

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

- جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان -

Université Aboubakr Belkaïd- Tlemcen

Faculté de TECHNOLOGIE



THESE

Présentée pour l'obtention du grade de DOCTORAT 3^{ème} Cycle

En : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Par : CHARRAK Hicham

Sujet

TRAITEMENT DES FONDATIONS DES BARRAGES PAR L'INJECTION ET LE DRAINAGE

Soutenue publiquement, le 28/ 05 / 2022 , devant le jury composé de :

Mr. Matallah Mohammed	Professeur	Univ. Tlemcen	Président
Mme. Smail Nadia	MCA	Univ. Tlemcen	Directrice de thèse
Mr. Rouissat Bouchrit	MCA	Univ. Tlemcen	Co-Directeur de thèse
Mr. Aissa Mamoune Sidi Mohammed	Professeur	Univ. Ain-Temouchent	Examineur 1
Mr. Derfouf Feth-Ellah Mounir	MCA	Univ. Saida	Examineur 2

Année universitaire : 2021/2022

Dans le domaine du génie civil, les barrages ont toujours été considérés comme des ouvrages d'art spécifiques. Les raisons se trouvent, 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. 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.

La fonction d'un barrage est de constituer une réserve d'eau, il est donc évident que ces ouvrages doivent être et demeurer étanches. L'apparition de fuites dans un barrage peut avoir des conséquences néfastes à plusieurs titres : augmentation des pressions interstitielles et détérioration des conditions de stabilité, érosion interne pouvant aboutir à la rupture.

La sécurité des barrages concerne plusieurs zones, le corps du barrage, ses fondations et son environnement immédiat. Le contrôle des infiltrations et des déformations est l'une des plus importantes missions de la conception des fondations car il affecte la stabilité du barrage.

Quelle que soit la qualité du sol ou du rocher de fondation, il s'établit toujours une circulation d'eau. Cette eau est à l'origine des sous pressions. En raison de la différence de pression qui existe entre les parements amont et aval, l'eau pénètre progressivement dans le rocher, comme dans tous les milieux poreux ou fissuré. La sous-pression décroît régulièrement de l'amont vers l'aval de l'ouvrage.

Le traitement des fondations est soumis à deux objectifs, indépendants ou non, mécanique et hydraulique : il s'agit d'améliorer globalement les propriétés de déformabilité et de résistance, que ce soit en terrains meubles ou en terrain rocheux, avec, pour ces derniers, une action sur les cavités, les fissures et les points de discontinuité, hydrauliquement, les buts recherchés sont : une réduction, voire une suppression des débits d'infiltration au travers des massifs, une réduction des vitesses de percolation et donc des risques d'érosion.

Le traitement des fondations par injection du coulis de ciment est une procédure assez complexe formée d'une succession d'opérations dont le succès ou l'échec va conditionner le résultat final et donc la sécurité de l'ouvrage. Bien que des nombreuses recherches se soient intéressées à l'étude de certains paramètres de la procédure d'injection, le traitement des fondations des grands ouvrages par injection du coulis est toujours resté un art.

Aussi, et en vue des gradients hydrauliques et pressions interstitielles entre l'amont et l'aval des rideaux d'injection, ces procédés de traitement des fondations sont souvent accompagnés par des opérations de drainages. Le but de drainage est notamment de diminuer l'effet des sous pressions sous l'ouvrage et de capter

les percolations. Il renforce ainsi la sécurité de l'ouvrage et des fondations. Le système de drainage permet par ailleurs de contrôler la tenue du voile d'étanchéité (d'injection).

La complexité des procédés d'injection et de drainage dans les fondations des barrages, tant sur le plan conceptuel que sur le plan de la mise en œuvre, l'aspect onéreux des opérations de traitement des fondations ont donné lieu à de nombreux développements scientifiques qui restent, à nos jours, d'actualité.

Cette présente recherche, outre le nombre important de combinaison des paramètres de conception des rideaux d'injection et de drainage, traite de l'optimisation simultanée intégrant la profondeur des rideaux, leur inclinaison, leur position, l'espacement, les caractéristiques du coulis d'injection (perméabilité) ainsi que les dimensions des drainages combinés avec ces paramètres d'influence sur la performance des procédés de traitement des fondations des barrages.

Un cas concret de barrage a été considéré pour la présente recherche, il s'agit du barrage El Izdihar à Sidi Abdelli, dans la wilaya de Tlemcen, au nord-ouest de l'Algérie. C'est un barrage zoné à noyau central de 60 m de hauteur. Les spécificités géologiques de ses fondations et de son voile d'injection ont motivé sa considération pour l'analyse multicritère de performance des procédés d'injection et de drainage des barrages.

Remerciements

Toute ma gratitude et remerciements, vont à Allah, le tout puissant qui m'a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Je remercie du fond de mon cœur, ma mère, toute ma famille pour leurs sacrifices, leurs encouragements et leurs soutiens durant toute la période d'élaboration de ce travail de recherche.

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.

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 aux directeurs de thèse Dr Smail Nadia et Dr Rouissat Bouchrit pour leurs aides, leurs encadrements, leurs enrichissements scientifiques de très haut niveau et leurs orientations valeureuses. Leurs visions professionnelles, leurs expériences du terrain ont constitué un appui fondamental pour la qualité du travail élaboré.

Ma profonde reconnaissance au Professeur Matallah Mohammed, directeur du laboratoire RISAM pour sa contribution et pour l'honneur qui m'a fait d'accepter de présider mon jury, qu'il trouve ici l'expression de ma gratitude. Outre sa qualité de Président, le Professeur M. Matallah, possédant une large expérience dans le domaine, a constamment manifesté son intérêt pour ce type de recherches et de thématiques.

Messieurs SM. Aissa Mamoune, Professeur à l'université Ain temouchent et Dr FM. Derfouf, Maître de conférences à l'université de Saida 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 de recherche 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 tous les membres du laboratoire RISAM qui m'ont soutenu et qui m'ont apporté leur contribution et leur aide.

Mes vifs remerciements à mes amis, notamment Dr. Oussama Kheireddine Nehar, Mr. Kerara Saad, Mr. benmeloud Houssam et Mr. Mebkhouti Djamel qui m'ont encouragé tout au long de l'élaboration de cette thèse de doctorat.

Et enfin, mes sincères reconnaissances et gratitude à toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail de recherche.

Résumé

Les injections sont réalisées le plus souvent pour réduire les fuites à travers les fondations sur lesquelles sont construits les grands barrages. Les procédés d'injection sont à la fois des opérations complexes et coûteuses. De multiples paramètres influencent l'efficacité et la performance des rideaux d'injection. Parmi ces paramètres, on distingue la profondeur, la position, le nombre, l'inclinaison, l'espacement entre rideaux ainsi que les caractéristiques hydrauliques du coulis d'injection. La modification des conditions d'écoulement à travers la projection de rideaux d'injection exige leur combinaison avec des systèmes de drainage. La recherche de l'effet des drainages combinés aux injections sur les critères de sécurité des barrages constitue une préoccupation pour les concepteurs. L'utilisation de la modélisation numérique est indispensable pour optimiser tous ces paramètres au moyen d'une analyse paramétrée. En considérant le cas du barrage à noyau central d'El Izdihar en Algérie, et en se concentrant sur le code de calcul le SEEP/W du Géo-slope pour la modélisation numérique, la présente recherche vise comme objectif une analyse comparative des paramètres d'influence sur l'efficacité et performance des rideaux d'injection et de drainage. Cette analyse comparative est basée sur l'évolution des pressions interstitielles, débits et gradients hydrauliques en fonction des variations des procédés d'injection et des conceptions des drainages. Les résultats de l'analyse paramétrée montrent que l'efficacité maximale du rideau d'injection est obtenue pour une profondeur égale à la hauteur du noyau central du barrage. Une réduction considérable des débits est obtenue pour les angles d'inclinaison du rideau de 90 à 110°. Les pressions interstitielles les plus basses sont enregistrées lorsque l'inclinaison du rideau est dirigée vers l'aval du noyau central. Pour le barrage El izdihar, dans le cas d'un couple de rideaux, la position des deux rideaux situés respectivement au niveau de l'axe et en aval du noyau central sont les plus favorables vis-à-vis des paramètres d'infiltration. Aussi, et dans la situation de combinaison des injections et des drainages, la situation la plus favorable par rapport aux caractérisations des infiltrations sous le barrage (pression interstitielle, gradient hydraulique et débit d'infiltration) est obtenue pour des rapports entre la longueur du drain horizontal et la largeur à la base du barrage ainsi qu'entre la profondeur du rideau d'injection et la profondeur de la fondation du barrage respectivement de 35% et 75%.

Mots-clés : Barrage, El Izdihar, Fondations, Traitement, Injections, Drainages, SEEP/W.

