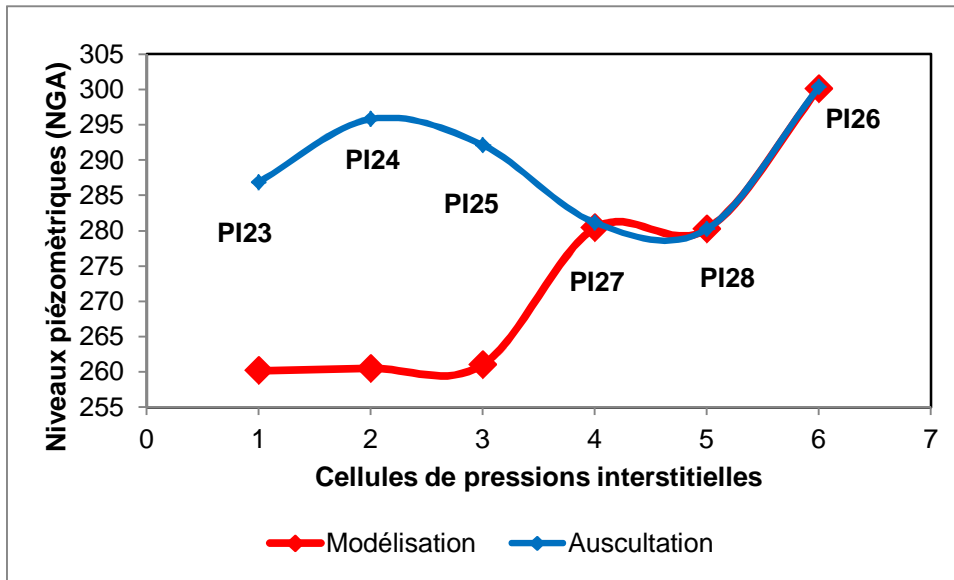


Figure V.87 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation
Noyau – Profil 5, Niveau du plan d'eau 280 NGA

Au niveau 280 NGA, pour le profil 5, les niveaux piézométriques des cellules situées au niveau bas du noyau sont nettement supérieures à celles données par la modélisation.

b) Niveau du plan d'eau 291 NGA

La figure V.88 illustre le flux thermique obtenu par modélisation du barrage pour le profil 5 avec un niveau du plan d'eau de 291 NGA.

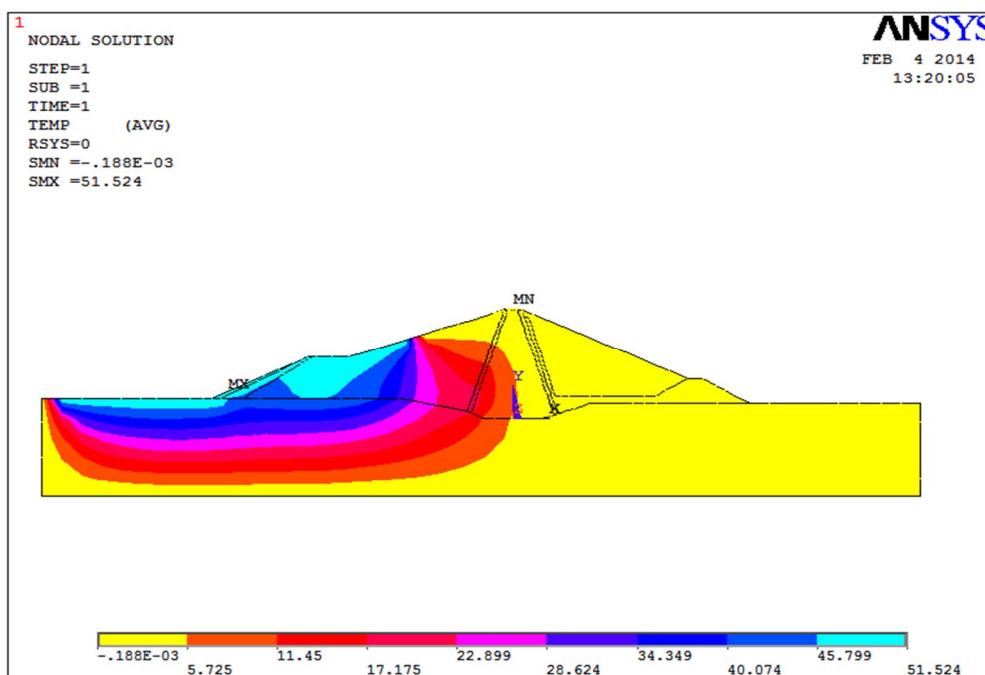


Figure V.88 : Variation du flux thermique, Niveau du plan d'eau 291 NGA, Profil 5

Le tableau V.35 et la figure V.89 donnent la comparaison des pressions interstitielles évaluées à travers la modélisation et celles obtenues par mesures d'auscultation pour les cellules installées sur le profil 5, au niveau du noyau du barrage pour un niveau du plan d'eau de 291 NGA

Tableau V.35 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 291 NGA, Noyau - Profil 5

Plan d'eau 291 NGA	PI23	PI24	PI25	PI27	PI28	PI26
Modélisation	262,11	265,85	274,24	284,92	282,56	301,64
Auscultation	287,85	300,395	293,805	281,335	280,245	299,945

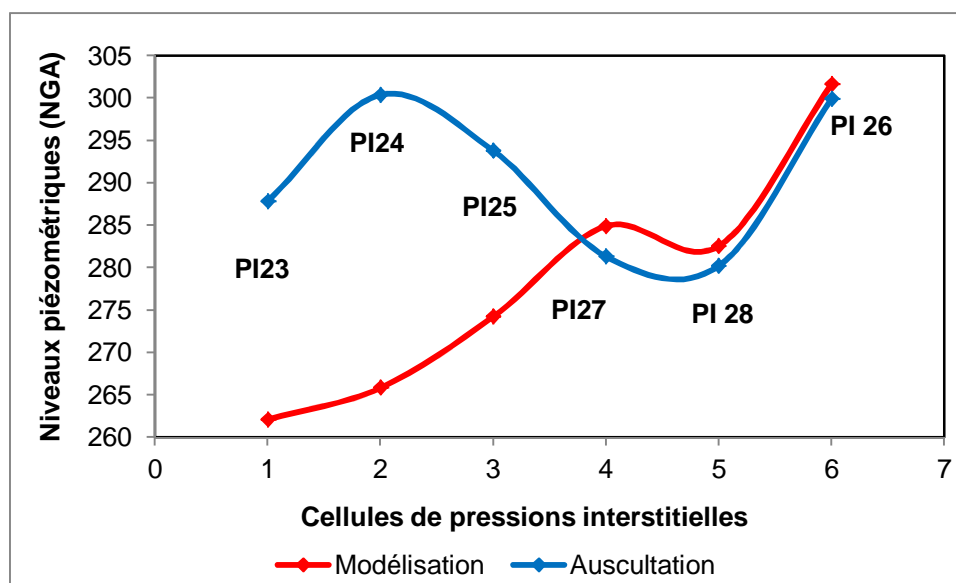


Figure V.89 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation Noyau – Profil 5, Niveau du plan d'eau 291 NGA

Au niveau 291NGA, les niveaux piézométriques des cellules situées au niveau bas du noyau sont nettement supérieurs à celles données par la modélisation.

c) Niveau du plan d'eau 305 NGA

La figure V.90 illustre le flux thermique obtenu par modélisation du barrage pour le profil 5 avec un niveau du plan d'eau de 305 NGA.