Abstract

Injections are most often performed to reduce seepage through the foundations on which large dams are built. Injection processes are both complex and costly operations. Multiple parameters influence the efficiency and performance of injection curtains. These parameters include depth, position, number, inclination, spacing between curtains and hydraulic characteristics of the injection. The modification of the flow conditions through the projection of injection curtains requires their combination with drainage systems. Research into the effect of drainage combined with injection on the dam safety criteria is a concern for designers. The use of numerical modeling is essential to optimize all these parameters through a parameterized analysis. Considering the case of the central core dam of El Izdihar in Algeria, and focusing on the calculation code SEEP/W of Geo-Slope for numerical modeling, the present research aims at a comparative analysis of the parameters influencing the efficiency and performance of the injection and drainage curtains. This comparative analysis is based on the evolution of pore pressures, flow rates and hydraulic gradients as a function of variations in injection processes and drainage designs. The results of the parameterized analysis show that the maximum efficiency of the injection curtain is obtained for a depth equal to the height of the central core of the dam. A considerable reduction in flow rates is obtained for curtain tilt angles of 90 to 110°. The lowest pore pressures are recorded when the curtain is inclined towards the downstream side of the central core. For El izdihar dam, in the case of a couple of curtains, the position of the two curtains located respectively at the level of the axis and downstream of the central core are the most favorable with regard to the infiltration parameters. Also, in the situation of combination of injections and drainages, the most favorable situation with regard to the characterization of seepage under the dam (pore pressure, outlet gradient and seepage rate) is obtained for ratios between the length of the horizontal drain and the width at the base of the dam as well as between the depth of the injection curtain and the depth of the foundation of the dam respectively of 35% and 75%.

Keywords: Dam, El Izdihar, Foundations, Treatment, Injections, Drainages, SEEP/W.

ملخص

غالبًا ما يتم تنفيذ الحقن للحد من التسرب عبر الأساسات التي تم بناء السدود الكبيرة عليها، مع أن عمليات الحقن هي العمليات المعقدة والمكلفة. وتؤثر المعلمات المتعددة على كفاءة وأداء ستائر الحقن و تتضمن هذه المعلمات مثل: العمق، الموضع، العدد، الميل، التباعد بين الستائر والخصائص الهيدروليكية للحقن. مما يتطلب تعديل خصائص التدفق من خلال توقع ستائر الحقن مزيجًا مع أنظمة الصرف. البحث في تأثير الصرف و الحقن مجتمعة على معايير أمان السد هو مصدر قلق للمصممين. و يعد استخدام النمذجة العددية ضروريًا لتحسين كل هذه المعلمات عن طريق تحليل معلماتي. من خلال دراسة حالة سد الإزدهار ذو نواة مركزية بالجزائر ، وبالتركيز على كود حساب SEEP / W تحت برنامج Geoslope للنمذجة العددية ، يهدف البحث الحالي إلى تحليل مقارنة لمعايير التأثير على الكفاءة وأداء ستائر الحقن والصرف. كما يعتمد هذا التحليل المقارن على تطور ضغوط المسام ومعدلات التدفق والتدرجات الهيدروليكية وفقًا للتغيرات في طرق الحقن وتصميمات الصرف. وتظهر نتائج التحليل المعلمات أنه تم الحصول على أقصى كفاءة لستار الحقن لعمق يساوي ارتفاع النواة المركزية للسد. تم الحصول على انخفاض كبير في معدلات التدفق لزوايا ميل الستارة من 90 إلى 110 درجة. تم تسجيل أدنى ضغط للمسام عند توجيه ميل الستارة باتجاه مصب النواة المركزية لسد الإزدهار ، وفي حالة وجود ستارة ، فإن وضع الستارتين الموجودتين على التوالي على مستوى المحور وأسفل المجرى المركزي للنواة المركزية هو الأكثر ملاءمة فيما يتعلق بمعايير التسرب. أيضًا ، في حالة الجمع بين الحقن والصرف تم الحصول على الوضع الأكثر ملاءمة فيما يتعلق بخصائص التسرب تحت السد (ضغط المسام وتدرج المخرج ومعدل التسرب) للنسب بين طول الصرف الأفقي و العرض عند قاعدة السد وكذلك بين عمق ستارة الحقن وعمق أساس السد على التوالي بنسبة 35% و 75%.

الكلمات المفتاحية : السد ، الإزدهار ، الأساسات ، العلاج ، الحقن ، الصرف ، SEEP / W.

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : Les barrages en terre et les enjeux de sécurité

Figure I.1 Barrage en terre homogène avec drain cheminée.....	6
Figure I.2 Barrage en terre homogène avec drain de pied	6
Figure I.3 Barrage en terre à noyau.....	7
Figure I.4 Dispositions des noyaux des barrages zonés	7
Figure I.5 Barrage à masque amont	8
Figure I.6 Ruptures des barrages en fonction de leurs types.....	13
Figure I.7 Ruptures des barrages en fonction des causes.....	13
Figure I.8 Passage de l'infiltration d'un barrage en terre zoné (a) infiltration à travers le corps du barrage (b) infiltration à travers la fondation du barrage	15
Figure I.9 Schéma représentatif des divers phénomènes initiateurs de l'érosion dans un barrage	17
Figure I.10 Flottaison des grains de sol dans un gradient hydraulique vertical ascendant (Boullance).....	18
Figure I.11 Phénomène d'érosion régressive.....	18
Figure I.12 Phénomène de débouillage.....	19
Figure I.13 Phénomène d'entraînement de sol.....	20
Figure I.14 Phénomène de renard	20
Figure I.15 Renard dans un Barrage.....	20
Figure I.16 Phénomène suffusion.....	21
Figure I.17 Le mécanisme de l'affouillement.....	22
Figure I.18 Mécanisme de rupture par surverse	24
Figure I.19 Modèles conceptuels pour le développement de la défaillance par canalisation pour le processus d'érosion interne (a) canalisation dans le remblai par érosion en arrière (b) canalisation dans le remblai par fuite concentrée (c) canalisation dans la fondation.....	25
Figure I.20 Conditions aux limites de l'écoulement dans une fondation homogène isotrope et perméable	26
Figure I.21 Représentation schématique du phénomène de sous-pression dans une fondation hétérogène	27
Figure I.22 Répartition des sous-pressions	28
Figure I.23 Développement des paramètres d'écoulement sans traitement des fondation, évolution des pressions interstitielles.....	29
Figure I.24 Epure des sous pressions en fonction de la position du voile d'étanchéité.....	30
Figures I.25 Dispositions de drainages pour les barrages en terre.....	31

CHAPITRE II : Organes d'étanchéités et traitement des fondations des barrages par l'injection et le drainage

Figure II.1 Tapis d'étanchéité	34
Figure II.2 Clé d'étanchéité.....	35
Figure II.3 Paroi totale, ou positive.....	37
Figure II.4 Procédés de construction typiques pour les rideaux des fondations de barrages en bentonite de sol et en bentonite de ciment	38
Figure II.5 Etapes de la construction d'un rideau d'injection en béton	39
Figure II.6 Rideaux partiels.....	40
Figure II.7 Paroi moulée.....	41
Figure II.8 Profil du rideau de coulis	42
Figure II.9 Vérification expérimentale de la progression d'un coulis stable dans une fissure d'épaisseur constante.	48
Figure II.10 Vérification expérimentale de la progression d'un coulis non stables dans une fissure d'épaisseur constante	49
Figure II.11 Schéma de réalisation d'une colonne.....	50
Figure II.12 Distribution de la vitesse du coulis dans une fissure (Liquide Newtonien, Coulis de ciment)	50
Figure II.13 Distribution de la vitesse du coulis dans une fissure.....	51
Figure II.14 Schéma disposition des forages en lignes d'injection.....	54
Figure II.15 Profondeur de voile d'injection.....	55
Figure II.16 Tapis horizontal de drainage	57
Figure II.17 Combinaison de cheminée et de drain horizontal	59
Figure II.18 Filtre diaphragme	59
Figure II.19 Drain de pied utilisé en conjonction avec des puits de secours	60
Figure II.20 Barrage de Dau Tieng - Vietnam - 1982 - Coupe transversale	61
Figure II.21 Barrage de Dau Tieng - Vietnam - 1982 - Excavation de la paroi au coulis	61
Figure II.22a Barrage de Paso de las Piedras - Argentine – 1971 - Ecran étanche réalisé par jet grouting	62
Figure II.22b Barrage de Paso de las Piedras - Argentine - 1971 - Ecran étanche réalisé par jet grouting	63
Figure II.23 Esquisse géologique, situation des plots d'injection et schéma d'implantation des forages.	64

CHAPITRE III : Méthodologie d'analyse des infiltrations dans les fondations du barrage d'El izdihar à Sidi Abdelli

Figure III.1 Localisation du barrage d'El izdihar, Tlemcen, Algeria	68
Figure III.2 Vue en plan des ouvrages de l'aménagement.....	68

Figure III.3 Profil type du barrage d'El izdihar	70
Figure III.4 Barrage Izdihar, localisation du passage des failles	74
Figure III.5 Barrage Izdihar, géologie des fondations selon le profil en travers du barrage.....	74
Figure III.6 Travaux d'injection du rideau réalisés par la société Rabello	76
Figure III.7 Travaux d'injection de rideau réalisés par la société UFSI.....	76
Figure III.8 Travaux d'injection de rideau réalisés par la société Ilnuovo castro.....	77
Figure III.9 Schématisation des lignes d'écoulements des infiltrations au niveau du barrage El izdihar.....	81
Figure III.10 Résumé des cas étudiés par modélisation : (a) Positions et profondeurs des rideaux d'injection, (b) Angles d'inclinaison du rideau d'injection, (c) Nombre de rideaux d'injection ...	83
Figure III.11 Modèles d'analyse dans le programme Geostudio	84
Figure III.12 Exemples de fonctions dans GeoStudio.....	85
Figure III.13 Implémentation du modèle géométrique du barrage El Izdihar.	87
Figure III.14 Discrétisation du maillage du barrage El izdihar en éléments finis.....	87
Figure III.15 Conditions aux limites du modèle	88
Figure III.16 Erreur relative pour le nombre optimal des éléments en simulation numérique	88

CHAPITRE IV : Analyse multicritère de la performance des procédés d'injection des fondations du barrage El Izdihar

Figure IV.1 Développement des paramètres d'écoulement sans traitement des fondations charges d'eau et débit d'infiltration.....	92
Figure IV.2 Développement des paramètres d'écoulement sans traitement des fondations Réseau d'écoulement et valeur des charges totales.....	92
Figure IV.3 Développement des paramètres d'écoulement sans traitement des fondations Evolution des pressions interstitielles.	93
Figure IV.4 Evolution des charges hydrauliques et équipotentiels sous le barrage pour différentes profondeurs du rideau d'injection - a) $D/H = 0.25$, b) $D/H = 0.5$, c) $D/H = 0.75$, d) $D/H = 1$	94
Figure IV.5 Evolution de la pression interstitielle dans les fondations du barrage pour différentes profondeurs du rideau d'injection - a) $D/H = 0.25$, b) $D/H = 0.5$, c) $D/H = 0.75$, d) $D/H = 1$	95
Figure IV.6 Evolution du gradient hydraulique dans les fondations du barrage pour différentes profondeurs du rideau d'injection - a) $D/H = 0.25$, b) $D/H = 0.5$, c) $D/H = 0.75$, d) $D/H = 1$	96
Figure IV.7 Evolution des débits d'infiltrations dans les fondations du barrage pour différentes profondeurs du rideau d'injection - a) $D/H = 0.25$, b) $D/H = 0.5$, c) $D/H = 0.75$, d) $D/H = 1$	96
Figure IV.8 Evolution des charges hydrauliques dans les fondations du barrage, rideau d'injection implanté à l'amont du noyau central- a) $D/H = 0.25$, b) $D/H = 0.5$, c) $D/H = 0.75$, d) $D/H = 1$	97
Figure IV.9 Evolution des pressions interstitielles dans les fondations du barrage, rideau d'injection implanté à l'amont du noyau central- a) $D/H = 0.25$, b) $D/H = 0.5$, c) $D/H = 0.75$, d) $D/H = 1$	98

Figure IV.10 Evolution des gradients hydrauliques dans les fondations du barrage, rideau d'injection implanté à l'amont du noyau central- a) $D/H = 0.25$, b) $D/H=0.5$, c) $D/H=0.75$, d) $D/H=1$	99
Figure IV.11 Evolution des débits d'infiltrations dans les fondations du barrage, rideau d'injection implanté à l'amont du noyau central- a) $D/H = 0.25$, b) $D/H=0.5$, c) $D/H=0.75$, d) $D/H=1$	99
Figure IV.12 Evolution des charges hydrauliques dans les fondations du barrage, rideau d'injection implanté à de l'axe du noyau central- a) $D/H = 0.25$, b) $D/H=0.5$, c) $D/H=0.75$, d) $D/H=1$	100
Figure IV.13 Evolution des pressions interstitielles dans les fondations du barrage, rideau d'injection implanté à de l'axe du noyau central- a) $D/H = 0.25$, b) $D/H=0.5$, c) $D/H=0.75$, d) $D/H=1$	101
Figure IV.14 Evolution des gradients hydrauliques dans les fondations du barrage, rideau d'injection implanté à de l'axe du noyau central- a) $D/H = 0.25$, b) $D/H=0.5$, c) $D/H=0.75$, d) $D/H=1$	101
Figure IV.15 Evolution des débits dans les fondations du barrage rideau d'injection implanté à de l'axe du noyau central- a) $D/H = 0.25$, b) $D/H=0.5$, c) $D/H=0.75$, d) $D/H=1$	102
Figure IV.16 Evolution des charges hydrauliques dans les fondations du barrage, rideau d'injection implanté à l'aval du noyau central- a) $D/H = 0.25$, b) $D/H=0.5$, c) $D/H=0.75$, d) $D/H=1$	103
Figure IV.17 Evolution des pressions interstitielles dans les fondations du barrage, rideau d'injection implanté à l'aval du noyau central- a) $D/H = 0.25$, b) $D/H=0.5$, c) $D/H=0.75$, d) $D/H=1$	103
Figure IV.18 Evolution des gradients hydrauliques dans les fondations du barrage, rideau d'injection implanté à l'aval du noyau central- a) $D/H = 0.25$, b) $D/H=0.5$, c) $D/H=0.75$, d) $D/H=1$	104
Figure IV.19 Evolution des débits d'infiltrations dans les fondations du barrage, rideau d'injection implanté à l'aval du noyau central.	105
Figure IV.20 Evolution des pressions interstitielles dans les fondations du barrage en fonction du rapport R - Rideau d'injection implanté à l'aval du noyau central.....	105
Figure IV.21 Evolution des pressions interstitielles dans les fondations du barrage en fonction du rapport R - Rideau d'injection implanté à l'amont du noyau central.....	106
Figure IV.22 Evolution des pressions interstitielles dans les fondations du barrage en fonction du rapport R - Rideau d'injection implanté à l'axe du noyau central.....	106
Figure IV.23 Evolution des pressions interstitielles dans les fondations du barrage en fonction de la position du rideau d'injection avec $R=1$	106
Figure IV.24 Variation des débits en fonction du rapport R et de la position du rideau d'injection.....	107
Figure IV.25 Variation du gradient en fonction du rapport R et les positions du rideau d'injection.....	107
Figure IV.26 Evolution des charges hydrauliques dans les fondations du barrage, rideau incliné avec $D/H=0.75$	108

Figure IV.27 Evolution des pressions interstitielles dans les fondations du barrage, rideau incliné avec $D/H = 0.75$	108
Figure IV.28 Evolution des gradients hydrauliques dans les fondations du barrage, rideau incliné avec $D/H = 0.75$	109
Figure IV.29 Evolution des débits d'infiltrations dans les fondations du barrage, rideau incliné avec $D/H = 0.75$	109
Figure IV.30 Variation du débit en fonction des inclinaisons du rideau d'injection avec $R = 0.75$	110
Figure IV.31 Variation du gradient hydraulique en fonction des angles d'inclinaison du rideau d'injection avec $R = 0.75$	110
Figure IV.32 Variation des pressions interstitielles en fonction des angles d'inclinaison du rideau d'injection avec $R = 0.75$	110
Figure IV.33 Evolution des charges hydrauliques dans les fondations du barrage, couple de rideaux en amont - axe du noyau- a) $D/H = 0.25$, b) $D/H = 0.5$, c) $D/H = 0.75$, d) $D/H = 1$	112
Figure IV.34 Evolution des pressions interstitielles dans les fondations du barrage, couple de rideaux en amont - axe du noyau- a) $D/H = 0.25$, b) $D/H = 0.5$, c) $D/H = 0.75$, d) $D/H = 1$	112
Figure IV.35 Evolution des gradients hydrauliques dans les fondations du barrage, couple de rideaux en amont - axe du noyau- a) $D/H = 0.25$, b) $D/H = 0.5$, c) $D/H = 0.75$, d) $D/H = 1$	113
Figure IV.36 Evolution des débits d'infiltrations dans les fondations du barrage, couple de rideaux en amont - axe du noyau- a) $D/H = 0.25$, b) $D/H = 0.5$, c) $D/H = 0.75$, d) $D/H = 1$	113
Figure IV.37 Evolution des charges hydrauliques dans les fondations du barrage, couple de rideaux en axe - aval du noyau- a) $D/H = 0.25$, b) $D/H = 0.5$, c) $D/H = 0.75$, d) $D/H = 1$	114
Figure IV.38 Evolution des pressions interstitielles dans les fondations du barrage, couple de rideaux en axe - aval du noyau- a) $D/H = 0.25$, b) $D/H = 0.5$, c) $D/H = 0.75$, d) $D/H = 1$	115
Figure IV.39 Evolution des gradients hydrauliques dans les fondations du barrage, couple de rideaux en axe - aval du noyau- a) $D/H = 0.25$, b) $D/H = 0.5$, c) $D/H = 0.75$, d) $D/H = 1$	115
Figure IV.40 Evolution des débits d'infiltrations dans les fondations du barrage, couple de rideaux en axe - axe du noyau- a) $D/H = 0.25$, b) $D/H = 0.5$, c) $D/H = 0.75$, d) $D/H = 1$	116
Figure IV.41 Variation des gradients hydrauliques en fonction des différentes profondeurs et positions du couple de rideaux d'injection.....	116
Figure IV.42 Variation des débits en fonction des différentes profondeurs et positions du couple de rideaux d'injection.....	117
Figure IV.43 Variation des pressions interstitielles en fonction des différentes profondeurs et positions du couple de rideaux d'injection (a) $D/H = 0.25$, (b) $D/H = 0.5$, (c) $D/H = 0.75$, (d) $D/H = 1$	117
Figure IV.44 Evolution des charges hydrauliques dans les fondations du barrage, Effet de l'espacement entre rideaux d'injection.....	118