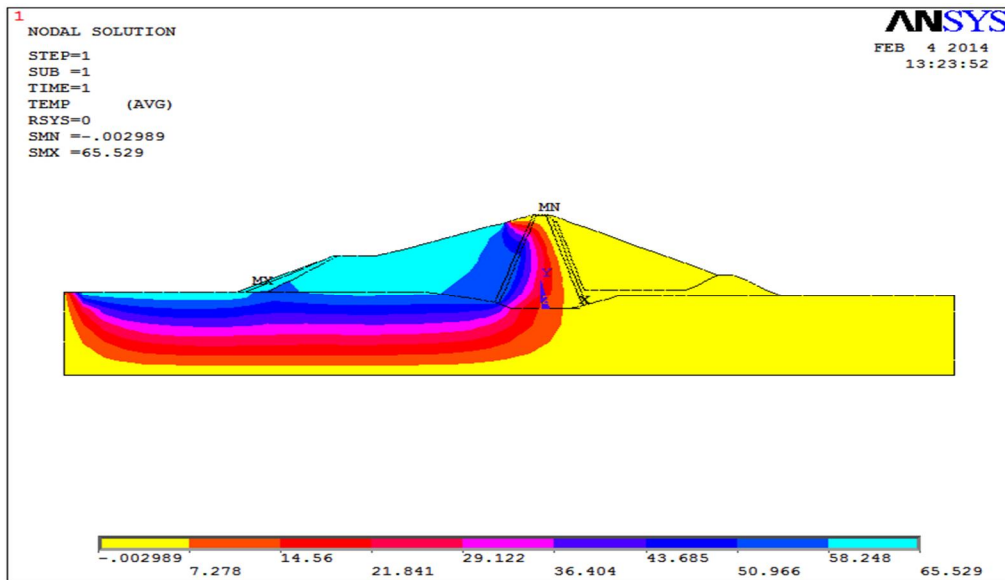


Figure V.90 : Variation du flux thermique, Niveau du plan d'eau 305 NGA, Profil 5

c.1) Analyse de la pression interstitielle dans le noyau

Pour ce profil, et concernant les niveaux de pressions interstitielles, le tableau V.36 et la figure V.91 donnent la comparaison entre les paramètres évalués à travers la modélisation et celles obtenues par mesures d'auscultation.

Tableau V.36 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation
Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 305 NGA, Noyau - Profil 5

Plan d'eau 305 NGA	PI23	PI24	PI25	PI27	CP28	CP26
Modélisation	269,63	281,45	302,86	320,11	293,85	312,43
Auscultation	288,69	300	295,4	281,315	280,23	299,975

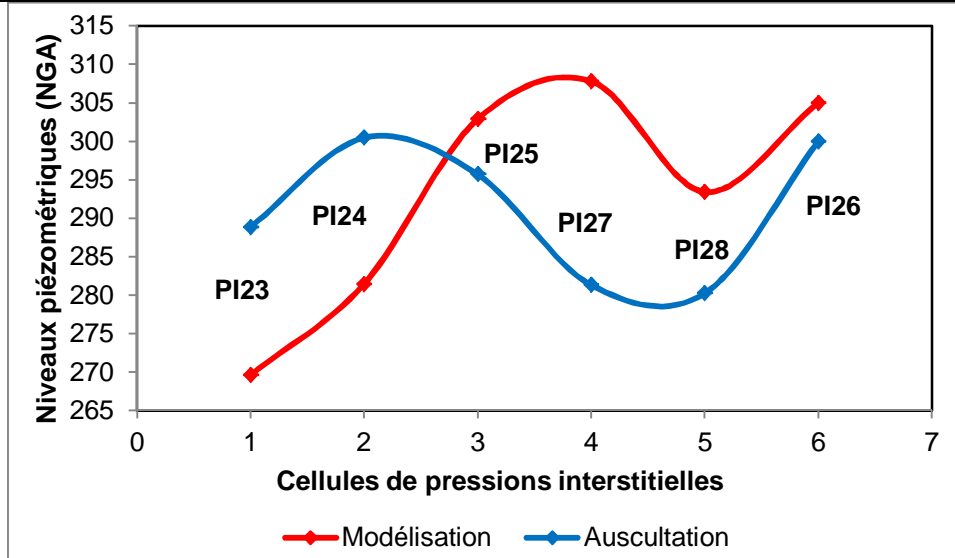


Figure V.91 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation
Noyau – Profil 5, Niveau du plan d'eau 305 NGA

Au niveau 305 NGA, les niveaux piézométrique des cellules situées au niveau bas (PI23 et PI24) du noyau sont nettement supérieures à celles données par la modélisation.

c.2) Analyse de la pression interstitielle dans la fondation, sous le noyau

Pour ce profil, et concernant les niveaux de pressions interstitielles, le tableau V.37 et la figure V.92 donnent la comparaison entre les paramètres évalués à travers la modélisation et celles obtenues par mesures d'auscultation.

Tableau V.37 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation

Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 305 NGA, Fondation (sous le noyau) - Profil 5

Niveau 305 NGA	CP46	CP47	CP48
Modélisation	238	243	234
Auscultation	235	241,28	231

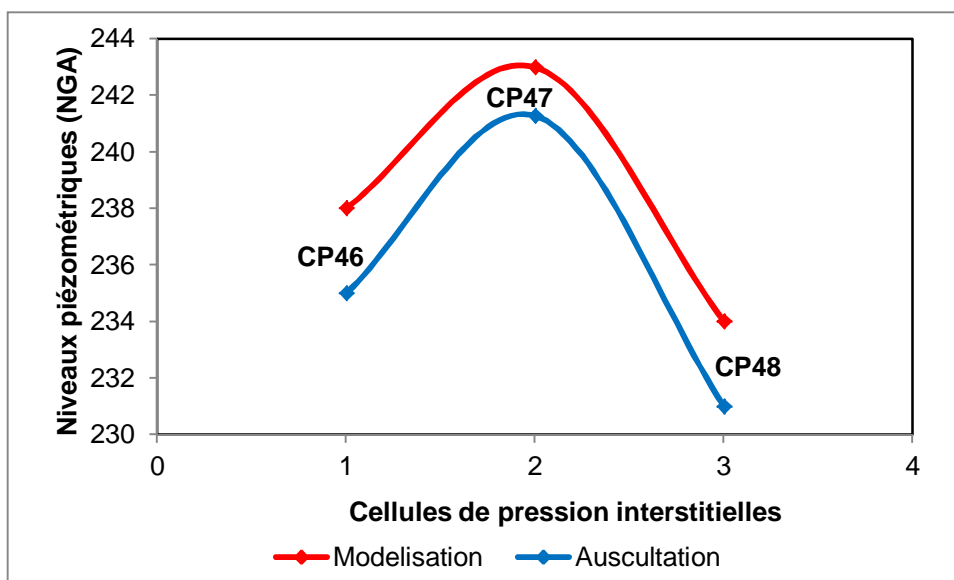


Figure V.92 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation
Fondation (sous le noyau) – Profil 5, Niveau du plan d'eau 305 NGA

c.3) Analyse de la pression interstitielle dans la fondation, sous la recharge

Le tableau V.38 et la figure V.93 donnent la comparaison entre les paramètres évalués à travers la modélisation et celles obtenues par mesures d'auscultation.