Figure IV.45 Evolution des pressions interstitielles dans les fondations du barrage, effet de l'espacement entre rideaux d'injection.....	118
Figure IV.46 Evolution des gradients hydrauliques dans les fondations du barrage, effet de l'espacement entre rideaux d'injection.....	119
Figure IV.47 Evolution des débits d'infiltrations dans les fondations du barrage, effet de l'espacement entre rideaux d'injection.....	119
Figure IV.48 Variation des gradients hydrauliques en fonction de l'espacement entre deux rideaux d'injection.....	119
Figure IV.49 Variation des débits en fonction de l'espacement entre deux rideaux d'injection.....	120
Figure IV.50 Variation des pressions interstitielles en fonction de l'espacement entre deux rideaux d'injection.....	120

CHAPITRE V : Analyse multicritere de la performance des procedes d'injection combines aux drainages dans les fondations du barrage el izdihar

Figure V.1 Evolution des charges hydrauliques en fonction du drainage a) $L_{\text{Drain}} = 0$ m, b) $L_{\text{Drain}} = 50$ m, c) $L_{\text{Drain}} = 100$ m, d) $L_{\text{Drain}} = 150$ m.....	123
Figure V.2 Evolution des pressions interstitielles en fonction du drainage a) $L_{\text{Drain}} = 0$ m, b) $L_{\text{Drain}} = 50$ m, c) $L_{\text{Drain}} = 100$ m, d) $L_{\text{Drain}} = 150$ m.....	124
Figure V.3 Evolution des gradients hydrauliques en fonction du drainage a) $L_{\text{Drain}} = 0$ m, b) $L_{\text{Drain}} = 50$ m, c) $L_{\text{Drain}} = 100$ m, d) $L_{\text{Drain}} = 150$ m.....	125
Figure V.4 Evolution des débits d'infiltrations en fonction du drainage a) $L_{\text{Drain}} = 0$ m, b) $L_{\text{Drain}} = 50$ m, c) $L_{\text{Drain}} = 100$ m, d) $L_{\text{Drain}} = 150$ m.....	126
Figure V.5 Effet combiné de la longueur du drain horizontal et de la profondeur du rideau d'injection sur le débit à travers la fondation du barrage.....	126
Figure V.6 Effet combiné de la longueur du drain horizontal et de la profondeur du rideau d'injection sur le gradient hydraulique à travers la fondation du barrage.....	127
Figure V.7 Variations relatives des gradients hydrauliques en fonction des longueurs du drainage	128
Figure V.8 Variations des pressions interstitielles sous le barrage en fonction des profondeurs du rideau d'injection et des longueurs du drainage (a) $D/H=0.25$, (b) $D/H=0.5$, (c) $D/H=0.75$, (d) $D/H=1$	129
Figure V.9 Variations des débits des sources à l'aval du barrage El Izdihar en fonction des niveaux du plan d'eau.....	131
Figure V.10 Développement des charges hydrauliques a) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-3}$ m/s b) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-5}$ m/s, c) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-7}$ m/s, d) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-9}$ m/s.....	132
Figure V.11 Développement des pressions interstitielles a) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-3}$ m/s b) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-5}$ m/s, c) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-7}$ m/s, d) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-9}$ m/s.....	133
Figure V.12 Développement des gradients hydrauliques a) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-3}$ m/s b) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-5}$ m/s, c) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-7}$ m/s, d) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-9}$ m/s.....	133

Figure V.13 Développement des débits d'infiltrations a) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-3}$ m/s) b) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-5}$ m/s, c) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-7}$ m/s, d) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-9}$ m/s.....	134
Figure V.14 Développement des charges hydrauliques a) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-3}$ m/s) b) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-5}$ m/s, c) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-7}$ m/s, d) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-9}$ m/s.....	135
Figure V.15 Développement des pressions interstitielles a) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-3}$ m/s) b) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-5}$ m/s, c) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-7}$ m/s, d) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-9}$ m/s.....	135
Figure V.16 Développement des gradients hydrauliques a) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-3}$ m/s) b) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-5}$ m/s, c) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-7}$ m/s, d) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-9}$ m/s.....	136
Figure V.17 Développement des débits d'infiltrations a) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-3}$ m/s) b) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-5}$ m/s, c) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-7}$ m/s, d) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-9}$ m/s.....	137
Figure V.18 Développement des charges hydrauliques a) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-3}$ m/s) b) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-5}$ m/s, c) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-7}$ m/s, d) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-9}$ m/s.....	137
Figure V.19 Développement des pressions interstitielles a) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-3}$ m/s) b) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-5}$ m/s, c) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-7}$ m/s, d) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-9}$ m/s.....	138
Figure V.20 Développement des gradients hydrauliques a) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-3}$ m/s) b) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-5}$ m/s, c) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-7}$ m/s, d) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-9}$ m/s.....	139
Figure V.21 Développement des débits d'infiltrations a) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-3}$ m/s) b) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-5}$ m/s, c) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-7}$ m/s, d) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-9}$ m/s.....	139
Figure V.22 Développement des charges hydrauliques a) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-3}$ m/s) b) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-5}$ m/s, c) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-7}$ m/s, d) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-9}$ m/s.....	140
Figure V.23 Développement des pressions interstitielles a) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-3}$ m/s) b) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-5}$ m/s, c) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-7}$ m/s, d) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-9}$ m/s.....	141
Figure V.24 Développement des gradients hydrauliques a) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-3}$ m/s) b) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-5}$ m/s, c) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-7}$ m/s, d) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-9}$ m/s.....	141
Figure V.25 Développement des débits d'infiltrations a) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-3}$ m/s) b) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-5}$ m/s, c) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-7}$ m/s, d) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-9}$ m/s.....	142
Figure V.26 Contour du gradient hydraulique autour du rideau d'injection a) perméabilité du rideau $k=10^{-7}$ m/s, b) perméabilité du rideau $k=10^{-9}$ m/s.....	143
Figure V.27 Variation de la conductivité hydraulique en fonction des perméabilités du rideau d'injection a) $K_{\text{Rideau}}=10^{-3}$ m/s, b) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-5}$ m/s, c) $K_{\text{Rideau}}=10^{-7}$ m/s, d) $K_{\text{Rideau}}=10^{-9}$ m/s.....	143
Figure V.28 Effet de la profondeur et de la perméabilité du rideau d'injection sur le débit à travers la fondation du barrage.....	144
Figure V.29 Effet de la profondeur et de la perméabilité du rideau d'injection sur le gradient hydraulique.....	144
Figure V.30 Variations relatives du débit en fonction du rapport D/H ($K_{\text{rideau}} = 10^{-9}$ m/s)	145
Figure V.31 Variations des pressions interstitielles sous le barrage en fonction de la profondeur et de la perméabilité du rideau d'injection. (a) D/H=0.25, (b) D/H=0.5, (c) D/H=0.75, (d) D/H=1	146
Figure V.32 Evolution des charges hydrauliques avec rideau d'injection sans drainage horizontal aval a) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-3}$ m/s, b) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-5}$ m/s, c) $K_{\text{Rideau}}=10^{-7}$ m/s, d) $K_{\text{Rideau}}=10^{-9}$ m/s.....	147

Figure V.33 Evolution des pressions interstitielles avec rideau d'injection sans drainage horizontal aval a) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-3}$ m/s, b) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-5}$ m/s, c) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-7}$ m/s, d) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-9}$ m/s.....	148
Figure V.34 Evolution des gradients hydrauliques avec rideau d'injection sans drainage horizontal aval a) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-3}$ m/s, b) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-5}$ m/s, c) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-7}$ m/s, d) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-9}$ m/s.....	149
Figure V.35 Evolution des débits d'infiltrations avec rideau d'injection sans drainage horizontal aval a) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-3}$ m/s, b) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-5}$ m/s, c) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-7}$ m/s, d) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-9}$ m/s.....	149
Figure V.36 Effet de la longueur du drainage aval et de la perméabilité du rideau d'injection sur le débit d'infiltration à travers la fondation du barrage	150
Figure V.37 Effet des longueurs de drain horizontal et de la perméabilité du rideau d'injection sur le gradient hydraulique de sortie à travers la fondation du barrage	150
Figure V.38 Variations relatives du gradient hydraulique en fonction des variations de la longueur du drain horizontal ($K_{\text{rideau}} = 10^{-9}$ m/s).....	151
Figure V.39 Variations des pressions interstitielles sous le barrage en fonction de la longueur du drainage aval a) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-3}$ m/s, b) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-5}$ m/s, c) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-7}$ m/s, d) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-9}$ m/s.....	152
Figure V.40 Evolution des charges hydrauliques en fonction des profondeurs du voile de drainage vertical - a) $d/H=0.25$, b) $d/H=0.5$, c) $d/H=0.75$, d) $d/H=1$	153
Figure V.41 Evolution des pressions interstitielles en fonction des profondeurs du voile de drainage vertical - a) $d/H=0.25$, b) $d/H=0.5$, c) $d/H=0.75$, d) $d/H=1$	154
Figure V.42 Evolution des gradients hydrauliques en fonction des profondeurs du voile de drainage vertical - a) $d/H=0.25$, b) $d/H=0.5$, c) $d/H=0.75$, d) $d/H=1$	155
Figure V.43 Evolution des débits d'infiltrations en fonction des profondeurs du voile de drainage vertical a) $d/H=0.25$, b) $d/H=0.5$, c) $d/H=0.75$, d) $d/H=1$	155
Figure V.44 Effet combiné du voile de drainage et du rideau d'injection sur le débit d'infiltration à travers la fondation du barrage.....	156
Figure V.45 Effet combiné du voile de drainage et du rideau d'injection sur le gradient hydraulique à travers la fondation du barrage.....	156
Figure V.46 Variations des pressions interstitielles sous le barrage en fonction de la profondeur du voile de drainage vertical $d/H=0.25$, b) $d/H=0.5$, c) $d/H=0.75$, d) $d/H=1$	157