Tableau V.38 : Comparaison des résultats modélisation – auscultation

Pressions interstitielles- Niveau du plan d'eau 305 NGA, Fondation (sous la recharge)- Profil 5

Plan d'eau 305 NGA	CP51	CP52	CP53	CP56	CP57	CP58	CP59	CP60
Modélisation	251,12	247,66	239,75	245,85	237,25	250,54	245,59	249,67
Auscultation	250	246	237	243	235	249	244	247

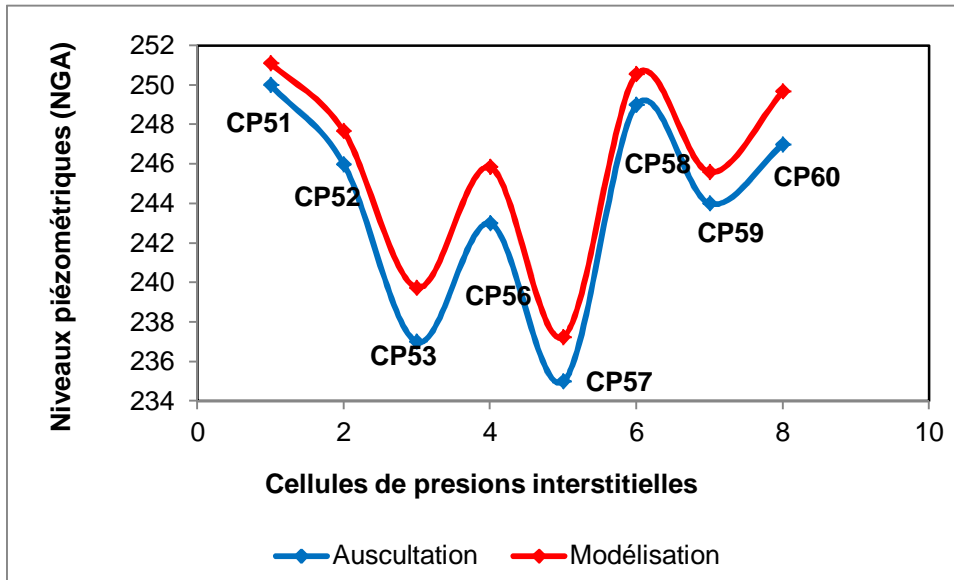


Figure V.93 : Comparaison des pressions interstitielles, modélisation – auscultation Fondation (sous la recharge) – Profil 5, Niveau du plan d'eau 305 NGA

IV. Conclusion

Le développement de modèles numériques de plus en plus précis et fiables met à la disposition de l'ingénieur des outils précieux pour la conception, l'analyse du comportement et la mise au point de solutions de confortement des barrages. Ces outils trouvent une valorisation toute particulière lorsque leur utilisation peut être combinée avec l'exploitation des mesures d'auscultation.

A travers l'analyse élaborée, les conclusions fondamentales qui en découlent sont résumées ainsi :

Comportement mécanique

Sur le plan mécanique, les tassements mesurés en phase de réalisation du barrage sont compatibles avec les résultats de la modélisation.

Comportement hydraulique

En ce qui concerne le comportement hydraulique, les analyses engagées ont permis de déduire les conclusions, par profil, suivantes :

Profil 1

En fondation, les valeurs d'auscultation sont supérieures à celles calculées par modélisation pour la cellule CP2 et ce pour les trois niveaux de calculs du plan d'eau, soient, 280 NGA, 291 NGA et 305 NGA.

Profil 2

En fondation, les valeurs d'auscultation sont supérieures à celles calculées par modélisation pour les cellules CP8, CP 12, CP 13, CP 14 et CP15 et ce pour les trois niveaux de calculs du plan d'eau, soient, 280 NGA, 291 NGA et 305 NGA.

Profil 4

En fondation, les valeurs d'auscultation sont supérieures à celles calculées par modélisation pour la cellule CP28. Au niveau du noyau, les cellules PI 12, PI 13 et PI 14 enregistrent la même situation.

Profil 5

Au niveau du noyau, les cellules PI 23, PI 24 et PI 25 donnent des valeurs mesurées en auscultation supérieures à celles calculées par modélisation.

Il est à signaler que toutes ces constatations ont été confirmées par les résultats obtenues au niveau de l'analyse du comportement du barrage.

CONCLUSION GENERALE

La surveillance des barrages, permet de vérifier les hypothèses de conception et peut influencer la vitesse d'élévation de certains ouvrages. Son rôle est primordial lors du premier remplissage de la retenue, une phase critique de la vie d'un barrage.

L'objet principal de la surveillance des barrages, pendant la construction et la première mise en eau, consiste à comparer le comportement de l'ouvrage par rapport aux prévisions du projet, que ce soit pour vérifier certaines hypothèses de calcul, pour valider les résultats de ces calculs ou pour vérifier la pertinence de tel ou tel choix technique. La première mise en eau, doit faire l'objet de consignes particulières de gestion de la retenue, de surveillance visuelle et de suivi d'auscultation. En règle générale, la présence permanente de l'exploitant est exigée pendant toute cette phase. Les objectifs essentiels, en phase d'exploitation, sont la sécurité de l'ouvrage et de maîtrise des coûts d'exploitation. Pour cela, il faut chercher à déceler tout signe avertisseur de changement dans le comportement de l'ouvrage, ce qui amène à s'intéresser d'une part à l'apparition de phénomènes nouveaux et d'autres part aux évolutions lentes liées au vieillissement.

Cela concourt à garantir, sur long terme, d'une part la sûreté des ouvrages, et d'autre part la maîtrise des coûts par une maintenance qui peut être programmée et optimisée. L'aspect sécurité prime avant toute autre considération, mais il est évident que plus tôt une anomalie est détectée, moindres en sont les conséquences en termes de travaux ou de coût d'exploitation.

La présente recherche a été précédée par une contribution bibliographique, non exhaustive, ciblant le contrôle de la sécurité des barrages. Ce contrôle consiste à détecter et à maîtriser les mécanismes de dégradation pouvant entraîner la rupture de l'ouvrage si aucune action n'est entreprise. Ces dégradations sont provoquées par un ensemble de processus dynamiques plus ou moins dépendants et qui ont des origines diverses et souvent multiples.

Dans le cadre de l'auscultation des barrages, la connaissance approfondie des paramètres à mesurer, et des instruments de mesure y afférents, est également d'une importance capitale. Ce point a fait l'objet de la deuxième partie de la contribution bibliographique.

L'analyse des paramètres mesurés en auscultation, la recherche des différentes corrélations mutuelles, l'analyse spatiale des tassements dans diverses zones du

barrage (noyau, recharges et fondations) ainsi que l'analyse des mesures d'auscultation relatives au comportement hydraulique du barrage ont permis de synthétiser un certain nombre de conclusions en l'occurrence :

Sur le plan mécanique

Le tassement le plus important dans le noyau enregistré vaut 1 497.5 mm, celui de la recharge est de 378 mm. Il a été mis en évidence deux phases de consolidation primaire et secondaire.

En ce qui concerne l'influence de la cinétique des remblais sur les déformations, les anneaux des tassomètres montrent logiquement un tassement instantané du noyau sous l'effet de la montée du remblai, suivi d'une phase de tassement différé. Il est enregistré également une proportionnalité entre la cinétique des remblais et les tassements.

La phase de réalisation des remblais a fait l'objet d'une analyse particulière. En effet, à travers les différentes études et analyse engagées, il a été déduit les conclusions ci-dessous :

L'analyse spatiale engagée pour l'estimation des tassements, basée sur l'étude des déformations des couches situées entre anneaux, et appuyée par la recherche des lois de variation a permis d'apprécier l'influence de la charge des remblais sur les déformations et d'évaluer les tassements pour chaque zone du barrage. En effet, le tassement global pour le noyau, les recharges du barrage ainsi que ses fondations sont respectivement de 0.66, 0.33 et 0.0067 m. Ces valeurs écartent tout risque de déformations différentielles, constituant, souvent, un danger pour ce type de barrage.

L'étude de la célérité des tassements dans le noyau du barrage, basée sur l'analyse des variations temporelles de la vitesse des tassements du noyau, a témoigné d'un dépassement des seuils limites (50 mm/mois) pendant la phase de réalisation des remblais. Cette situation n'a pas été enregistrée pour les recharges.

Le tassement le plus important a été enregistré pendant la phase de réalisation des remblais et que le remplissage du réservoir n'a pas généré une évolution significative des tassements.

Par l'intermédiaire des mesures d'auscultation, l'analyse de la variation des contraintes en fonction des déformations, appliquée aux différentes couches du remblai, avec estimation du couple contrainte-déformation et appuyée par la

recherche des lois de variation a permis l'estimation des modules de déformation pour différentes zones du barrage. Cette étude a débouché sur l'évaluation des modules de déformation qui sont de $2,81.10^4$ Kpa pour le noyau, $9,45.10^4$ Kpa pour les recharges et $1,21.10^5$ Kpa pour les fondations du barrage.

Les résultats relatifs à l'évaluation des modules de déformation confirment les résultats des tassements obtenus. En effet, le différentiel de tassement n'est pas important entre le noyau et les recharges du barrage, ceci est du principalement à l'écart, relativement faible entre les rigidités des différents matériaux.

Enfin, les tassements mesurés en phase de réalisation du barrage sont compatibles avec les résultats de la modélisation.

Sur le plan hydraulique

En ce qui concerne le comportement hydraulique, à l'heure actuelle, le comportement du barrage et ses fondations ne présente aucune inquiétude majeure à l'exception des aspects suivants :

- Profil 1

Le piézomètre P01, installé en rive gauche, et dont le fond est situé à la côte 271.14 NGA enregistre un niveau d'eau relativement élevé coïncidant avec la côte 295 NGA. La cellule de pression interstitielle CP2, située au niveau des fondations, sous le noyau, indique des valeurs élevées.

En terme de validation du comportement, et au niveau des fondations, les valeurs d'auscultation sont supérieures à celles calculées par modélisation pour la cellule CP2 et ce pour les trois niveaux de calculs du plan d'eau, soient, 280 NGA, 291 NGA et 305NGA.

- Profil 2

En rive gauche, les cellules CP12, CP13, CP14 et CP15, situées en fondations, sous la recharge, enregistrent des valeurs également élevées.

Pour les mêmes cellules, la modélisation a confirmé cette situation puisque les valeurs d'auscultation sont supérieures à celles calculées par modélisation et ce pour les trois niveaux de calculs du plan d'eau, soient, 280 NGA, 291 NGA et 305NGA.

- **Profil 3**

Aucune anomalie particulière n'est à signaler.

- **Profil 4**

La cellule CP28, située au niveau des fondations, sous le noyau, indique des niveaux relativement élevés. Ces évolutions suivent fidèlement la variation des niveaux du plan d'eau. Dans cette zone, entre les profils P4 et P5, les drains indiquent des pressions élevées. Il ya lieu de diagnostiquer l'efficacité du voile d'injection. Au niveau du noyau, les cellules de pressions interstitielles, situées au niveau 260 NGA, PI12, PI13 et PI14 enregistrent la même situation.

La validation de cette situation a été d'ailleurs confirmée par les résultats de la modélisation.

- **Profil 5**

Des pressions interstitielles de consolidation se sont développées pendant la montée du remblai tout particulièrement au niveau 260 NGA du noyau (PI23, PI24 et PI25). Les valeurs actuelles sont ponctuellement proches des critères d'alarme définis dans le cahier d'instructions. Leurs évolutions doivent être donc contrôlées et suivies avec attention. Au niveau des fondations, aucune anomalie n'est à signaler.

Les cellules PI 23, PI 24 et PI 25 indiquent des valeurs mesurées en auscultation supérieures à celles calculées par modélisation.

- **Profil 6**

Au niveau des fondations, les cellules CP66 sous le noyau et CP72 sous la recharge (partie amont) enregistrent des valeurs élevées. Au voisinage de ce profil, les cellules installées au niveau de la galerie de dérivation (côté gauche) CP39 et CP42 indiquent des valeurs de pressions interstitielles supérieures aux contraintes totales.

- **Profil 7**

Aucune anomalie particulière n'est à signaler.

En guise de synthèse, certaines recommandations sont à signaler :

La piézométrie, en rive gauche est à surveiller en opérant par l'intensification des mesures et inspections. Il faut réaliser des inspections visuelles en rive gauche pour identifier d'éventuelles venues d'eau en fonction du niveau de la retenue. Si des venues d'eau sont mises en évidence, il conviendra alors de faire intervenir un géologue pour évaluer les risques liés à ces circulations et juger si une instrumentation complémentaire par piézomètre doit être mise en œuvre.

La mise en service des trois piézomètres ouverts, installés en rive gauche est obligatoire. Cette recommandation a été faite, d'ailleurs, par le bureau d'études Tractebel pour le suivi de la piézométrie en rive gauche.