LISTE DES PHOTOS

CHAPITRE III : Méthodologie d'analyse des infiltrations dans les fondations du barrage d'El izdihar à Sidi Abdelli

Photo III.1 Evacuateur de crue de barrage Sidi-Abdelli	71
Photo III.2 Vidange de fond du barrage El izdihar par vanne secteur	71
Photo III.3 Tour de prise d'eau du barrage El izdihar	72
Photo III.4 Ouvrages du barrage El izdihar à Sidi Abdelli	73

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : Les barrages en terre et les enjeux de sécurité

Tableau I.1 Potentiel à risque pour les types de barrages en terre.....	12
Tableau I.2 Statistiques des ruptures de barrages en remblai dans le monde.....	12
Tableau I.3 Variation des taux de ruptures des barrages en terre en fonction de leur âge.....	26
Tableau I.4 Variation des valeurs des sous pressions en fondations des barrages en fonction de l'injection et du drainage.....	29

CHAPITRE II : Organes d'étanchéités et traitement des fondations des barrages par l'injection et le drainage

Tableau II.1 Pression d'injection par rapport à la profondeur.....	52
Tableau II.2 Nombre de rangée d'injection par rapport à la charge d'eau.....	53

CHAPITRE III : Méthodologie d'analyse des infiltrations dans les fondations du barrage d'El izdihar à Sidi Abdelli

Tableau III.1 Valeurs des perméabilités pour les sols du barrage d'El izdihar.....	78
Tableau III.2 Paramètres géométriques des modèles d'analyse.....	83

CHAPITRE IV : Analyse multicritère de la performance des procédés d'injection des fondations du barrage El Izdihar

Tableau IV.1 Synthèse des situations de modélisation de l'analyse paramétrée.....	91
Tableau IV.2 Paramètres maximaux des écoulements dans les fondations du barrage sans traitement.....	93

CHAPITRE V : Analyse multicritère de la performance des procédés d'injection combinés aux drainages dans les fondations du barrage El Izdihar

Tableau V.1 Variations relatives du débit et du gradient hydraulique en fonction des longueurs du drainage.....	128
Tableau V.2 Critères relatifs à l'effet de la profondeur et de la perméabilité du rideau d'injection.....	131
Tableau V.3 Variations relatives du débit d'infiltration et du gradient hydraulique en fonction de la profondeur du rideau d'injection du barrage d'El izdihar ($K_{\text{rideau}} = 10^{-9}$ m/s).....	145
Tableau V.4 Variation relatives des paramètres d'infiltration en fonction de la longueur du drain horizontal du barrage d'El izdihar ($K_{\text{rideau}} = 10^{-9}$ m/s).....	152

NOTATIONS ET SYMBOLES

BCR	Béton compacté au rouleau
h_p	Le potentiel hydraulique
K_h	Perméabilité horizontale
K_v	Perméabilité verticale
λ	Coefficient de sous-pression
V	Vitesse de décharge
k	Coefficient de perméabilité de Darcy
I	Gradient hydraulique
Q	Débit d'infiltration
A	Aire transversale d'écoulement
q	Le taux d'infiltration par unité de longueur
K	Le coefficient de perméabilité
H_{eau}	La hauteur charge d'eau
N_f	Nombre de tube de courant
N_d	Nombre des lignes équipotentiels
R	Rapports entre la profondeur du rideau d'injection et la hauteur du noyau central du barrage
D	Profondeur de rideau d'injection
H	La hauteur du noyau central du barrage
L_{Drain}	Longueur de drain horizontal
K_{sat}	Conductivité hydraulique saturée
M_v	Coefficient de compressibilité volumique
ER	Erreur relative
L_{noyau}	Largeur en base du noyau
X	Espacement entre les voiles
K_{rideau}	Perméabilité du voile
Q'	Débit d'infiltration dans la fondation
I'	Gradient hydraulique dans la fondation
H_{df}	La différence de hauteur entre les côtés amont et aval,
q_f	Débit de fuite à travers la fondation perméable par unité de largeur (m^2/s)

H_{CNR}	Hauteur d'eau à la coté CNR (m)
d	Profondeur de rideau de drainage verticale
h'	Profondeur de la clé d'ancrage(m)
B	Longueur du contour horizontal (base du barrage en m)
h	Profondeur de la formation perméable des fondations(m)
K_{Tv}	Perméabilité du tapis (m/s)
X_T	Longueur du tapis amont (m)
e_m	épaisseur moyenne du tapis (m)
e	épaisseur du tapis (m)
K_T	Perméabilité du tapis amont (m/s)
K_{Fv}	Perméabilité de la fondation (m/s)
Y	Abscisse du tapis à partir du pied amont du barrage (m)
Q_{Tapis}	Débit de fuite à travers le tapis amont par unité de largeur (m ² /s)

LISTE DES ABREVIATIONS

ANBT	Agence national des barrages et transport
CIGB	Commission Internationale des grands barrages
COBA	Engineering Consultants and Environment SA
DU	Durham University
EPFL	École Polytechnique Fédérale de Lausanne
ICOLD	International Commission On Large Dams
NYSDEC	New York State Department of Environmental Conservation
ODNR	Ohio Department of Natural Resources
USACOE	United States Army Corps of Engineers

Sommaire

Avant propos	
Résumé.....	I
Abstract.....	II
ملخص.....	III
Liste des figures.....	IV
Liste des photos.....	XII
Liste des tableaux.....	XIII
Notations et Symboles.....	XIV
Liste des abréviations.....	XVI

Introduction générale

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

CHAPITRE I : Les barrages en terre et les enjeux de sécurité

1 Introduction	5
2 Les barrages en terre	5
2.1 Introduction.....	5
2.2 Types de barrage en terre.....	5
2.2.1 Les barrages en terre homogènes.....	5
2.2.2 Les barrages en terre à noyau étanche.....	6
2.2.3 Les barrages en terre à masque amont.....	7
2.3 Fondations des barrages.....	8
2.3.1 Connaissance géologique, géotechnique et hydrologique de la fondation.....	8
2.3.2 Types des fondations.....	10
3 Ruptures des barrages en terre	11
3.1 Causes de ruptures.....	11
3.2 Analyse statistique des ruptures.....	12
3.3 Types de ruptures de barrage.....	14
4 Mécanismes de ruptures des barrages en terre	14
4.1 Infiltration à travers le corps du barrage et sa fondation.....	15
4.2 Effet des infiltrations.....	16
4.2.1 Mécanismes de l'érosion de sol.....	16
4.2.2 Erosion interne.....	16
4.3 Typologie de l'érosion interne.....	17

4.3.1 Les phénomènes d'arrachement	17
4.3.2 Les phénomènes de transport	20
4.4 L'érosion externe.....	21
4.5 L'affouillement.....	22
4.6 Courant et chocs de corps flottants	23
4.7 La surverse	23
4.8 Quelques mécanismes particuliers	24
4.9 Mécanismes de la sous-pression et son effet sur la sécurité des barrages.....	26
4.9.1 La sous pression en fondation	27
4.9.2 Répartition de la sous pression en fondation.....	28
4.9.3 Epure de la répartition de la sous pression.....	28
4.9.4 Le coefficient de sous pression	30
4.9.5 Le systèmes de drainage.....	30
5 Conclusion.....	31

CHAPITRE II : Organes d'étanchéités et traitement des fondations des barrages par l'injection et le drainage

1 Introduction	32
2 Contrôle et maîtrise de l'écoulement de l'eau à travers la fondation du barrage en terre	32
2.1 Méthodes de contrôle des infiltrations dans les fondations.....	32
2.2 Etanchéité des fondations de barrages en terre	32
2.2.1 Tapis d'étanchéité en amont.....	33
2.2.2 Clé d'étanchéité.....	34
2.2.3 Rideau d'injection	35
2.2.4 Paroi moulée.....	40
2.2.5 Grouting (Injection).....	41
3 Traitement des fondations des barrages	42
3.1 Objectifs du traitement des fondations.....	43
3.1.1 Mécaniquement	43
3.1.2 Hydrauliquement.....	43
3.2 Types des traitements de la fondation	43
3.2.1 Traitement des fouilles	43
3.2.2 Renforcement des fondations	44
3.3 Traitement des fondations des barrages par l'injection des coulis de ciment	45
3.3.1 Caractéristiques physiques et mécaniques des milieux injectés.....	45