L'installation de piézomètres ouverts dans la zone de la recharge aval est fortement recommandée. Ces instruments permettront le contrôle de la ligne de saturation dans la zone aval du corps du barrage et vérifier par conséquent le fonctionnement et l'efficacité des systèmes de drainage.

Au niveau de la galerie de dérivation, pour l'ensemble des cellules, les pressions interstitielles enregistrent des valeurs qui restent inférieures aux contraintes totales à l'exception des cellules de pressions interstitielles CP39 et CP42 qui indiquent des valeurs supérieures aux contraintes totales (PT3 et PT 6). La période correspondante à cet écart est relative à la mise en eau du barrage. Ceci met en évidence l'effet de contact entre les remblais du barrage et les bétons de la galerie. Cette situation est à suivre en terme de périodicité des mesures en vue d'écarter tout risque d'érosion mécanique au niveau de ce contact, qui constitue une zone sensible des infiltrations des eaux du réservoir.

La cellule de pressions CP28 nécessite un suivi particulier en matière de fréquence des mesures et de contrôle de l'évolution des valeurs mesurées. La même recommandation est à suivre pour les cellules PI24 et PI25.

Il est recommandé de procéder à une analyse des eaux issues des drains dans la galerie de visite pour identifier leur origine. Le suivi, de près, de la réponse des drains lors des montées importantes du plan d'eau est obligatoire.

Le tronçon de la galerie de dérivation 2/3 est à suivre de près en terme de débit. Ce débit est à surveiller en fonction de l'évolution du plan d'eau.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Ait Alaiwa N., Saiyouri N., Hicher P. (2008). Etude du colmatage lié au processus d'érosion interne. Journées nationales de géotechnique et de géologie de l'ingénieur Insertion des grands ouvrages dans leur environnement. Nantes, 18-20 juin 2008.

Akrour B. (1998). Utilisation optimale du système de positionnement GPS pour les travaux d'auscultation de barrages. Mémoire présenté à la faculté des études supérieures de l'université Laval pour l'obtention du grade de maître des sciences (M. Sc.). Département des sciences géomatiques. Faculté Foresterie et de Géomatique, université Laval. Janvier 1998.

Akrour B., Santerre R. (1998). Investigation sur le potentiel du système GPS pour l'auscultation topographique de barrages. GEOMATICA, vol 52 N 4, pp 441- 450.

Alem A., Alhaddad S., Benamar A., Wang H. (2006). Migration de particules dans un milieu poreux : Erosion interne. XXIV^{ème} rencontres universitaires de génie Civil.

Al- Homoud A.S., Tanash N. (2001). Monitoring and analysis of settlement and stability of an embankment dam constructed in stages of soft ground. Bull. Eng Geol. Env (2001). 59 : 259.284. Springer- Verlag.

Alonso. E, Becue. J., Bolle. G (2007). Barrages en remblai. Edition Cemagref.

ANBT. (2009). Agence nationale des barrages et transferts, unité d'exploitation du barrage Boughrara. Bulletins d'auscultation 1999 à 2009.

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.

Ayadat T., Belouah B., Ait Ammar R. (1998). La migration des particules fines comme approche d'explication du mécanisme de l'effondrement des sols. Revue Française de géotechnique, N83.

Blais J.P. (2005). Typologie de l'érosion interne et érosion interne des digues fluviales : Une courte revue bibliographique Ingénieries N° spécial 2005- p. 65 à 70.

Brito T., Boujma F., Nabti H. (2009). Barrage de Kerrada, Injections d'imperméabilisation. Premier symposium méditerranéen de géo-engineering (SMGE), Alger les 20 et 21 juin.

Breton M., Delagrangé P., Girod H., Martin T., Vercherin P. (2009). Barrage en enrochement, Noyau d'étanchéité en béton bitumineux. Ecole des ponts de Paris.

Bonelli S. (2001). Ouvrages hydrauliques en remblai : un regard transversal sur l'action de l'eau. Ingénieries N 26- p .49 à 58. Juin 2001.

Bonelli S., Radzicki K., Szczesny J., Tourment R., Félix. H. (2005). L'auscultation des barrages en terre : une nécessité. Ingénieries N° 41 –p 13 à 22. Mars 2005.

Bonelli S. (2007). Analyse retard des mesures d'auscultation des barrages. Delayed reponse analysis of dam monitoring data .Cemagref.

Bortkevich S., Krasil'nikov. (1973). Investigation of the stress state in the clay core of an earth dam.

Bourdarot E., Carrere A., Mei L., Hoonakker M . (2000). Apports combinés de l'auscultation et de la modélisation pour l'analyse et la compréhension du

comportement des barrages. Commission internationale des grands barrages (CIGB). Vingtième congrès des grands barrages Beijing 2000.

Bouri S., Tagina S., Beni Akhy R., Lahlou Mimi A., Bellouti F., Ben Dhia H. (2000). Traitement de la fondation du barrage Sidi Aich par injection de coulis de ciment, Springer.

Carrère A. (2005). Barrages, Bureau d'ingénieurs conseils COYNE et BELLIER. Techniques de l'ingénieur. Traité construction.

Cassan M. (1978). Les essais in situ en mécanique des sols. Tome 1. Réalisation et Interprétation. Editions Eyrolles. Paris 1978.

CFBR. (2010). Comité français des barrages et réservoirs. Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages et des digues en remblai. Groupe de travail « justification des barrages et des digues en remblai ».

CFBR. (2013). Comité français des barrages et réservoirs. Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages. Groupe de travail « dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages ».

CFGB. (1997a). Barrages en remblai. Coordination Degoutte G (ENGREF). Editions Cemagref.

CFGB. (1997b). Etudes géologiques et géotechniques. Coordination Degoutte G (ENGREF). Brunel P(CARA). Editions Cemagref.

CFGB. (1997c). Erosion interne : typologie, détection et réparation. Numéro spécial de la revue. » Barrages et réservoir. Coordination Goubet A., Fry J.J. CFGB-EDF-CNEH, 126p.

CFGB. (1999). Evaluation des risques, Rapport du groupe de travail « Evaluation des risques ».CFGB, Mai 1999.

CFGB. (2001). Justification des barrages poids par les méthodes déterministes : développement d'une méthodologie semi-probabiliste aux états limites, Rapport d'étape, 63 p

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

.CFGB. (2004). Sécurité des digues fluviales et de navigation, Editions Cemagref. 601 p.

Chetti A., Hazzab A., Korichi K. (2011). Modélisation d'un écoulement diphasique érodant dans un milieu poreux, cas de la suffusion. Larhyss Journal, ISSN 1112-3680, n° 09, Decembre 2011 PP 83-97.

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.

CIGB. (1990), Bulletin 77, Sols dispersifs dans les barrages en remblai, Bulletin de la commission internationale des grands barrages, N° 77,53P.

CIGB. (1991). Etanchéité des barrages par géomembranes : techniques actuelle. Bulletin 78,140p.

CIGB. (1994). Bulletin 95, Barrages en remblai, Filtres et drains granulaires, Synthèse et recommandations.

CIGB. (1995). Ruptures de barrages, Analyse statistiques, 73 p.

CIGB. (2000). Apports combinés de l'auscultation et la modélisation pour l'analyse et la compréhension du comportement des barrages. Combined use of monitoring and modelling for the dams behaviour analysis. Vingtième congrès des grands barrages, Beijing.

Condotte. (1999). Mesures d'auscultations du barrage Boughrara élaborées par l'entreprise CONDOTTE depuis 1997 jusqu'à 1999.

Conseil général de la Guadeloupe. (2010). Cahier de clauses techniques particulières du marché d'auscultation du barrage de Dumanoir.

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.

CSB. (2005c). Comité Suisse des Barrages, Dispositif d'auscultation des barrages, Partie 3 : Appareils et méthodes de mesures, Edition Avril 2005.

Curt C., Peyras L., Royet P., Félix H., Degoutte G., Mériaux P., Tourment R., Boissier D. (2006). Evaluation de la performance des barrages basée sur la formalisation de l'expertise, Application à l'érosion interne des barrages en remblai, XXIVème Rencontres Universitaires de génie Civil, la Grande Motte, France.

Curt C. (2008). Evaluation de la performance des barrages en service basée sur une formalisation et une agrégation des connaissances. Application aux barrages en remblai. Pour obtenir le grade de Docteur d'université spécialité : Génie Civil. Université Blaise. Pascal-Clermont II Ecole doctorale sciences pour l'ingénieur de Clermont-Ferrand.

Darbre G.R., Pougatsch H. (1993). L'équipement de barrages dans le cadre du réseau national d'accélérographes.

Dascal O. (1987). Post construction, Deformations of Rockfill Dams, Journal of Géotechnical Engineering, ASCE, 113(1): 46-59.

Degoutte G. (1992). Coordinateur. Guide pour le diagnostic rapide des barrages anciens. Série « Etudes H.A n°13 », 100p. Cemagref Editions, Antony.

Degoutte G. (1997). Petits barrages - recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi, Cemagref Editions, Paris, 173p.

Desurosne I., Oancéa V., Oberlin G., Toma A., Hubert P. (1993). Analyse comparative, PMP-PMF en estimation des crues rares et extrêmes, Hydrol continent. Hydrol continent.vol.8, n2, 93-102 p.

Dibiagio E. (2000). Monitoring of dams and their foundations. Auscultation des barrages et leurs fondations, XX^e congrès CIGB, Rapport général question 78, Beijing, Volume III, P 1459 – 1545.

DISE. (2009). Délégation interservices de l'eau. Guide pour la gestion et la surveillance des petits barrages en seine- Maritine.

Djemili L (2006). Critères de choix de projet des barrages en terre : Etanchéité par le masque en béton bitumineux, Thèse de doctorat, Université de Batna 140 p.

Duffy M.A., Hill C., Whitaker C, Chrzanowski A., Lutes J., Bastin G. (2001). .An automated and integrated monitoring program for diamond valley lake in california.-. Paper presented at: 10th FIG Intl. Symp. On deformation measurements, orange, CA March 19-22, 2001.

Douillet G., Ledeuil E. (1979). L'auscultation du barrage de Serre-Ponçon depuis sa naissance et sur 20 ans d'exploitation. Exposé du comité Français de mécanique du sol, séance du 23 Mai. Revue Française de géotechnique, N° 10.

Durand J. M., Royet P., Mériaux P. (1999). Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale, Cemagref.

D'urso G., Prieur P., Vincent C., Bonnaire F., Rouzaud M., Lacroix L. (1997). Modélisation des déplacements de barrages, EDF, Seizième colloque GRETSI, Grenoble.15-19 Septembre 1997.

EDF., Cemagref. (1998). VIGIE-Barrage. Support sur l'inspection visuelle et l'utilisation des instruments d'auscultation, version 1.

EDF. (2003a). Electricité de France. Barrage de Boughrara : Note de recommandations sur le dispositif topographique.

EDF. (2003b). Electricité de France. Barrage de Boughrara : Cahier des spécifications techniques particulières pour la réalisation des mesures topographiques.

ESHA. (2005). European Small Hydropower Association. Guide technique pour la réalisation de projets.

Fell R., Mac Gregor P., Stapledon D. (1992). Geotechnical Engineering of Embankment Dams. A.A. Balkema/ Rotterdam/ Brookfield. 1992.

Foster M., Fell R., Spannagle M. (2000). The statistics of embankment dam failure and accidents. Canadian Geotechnical Journal, p1000-1024.

Fry J.J., Degoutte G. (1997). L'érosion interne: typologie, détection et réparation, barrages et réservoirs, n° 6, 26p.

Gikas V., Sakellariou M. (2008 a). Horizontal deflection analysis of a large earthen dam by means of geodetic and geotechnical methods, 13th FIG Symposium on Deformation Measurement and Analysis, LISBON.

Gikas V., Sakellariou M. (2008 b). Settlement analysis of the Mornos earth (Greece), Evidence from numerical modeling and geodetic monitoring. Elsevier Engineering structures p 3074-3081.

Glotzl. (1992). France géotechnique. Appareils pour l'auscultation des ouvrages.

Goguel B. (2002). La sécurité prise au niveau de la conception. Coyne et Bellier .

GTPB. (1974). Groupe de travail permanent pour les barrages. Technique des barrages en aménagement rural, Direction de l'aménagement, Ministère de l'Agriculture.

Hei X.Y., Wang Z, Huang J.C. (2008). Temporal and spatial distribution of dam failure events in China, International Journal of sediment Research, p 398- 405.