3.3.2 Types d'injection.....	46
3.3.3 Les produits injectés.....	47
3.3.4 Les types des coulis d'injection	48
3.3.5 Caractéristiques des coulis	50
3.3.6 Caractéristiques du procédé d'injection des rideaux.....	51
3.3.7 Contrôle des injections	56
3.3.8 Contrôle global de la qualité du traitement	56
3.4 Traitement des fondations des barrages par drainage	56
3.4.1 Drain horizontal.....	57
3.4.2 Drains de cheminée	58
3.4.3 Diaphragmes filtrants autour des conduits	59
3.4.4 Drains de pied (ou tranchées).....	60
4 Exemples de traitement des barrages par la réalisation de rideau d'injection	60
4.1 Le barrage de Dau Tieng (Vietnam)	60
4.2 Le barrage de Paso de las Piedras (Argentine).....	62
4.3 Barrage souk Tlata en Algérie.....	63
5 Conclusion.....	64

CHAPITRE III : Méthodologie d'analyse des infiltrations dans les fondations du barrage d'El izdihar à Sidi Abdelli

1 Opportunité et contexte socioéconomique de la recherche	65
2 Développements et pertinence scientifique de la thématique.....	66
3 Présentation du barrage El izdihar à Sidi-Abdelli.....	66
3.1 Localisation du barrage	66
3.2 Historique de la construction de barrage El izdihar	67
3.3 Destination de l'alimentation à partir du barrage	68
4 Caractéristiques du barrage El izdihar.....	69
4.1 Données sur le barrage	69
4.1.1 Hydrologie.....	69
4.1.2 Retenue.....	69
4.1.3 Corps du barrage	69
4.2 Ouvrages annexes.....	70
4.2.1 Evacuateur de crue	70
4.2.2 Ouvrages de prise	71
4.2.3 Vidange de fond	71

4.2.4 Tour de prise.....	72
5 Fondations du barrage et voile d'injection	74
5.1 Géologie des fondations	74
5.2. Travaux d'injection sur les fondations du barrage.....	75
5.2.1 Rive droite.....	75
5.2.2 Rive gauche.....	75
5.3 Réhabilitation du voile d'injection.....	75
6 Démarche et méthode de l'analyse des infiltrations dans les fondations du barrage	77
6.1 Apport de la modélisation	77
6.2 Caractérisation des paramètres des sols du barrage	78
6.3 Matériels et méthodes de l'analyse	78
6.3.1 Analyse des infiltrations.....	78
6.3.2 La loi de Darcy pour l'écoulement dans les milieux poreux	79
6.3.3 Équation de Laplace	79
6.3.4 Méthode approximative des lignes écoulements.....	80
6.3.5 Méthodes numériques	81
7 Modélisation numérique pour l'optimisation des paramètres conceptuels du voile d'injection du barrage.....	81
7.1 Paramètres d'influence sur la performance du voile d'injection.....	81
7.2 Caractérisation des paramètres d'influence et cas de modélisation traités	82
7.2.1 Profondeur et position du voile d'injection	82
7.2.2 Inclinaison du voile d'injection	82
7.2.3 Couplage de plusieurs voiles d'injection	82
7.2.4 Espacement entre couple de rideaux	82
7.2.5 Conjugaison du voile d'injection avec un drainage horizontal.....	83
8 Implémentation du modèle numérique	84
8.1 Le code de calcul SEEP / W.....	84
8.1.1 Description	84
8.1.2 Modèles de matériaux en SEEP / W	84
8.1.3 Méthode d'estimation	85
8.1.4 Conductivité hydraulique	85
8.1.5 Types d'analyses en SEEP/W.....	85
8.2 Discrétisation de la géométrie du barrage	86
8.3 Modèle géométrique du barrage.....	86
8.4 Conditions aux limites.....	87
8.5 Evaluation de la fiabilité du maillage.....	88

9 Conclusion	89
---------------------------	----

CHAPITRE IV : Analyse multicritère de la performance des procédés d'injection des fondations du barrage El Izdihar

1 Choix de la combinaison des paramètres de l'analyse multicritère	90
2 Mise en évidence de la nécessité du traitement des fondations du barrage El Izdihar	91
3 Analyse des paramètres influençant la performance des injections	93
3.1 Effet de la profondeur du rideau d'injection.....	93
3.1.1 Analyse des charges hydrauliques.....	93
3.1.2 Analyse des pressions interstitielles.....	94
3.1.3 Analyse des gradients hydrauliques.....	95
3.1.4 Analyse des débits d'infiltrations.....	96
3.2 Effet de la combinaison de la position et de la profondeur du rideau d'injection	96
3.2.1 Rideau dans la zone amont du noyau central	97
3.2.2 Rideau au niveau de l'axe du noyau central	100
3.2.3 Rideau dans la zone aval du noyau central	102
3.2.4 Synthèse sur l'influence conjuguée de la profondeur et de la position du rideau d'injection	105
3.3 Effet de l'angle d'inclinaison du rideau d'injection.....	108
3.4 Effet du nombre des rideaux d'injections	111
3.5 Effet de l'espacement entre rideaux d'injection.....	118
4 Conclusions	120

CHAPITRE V : Analyse multicritère de la performance des procédés d'injection combinés aux drainages dans les fondations du barrage El Izdihar

1 Pertinence scientifique de l'analyse	122
2 Effet de la conjugaison du drainage horizontal avec le rideau d'injection	123
2.1 Analyse des charges hydrauliques.....	123
2.2 Analyse des pressions interstitielles.....	124
2.3 Analyse des gradients hydrauliques.....	124
2.4 Analyse des débits d'infiltrations.....	125
2.5 Analyse de l'évolution relative des débits d'infiltration et des gradients hydrauliques	127
2.6 Analyse de l'évolution des pressions interstitielles	128
3 Intégration des caractéristiques du coulis d'injection	130

3.1 Influence de la perméabilité du coulis d'injection.....	130
3.2 Effet de la profondeur et de la perméabilité du rideau d'injection.....	144
3.3 Effet de la combinaison du drain horizontal avec le rideau d'injection.....	147
3.3.1 Analyse des charges hydrauliques.....	147
3.3.2 Analyse des pressions interstitielles.....	147
3.3.3 Analyse des gradients hydrauliques.....	148
3.3.4 Analyse des débits d'infiltrations.....	149
4 Intégration d'un voile de drainage avec un rideau d'injection.....	153
4.1 Analyse des charges hydrauliques.....	153
4.2 Analyse des pressions interstitielles.....	154
4.3 Analyse des gradients hydrauliques.....	154
4.4 Analyse des débits d'infiltrations.....	155
5 Conclusion.....	157
Conclusion Générale	
Conclusion générale.....	158
Références	
Références.....	161

Introduction générale

Introduction générale

Quelle que soit la perméabilité du barrage en terre, il y a toujours des infiltrations dans son massif et ses fondations. L'infiltration se produit à travers les barrages en terre en raison de la différence entre les niveaux d'eau en amont et en aval. Les conséquences de ces infiltrations, se manifestent par, des débits, des pressions interstitielles et des gradients hydrauliques excessifs peuvent porter préjudice à la sécurité des ouvrages. Le contrôle des écoulements doit être recherché de telle sorte que les paramètres liés à l'infiltration restent en dessous des paramètres critiques. Les infiltrations qui se produisent à travers les barrages sont responsables de plus de 35% des accidents de barrages en terre.

Les fondations d'un barrage représentent l'élément le plus complexe d'un aménagement hydraulique et c'est aussi l'une des composantes les plus importantes en ce qui a trait à la sécurité de l'ouvrage. Les conditions de fondations d'un site deviennent un facteur déterminant dans le choix du type de barrage. Les fondations ont trois fonctions, celles de fournir la stabilité, de fournir la rigidité suffisante pour limiter les déformations et de contrôler les infiltrations. Si une de ces fonctions n'est que marginalement rencontrée, le comportement du barrage peut être affecté.

La qualité des sols de fondations des barrages n'est jamais parfaite et peut ne pas répondre aux critères conceptuels et de sécurité désirée. Ces derniers requièrent souvent des procédés d'amélioration de leurs caractéristiques hydrauliques (étanchéité) et mécaniques (résistance). Pour améliorer la qualité des sols des fondations des barrages, plusieurs techniques de traitement des sols ont été développées. On entend par là, l'ensemble des procédés permettant d'améliorer les caractéristiques mécaniques du sol et/ou de modifier les écoulements souterrains en réduisant la perméabilité sous l'ouvrage hydraulique, en augmentant les chemins d'écoulement pour réduire des gradients hydrauliques et en dissipant les pressions interstitielles par des procédés de drainage adéquats. L'amélioration des caractéristiques mécaniques et hydrauliques des sols de fondations des barrages est souvent menée par des procédés d'injection au coulis de ciment et des procédés de drainage débouchant sur des galeries conçues à ces fins.