- ICOLD. (1983).** Deterioration of dams and reservoirs, examples and their analysis. Gap Editions, Louis-Jean, 1983. 367 p.
- ICOLD. (1989).** Monitoring of dams and their foundations, State of the art, Auscultation des barrages et de leurs fondations, La technique actuelle Bulletin 68, CIGB Paris.
- ICOLD. (1992).** Improvement of existing dam monitoring, Recommendations and case histories. Amélioration de l'auscultation des barrages, Recommandations et exemples, Bulletin N° 87, Paris.
- ICOLD. (1993a).** Bulletin 93: Ageing of dams and appurtenant works- Review and recommendations, 235p, Paris.
- ICOLD. (1993b).** Bulletin 88: Rock foundations for dams, 241 p.
- ICOLD. (1995).** Bulletin 99: Dam failures – Statistical Analysis, 73 p.
- ICOLD. (2007).** Bulletin 1, General approach to dam surveillance. Introduction à la surveillance des barrages. Comité de la surveillance des barrages.
- ICOLD. (2009).** Bulletin 138 : La surveillance : élément de base d'un processus Sécurité des barrages, Surveillance : basic elements in a Dam safety process, Paris.
- ICOLD. (2010).** Bulletin 141 : Concrete face rockfill dams: concepts for design and construction, Barrage en enrochement avec masque amont en béton : concepts utiles à leur conception et à leur construction.
- Josseume H. (1968).** Dignes et barrages en terre. Journée d'hydraulique des sols, Département des sols, Laboratoire Central, Paris.
- Kalkan Y., Alkan R. M., Bilgi S. (2010).** Deformation Monitoring studies at Ataturk Dam, FIG Congress, Facing the challenges-Building the capacity, Sydney, Australia 11-16 April 2010.
- Kevin S. R., Krishma R., Reddy. (2007).** Critical appraisal of piping phenomena in earth dams. Bull Eng Geol Environ (2007) 66: 381-402 springer- Verbag 2007. Published on line 7 July 2007.
- Khanh H. T. (2010).** Utilization of numerical models for design and exploitation of dams, L'utilisation des modèles numériques dans la conception et l'exploitation des barrages.
- Kondner R. L. (1963).** Hyperbolic stress- strain: cohesive soils Journal of the soil mechanics and Foundation. Division, A SCE, 89 (SM1), p115-143.
- Kondner R. L., Zelasko J. S. (1963).** A hyperbolic stress-Strain formulation of sand, Proceeding of the 2nd Pan American CSMFE, Brazil, Vol.1, p 289-324
- Lino M., Mériaux P., Royet P. (2000).** Méthodologie de diagnostic des digues appliquée aux levées de la Loire moyenne, Cemagref éditions, 208p.
- LPC. (1971).** Laboratoire des ponts et chaussées. Etude des remblais sur sols compressibles, Editions DUNOD, Paris.
- Lachouette D., Bonelli S. (2008).** Modélisation de l'érosion par renard hydraulique : du laboratoire à l'ouvrage, XXVI rencontres universitaires de Génie Civil, Nancy, France.
- Lautrin D. (1990).** Géologie des barrages et des retenues de petites dimensions. Edition Cemefgref.

Lautrin D. (1997). Vieillessement et pathologies de barrages en remblai dans le Gers, Edition Cemagref, Bordeaux, 141 p.

Lautrin D. (1998). Vieillessement des petits barrages en remblai, Edition Cemagref. Ingénieries –EAT- N 14, p55 à p68. Juin 1998.

Lautrin D. (2002). Vieillessement et réhabilitation des petits barrages en terre, Cemagref éditions, 240 p.

Lautrin D. (2003). Technology and Engineering, Edition Cemagref.239p.

Le Delliou P. (2007). Les barrages Conception et maintenance, Presses universitaires, Lyon.

Lombardi G. (2007). Aspect spécifiques de l'injection du massif rocheux, Symposium sur l'injection, Rabat.

Lombardi G. (2001). Sécurité des barrages, Auscultation et Interprétation des mesures, Commentaires généraux, Minusio. Juin 2001.

MWR. (1992). Ministry of Water Ressources. Rockfill dams: Finite element analysis to determine stress and deformations in membrane type Rockfill Dam, Central Board of Irrigation and Power Malcha Mag, New Delhi.

Maalej Y. (2007). Resistance d'un milieu granulaire renforcé par injection de ciment, Deuxième Conférence Africaine des jeunes Géotechniciens, Hammamet, Tunis.

MREA. (2008). Barrages d'Algérie, Ouvrage réalisé par le Ministère des Ressources en Eau avec le concours de l'Union européenne.

Masse E., Curt C., Le Goc M. (2007). Développement d'une méthode pour la maîtrise de la sécurité des barrages, Méthode basée sur le diagnostic multi modèles appliquée à un barrage en remblai, 25^{èmes} rencontres de l'AUGC, Bordeaux, France.

Masse E., Curt C., Le Goc M., Tourment R. (2008). Modélisation du comportement d'un barrage en remblai par approche multi modèles, 25^{èmes} Rencontres universitaires de Génie Civil, Nancy.

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 de la SCGS, Québec. 10 au 13 Juin 2008.

MDA. (1994). Ministère de l'agriculture direction de l'aménagement. Groupe de travail permanent pour les barrages en aménagement rural. Technique des barrages en aménagement rural.

Mériaux P., Royet P., Folton C. (2001). Surveillance, entretien et diagnostic des digues de protection contre les inondations, Cemagref éditions, 191p

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

MEDD. (2004). Ministère de l'écologie et du développement durable. Les ruptures de barrages. Risques technologiques majeurs. Document d'information édité par le ministère de l'Ecologie et du Développement durable, direction de la prévention des pollutions et des risques sous-direction de la prévention des risques majeurs.

Moayed H., Huat B.K., Mohammad ALI A., Haghighi A., Asadi A. (2010). Analysis of longitudinal cracks in crest of Doroodzan dam, EJGE vol.15.

Monnet A. (1998). Boullance, érosion interne, renard, Les instabilités sous écoulement- Revue Française de Géotechnique, N° 82, p 3-10.

NZSOLD. (1997). The New Zealand Society on large dams –Guidelines on inspecting small dams – IPENZ: Institution of Professional Engineers. New Zealand. Editing and layout. Geoff Gregory, Word Therapy Paraparaumu. November 1997.

OWRM. (1998). Office of water resource management, Guidelines for operation and maintenance of dams in Texas. Water Quantity Division. Flood and Weather Management section. Dam Safety Team. September 14,1998.

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.

Penman A., Burland J.B., Charles J.A. (1971). Observed and predicted deformations in large embankment dam during construction. Paper published Proc. Insin civ. Engrs, 1971, 49 (May) 1- 21.

Peyras L et al. (2001). Modélisation fonctionnelle des scénarios de vieillissement de barrages, 3ème conférence Nationale, Fiabilité des Matériaux et des Structures, Bordeaux.

Peyras L. (2002). Diagnostic et analyse de risques liés au vieillissement des barrages, développement de méthodes d'aide à l'expertise. Thèse de doctorat, spécialité génie civil, Université Blaise Pascal, Clermont 2, 199p.

Philipponnat G., Hubert B. (1998). Fondations et ouvrages en terre. Editions Eyrolles.

P.N.U.D. (1987). Programme des nations unies pour le développement. Ressources en eau dans les pays de l'Afrique du nord, Guide maghrébin pour l'exécution des études et des travaux de retenues collinaires.

Poulain D., Boubée D., Royet P., Deregnaucourt P.H., Guignard C., Ballut L. (2007). La surveillance et l'auscultation des petits barrages : Adaptation au nouveau contexte réglementaire. Surveillance and monitoring of small dams: adaptation to the new regulations context.

Poupart M., Royet P. (2001). La surveillance des barrages. EDF-Cemagref, Colloque Technique CFGB, Aix-en Provence.

Pytharouli S., Stiros S. (2005). Ladon dam (Greece) deformation and reservoir level fluctuations evidence for a causative relationship from the spectral analysis of a geodetic monitoring record ELSEVIER. Science direct. Engineering structures 27 (2005) 361-370.