La complexité des procédés d'injection et de drainage dans les fondations des barrages, tant sur le plan conceptuel que sur le plan de la mise en œuvre, l'aspect onéreux des opérations de traitement des fondations ont donné lieu à de nombreux développements scientifiques qui restent, à nos jours, d'actualité.

Les techniques de traitement des fondations des barrages sont choisies en fonction de nombreux paramètres liés à l'ouvrage lui-même, également à la géologie du site et à la géométrie des vides à traiter. Cette complexité exige des considérations profondes de la faisabilité technique et économique des procédés de traitement dans l'objectif d'assurer une sécurité rationnelle et permanente de ce type d'ouvrages stratégiques.

Les rideaux d'injection sont constitués d'une ou plusieurs lignes d'injection. Le rideau est double ou triple lorsque le terrain ne supportent pas fortes pressions et que le rayon d'action des forages peut être faible. La direction des forages est soit verticale soit inclinée en fonction des propriétés géomécaniques de la fondation. La profondeur des rideaux et les caractéristiques hydrauliques du coulis d'injection sont problématiques. En effet, les formations géologiques des fondations de sites de barrages ne sont jamais homogènes, ni en profondeur, ni en étendue et la présence de vides, de cavités, de fissures et failles et de diaclases n'est jamais caractérisée avec précision par les diverses investigations et reconnaissances géologiques et géotechniques. Cette contrainte vient s'ajouter aux autres difficultés de taille motivant énormément toute l'attention à accorder avec pertinence, par les concepteurs, aux techniques et procédés de traitement des fondations de barrages. La modification des conditions d'écoulement à travers la projection de rideaux d'injection exige leur combinaison avec des systèmes de drainage. Le but de drainage est notamment de diminuer l'effet des sous pressions sous l'ouvrage et de capter les percolations. Le système de drainage permet, par ailleurs, de contrôler la tenue du voile d'étanchéité. Les drainages sont généralement implantés à l'aval des voiles d'injection pour tenir compte du gradient de pression décroissant de l'amont vers l'aval du voile.

Les différents paramètres d'influence sur la performance des rideaux d'injection et de drainage doivent être, autant que possible, conjugués. Cette tâche représente d'énormes difficultés dans la mesure où les écoulements sous le barrage se manifestent dans un milieu commun, traité par des dispositions différentes mais à effet interactives.

Cette présente recherche, outre le nombre important de combinaison des paramètres de conception des rideaux d'injection et de drainage, traite de l'optimisation simultanée intégrant la profondeur des rideaux, leur inclinaison, leur position, l'espacement, les caractéristiques du coulis d'injection (perméabilité) ainsi que les dimensions des drainages combinés avec ces paramètres d'influence sur la performance des procédés de traitement des fondations du barrage El Izdihar.

Le cas du barrage El Izdihar a été sélectionné pour notre thématique de recherche. La spécificité de la géologie de ses fondations et de son voile d'injection, les désordres enregistrés au niveau des

fondations lors du remplissage du réservoir ainsi que les multiples interventions de réhabilitation du rideau d'injection ont constitué les principaux critères ayant motivé cette recherche. L'objectif de la recherche vise, en première étape, une analyse multicritère des choix conceptuels en fonction des paramètres d'influence sur la performance des voiles d'injection afin de les optimiser. Dans une seconde étape, l'influence des drainages combinés avec les injections a été traitée.

Le barrage d'El izdihar, d'une hauteur de 60 m, à noyau central, dans la wilaya de Tlemcen, au nord-ouest de l'Algérie a fait l'objet de cette analyse paramétrée d'optimisation qui a pris en compte plusieurs combinaisons des paramètres d'influence sur les performances et rendements des injections et des drainages au niveau des fondations du barrage.

Les différentes combinaisons des paramètres d'influence ont englobé, chronologiquement, les étapes énumérées ci-dessous :

- Influence de la profondeur du rideau d'injection en relation avec la variation du rapport entre cette profondeur et la hauteur du noyau du barrage,
- Influence des positions du rideau d'injection (amont, centrale et aval) en relation avec ses différentes profondeurs,
- Influence des inclinaisons du rideau d'injection pour des angles, par rapport à la verticale, allant de 50 à 130°,
- Influence de la projection d'un couple de rideau avec intégration des trois positions d'implantation amont, centrale et aval,
- Influence de l'espacement entre rideaux d'injection rattaché à la largeur du noyau du barrage,
- Influence de la perméabilité du rideau d'injection,
- Influence de la profondeur du rideau d'injection combinée à la perméabilité du coulis,
- Influence de la profondeur du rideau d'injection combinée à la longueur du drainage aval,
- Influence des dimensions du drainage combinée à la perméabilité du coulis.

De multiples corrélations entre les paramètres d'influence ont été produites dans l'objectif d'une analyse comparative permettant d'évaluer, d'une part, le poids d'influence de chaque paramètre sur la performance des procédés de traitement des fondations, et d'optimiser, à travers une analyse multicritère, les paramètres conceptuels de ces procédés d'autre part.

Cette recherche d'actualité, dans un domaine très complexe, à enjeux sécuritaires et économiques, n'est pas exhaustive, elle souffre certainement de limites et d'imperfections, notamment du fait que l'analyse n'a concerné qu'un type de géologie des fondations pour les barrages. Toutefois, elle peut constituer, pour les projets futurs, une référence pour les orientations conceptuelles et pour les

aspects sur lesquels des attentions particulières doivent être accordées par les concepteurs et réalisateurs de projets de barrages. Pour atteindre cet objectif, une série d'investigations a été entreprise et qu'on synthétise dans ce qui suit :

Le travail de recherche, proprement dit, devait impérativement être précédé, à l'amont, par une contribution bibliographique ciblant trois volets importants et concernant les mécanismes relatifs aux causes des ruptures affectant le corps de barrages en terre et leurs fondations, les méthodes de contrôle et de réduction de l'écoulement de l'eau dans les fondations des barrages en terre, consolidées par une synthèse étoffée des types de traitement de fondation de barrage. Une section a été consacrée à l'opportunité et au contexte socioéconomique des travaux de recherche ainsi qu'aux développements et pertinence scientifique de la thématique. Un effort important et un temps appréciable ont été également alloués à l'exploration de l'état de l'art lié à la thématique de recherche. En effet, une synthèse sur les travaux de recherche, les plus récents en la matière, a été dressée pour que notre contribution scientifique, sur un thème complexe, puisse constituer une valeur ajoutée pour le domaine de la conception des barrages d'une manière générale.

Le noyau de la contribution scientifique de notre recherche réside dans les deux dernières parties de la thèse. Il s'agit de l'analyse multicritère d'optimisation des paramètres d'influence sur les performances des procédés d'injection et de drainages intégrant une analyse paramétrée et comparative à la fois des procédés d'injection des fondations, et des procédés d'injection combinés aux drainages dans les fondations du barrage El Izdihar.

Sur le plan de la structure de la thèse, et afin d'assurer, à la fois, une cohérence des différentes sections et une adéquation avec ses objectifs assainis, la rédaction a suivi, chronologiquement, les chapitres ci-dessous :

- Les barrages en terre et les enjeux de sécurité,
- Organes d'étanchéité et procédés de traitement des fondations des barrages par l'injection et le drainage,
- Analyse des infiltrations et des procédés de traitement des fondations du barrage El Izdihar à Sidi Abdelli (Matériels et méthodes),
- Analyse multicritère de la performance des procédés d'injection des fondations du barrage El Izdihar,
- Analyse multicritère de la performance des procédés d'injection combinés aux drainages dans les fondations du barrage El Izdihar

CHAPITRE I

LES BARRAGES EN TERRE ET LES ENJEUX DE SECURITE

1 Introduction

Les barrages sont construits à partir de différents matériaux, en utilisant de nombreuses conceptions et mécanismes. Les barrages sont d'importants projets d'ingénierie ayant de nombreuses applications dans les domaines de l'irrigation, de l'hydroélectricité, de l'approvisionnement en eau, des loisirs et du contrôle des inondations.

En général, les barrages peuvent être classés en deux grands types en fonction de leurs principaux matériaux : les barrages en béton et les barrages en terre. Les deux types continuent d'être largement utilisés. Comme pour tout autre projet d'ingénierie, les barrages peuvent enregistrer des ruptures. Ces ruptures entraînent, souvent une destruction extrême, des dommages environnementaux et des pertes économiques et de vies humaines. Les causes des défaillances comprennent les défauts de construction, les faiblesses structurelles, les tremblements de terre et les inondations, ou les lacunes dans la conception et les matériaux.

D'après les cas historiques de rupture, les facteurs les plus efficaces et les plus responsables des ruptures de barrages en terre sont le débordement, la rupture structurelle et les problèmes d'infiltration à travers le corps du barrage et sa fondation. Par conséquent, le besoin d'un barrage sûr et stable nécessite une étude géologique, une conception efficace et une analyse des problèmes.

2 Les barrages en terre

2.1 Introduction

Tous les barrages construits avec des matériaux en terre sont appelés barrages en terre. Cette catégorie de barrages est divisée en plusieurs sous-catégories en fonction des matériaux utilisés et de la méthode employée pour assurer la stabilité. Par conséquent, les matériaux de construction peuvent avoir une large granulométrie avec une gamme de grains allant de très fins à grossiers.