Pytharouli S., Stiros S. (2008). Dam crest settlement, Reservoir level fluctuations and rainfall: Evidence for a causative relationship for the Kremasta dam Greece.13th FIG symposium of deformation measurement and analysis. 4th IAG symposium on Geodesy for Geotechnical and structural Engineering LNEC. LISBON 2008 May 12-15.

Romain M. (2009). Proposition d'une méthodologie de diagnostic du risque de ruine des piles de barrages manuels, INSA- SOGREAH, Agence de Paris.

Romain R. (2007). Modélisation de l'érosion interne dans les barrages en remblai, INSA de Strasbourg, EDF.

- Rouissat B. (2002).** Analyse décisionnelle appliquée à la sécurité des grands barrages : Cas de la submersion, Université Abou bekr Belkaid Tlemcen (Algérie).
- Rouissat B., Smail. N (2009).** La sécurité des barrages de la catégorie II face aux risque crues, Premier symposium méditerranéen de geoengineering (SMGE), Alger.
- ROCTEST TELEMAC. (2006).** Instrumentation de sécurité et de surveillance des barrages et digues.
- Rolley R. (1989).** Technique des barrages en aménagement rural. Gap : Edition. Louis-jean, 1977 réédition 1989.326p.
- Royet P. (1994).** Guide pour la surveillance et l'entretien des petits barrages, Cemagref, Ministère de l'environnement, Paris Editions, 87p.
- Roye P et al. (1995).** Evaluation de la sécurité des barrages autorisés, Ingénieries-EAT- n3, p 37 à 44, Cemagref.
- Royet P., Degoutte G. (1995).** Petits barrages en béton.
- Royet P. (1995).** Pathologie des barrages en service et orientations pour la recherche. Cemagref
- Royet P. (1997).** Pathologie des barrages en service et orientations pour la recherche.
- Royet P. (2001).** Pathologie des barrages en service et orientations pour la recherche, Colloque technique du CFGB, Aix-en-Provence, 22p.
- Royet P., Peyras L., Dir E. (2002).** Justification des barrages poids, CFGB, groupe de travail « barrage poids » 83p, Rapport définitif, Paris.
- Royet P., Hoonakker M., Félix H. (2010).** Dam monitoring : principes and tools- The monitoring report, Les mesures d'auscultation : principes et outils. Le rapport d'auscultation.
- Schiffman R. L., Jones R.A. (2007).** Simulation des tassements des sols selon la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzagui, Ministère de l'industrie et de la recherche.
- Schlosser F. (1989).** Eléments de mécanique des sols, Presses de l'ENPC, 280 p, Paris.
- 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 ;
- Skempton A. W. (1994).** Experiments on piping in sandy gravels, vol 44, N°3, p 440-460.
- Stucky M. J. P. (1974).** Digues en matériaux meubles. Ecole polytechnique fédérale de Lausanne.
- Stuky M. J. P. (1975).** Barrages en béton. Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, Aménagement de Chutes d'eau et Irrigations.
- Stucky M. J. P. (2010).** Auscultation d'ouvrages hydrauliques, Etude des normes pour la sécurité des ouvrages hydraulique et création d'un programme interne de suivi.

- Smail N. (2007).** Approche méthodologique du suivi de comportement des barrages en remblais. Mémoire de Magister, Département de Génie Civil, Faculté de technologie, Université Abou bekr Belkaid Tlemcen, (Algérie).
- Smail N., Rouissat., B., Bekkouche A. (2008).** L'importance des mesures d'auscultation pour l'analyse du comportement des barrages en terre. Journées Nationales de Géologie de l'Ingénieur JNGG 08, Nantes.
- Smail N., Rouissat B., Bekkouche A. (2009a).** Analyse des systèmes d'injection des voiles et leur influence sur le comportement des barrages. Premier Symposium Méditerranéen de Géoengineering (SMGE09), Alger.
- Smai.I N., Rouissat B, Bekkouche A. (2009b).** La modélisation et l'auscultation, des outils pour l'analyse du comportement des barrages. Colloque international Sols non Saturés et Environnement (UNSATlemcen), Tlemcen, Algérie.
- SISGEO. (2008).** Société manufacturière d'instrumentation géotechnique, L'expérience au service de l'ingénieur.
- Szostak-Chrzanowski A., Massiera M. (2004).** Modelling of deformations during construction of a large earth dam in the la grande complex, Canada, Technical sciences Abbrev.
- Szostak-Chrzanowski A., Massiera M., Chrzanowski A. (2006).** Kinematic analysis of behavior of large earth dams, Munich Germany. October 8- 13, 2006.
- Szostak-Chrzanowski A., Chrzanowski A., Massiera M., Bazanowski M., Whitaker C. (2008).** Study of long-term behavior of large earth dam combining monitoring and finite element analysis results, 13th FIG International Symposium on Deformation Measurements and Analysis, LISBON.
- Tecresult. (2004).** Exploitation, surveillance et maintenance du barrage Ain youcef, Cahier d'instruction.
- Tecresult. (2002).** Système d'auscultation du barrage Ain youcef, Etudes d'exécution.
- Tractebel engineering. (2000 a).** Barrage Hammam Boughrara sur l'oued Tafna, Monographie, Volume, 1, Texte.
- Tractebel engineering. (2000 b).** Barrage Hammam Boughrara sur l'oued Tafna, Monographie, Volume 2, Cahier des plans.
- Tractebel engineering. (2000 c).** Barrage Hammam Boughrara sur l'oued Tafna, Cahier d'instructions.
- Touito D. (2007).** Apport de la modélisation et de l'instrumentation dans l'analyse de la stabilité de la déformation à long terme d'un massif granitique. Application aux talus de grande hauteur de l'écluse à bateaux permanente de barrage des Trois Gorges. Ecole nationale des ponts et chaussées en Géologie de l'ingénieur.
- Turkmen S. (2002).** Treatment of the seepage problems at the Kalecik dam (Turkey). ELSEVIER. Science direct.
- Vanicek I., Vanicek M. (2008).** Earth Structures in Transport, Water and Environmental Engineering, Springer.
- 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.

Villemeur A. (1988). Sûreté de fonctionnement des systèmes industriels. Editions Eyrolles, 798 p.

Wilkins R., Bastin G., Ghrzanowski A. (2003). Alert: a fully automated real time monitoring system, Proceeding, FIG 11th International symposium on deformation measurements, Santori, Greece, p 209-216.

Yakhlef F., Jabbouri A., Khamlichi A., Bezzazi M., Dubujet P., Parronvera M., Rubiocintas M. D., Olegaro C. L. (2009). Modélisation de l'érosion interne et de l'initiation du renard hydraulique dans un barrage, 19^{ème} Congrès Français de Mécanique, Marseille.

Yuzhen Yu., zhang B., Yuan H. (2007). An intelligent displacement back- analysis method for earth- rockfill dams. ELSEVIER. Science direct computers and geotechnics 34 (2007) 423-434.

Zwingelstein G. (1995). Diagnostic des défaillances, Théorie et pratique pour les systèmes industriels, Hermès, 601 p.