2.2 Types de barrage en terre

Les barrages en terre compactée peuvent être classés en trois types : ceux en terre homogène, ceux en terre étanche (noyau) et ceux en masques d'amont.

2.2.1 Les barrages en terre homogènes

Ils sont entièrement constitués d'un seul matériau, souvent argileux, qui remplit à la fois les fonctions d'écran et de masse. Ce matériau doit avoir des propriétés qui permettent d'assurer une étanchéité et une stabilité du remblai adéquates (figure I.1).

Ce type de barrage est muni des systèmes de drainage horizontal, de pied ou cheminé. Ce dernier type de drainage est montré sur la figure I.2.

Leur facilité a permis de développer une technique d'exécution bien maîtrisée tout en assurant une sécurité élevée. Toutefois, ce type de barrage est le plus souvent utilisé pour la réalisation de retenue collinaires et de petits barrages (Messaid 2009).

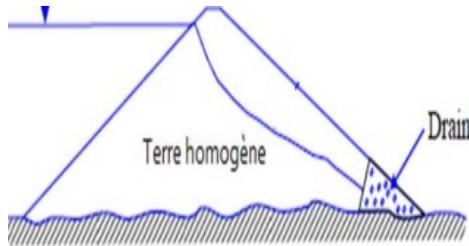


Figure I.1 Barrage en terre homogène avec drain de pied (Messaid 2009).

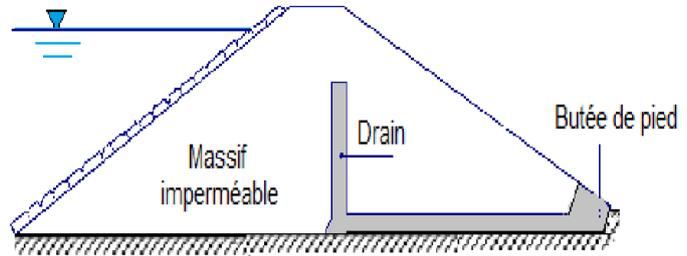


Figure I.2 Barrage en terre homogène avec drain cheminée (Delliou 2003).

2.2.2 Les barrages en terre à noyau étanche

Lorsque la quantité de matériaux imperméables disponibles sur le site est insuffisante pour réaliser l'ensemble du barrage, l'option la plus courante consiste à construire un ouvrage avec du noyau argileux pour assurer l'étanchéité (figure I.3).

Les noyaux des barrages zonés sont de trois types : mince, large, ou incliné (figure I.4)

La stabilité du massif sera garantie par des zones perméables appelées recharges. Ces recharges peuvent être en nombre variable et placées différemment d'un barrage à l'autre en fonction de la nature des matériaux et des conditions propres de chaque barrage.

Cependant, ce type de barrage présente l'inconvénient d'être plus difficile et plus long à réaliser, surtout si la vallée est étroite et que le travail mécanisé devient plus difficile.

Un autre inconvénient est l'obligation de séparer les différentes zones à l'aide de filtres de transition. Par contre, pour les ouvrages de grande envergure, les matériaux grossiers sont plus résistants que les matériaux argileux, ce qui permet de raidir davantage les talus et de mieux contrôler les écoulements dans le corps du barrage.

Notons que le noyau étanche peut être vertical ou incliné et parfois remplacé par un diaphragme en béton au ciment ou bitumineux (Messaid 2009)

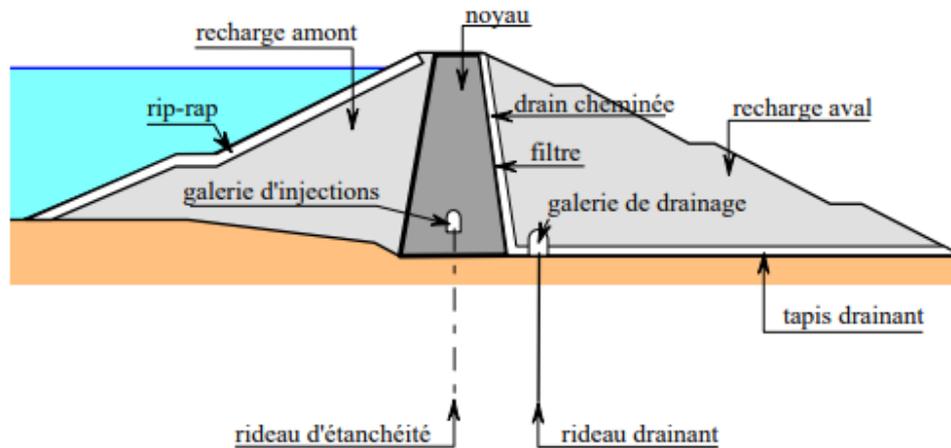
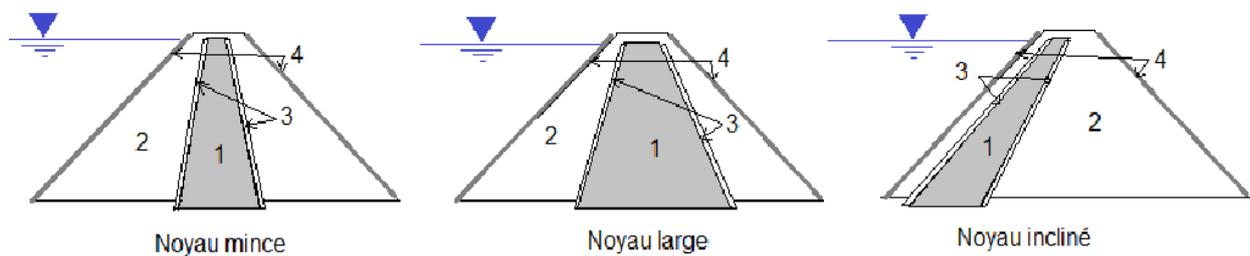


Figure I.3 Barrage en terre à noyau (Delliou 2003).



1 : Noyau 2 : Recharges 3 : Filtres 4 : Protection de talus (Rip-rap)

Figure I.4 Dispositions des noyaux des barrages zonés (Messaid 2009).

2.2.3 Les barrages en terre à masque amont

Les barrages en terre avec masques sont des remblais perméables avec un écran imperméable appelé masque placé sur le parement amont (figure I.5).

Le corps du barrage est construit de n'importe quel matériau disponible, pourvu qu'il ne soit pas très déformé et qu'il puisse assurer la stabilité au glissement de l'ensemble de l'ouvrage.

Le masque d'étanchéité peut être constitué de béton, de produits bitumineux ou de géomembrane. La présence de ce masque sur le parement amont présente le double avantage de permettre la réparation du masque en cas de dégradation et de permettre des vidanges rapides sans risque de glissement (Messaid 2009).

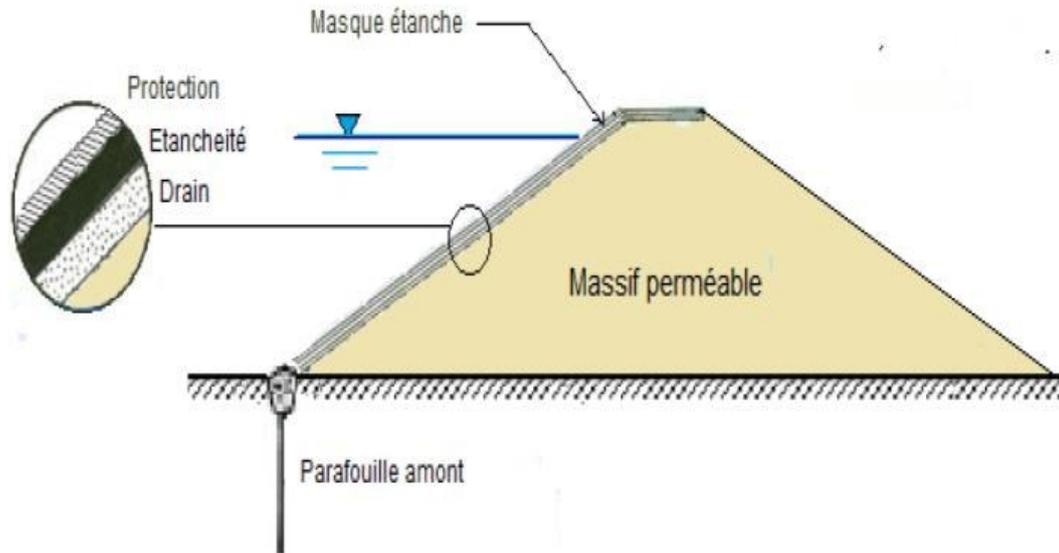


Figure I.5 Barrage à masque amont (Boukezzi 2019).

2.3 Fondations des barrages

2.3.1 Connaissance géologique, géotechnique et hydrologique de la fondation

Les connaissances géologiques, géotechniques et hydrologiques de la fondation sont acquises progressivement tout au long des phases de planification, d'études, de construction et d'exploitation d'un barrage. Les outils utilisés sont de différents types.

- La géologie globale du site et de ses abords,
- L'analyse détaillée de la structure du site et les reconnaissances de terrain,
- Les essais de laboratoire,
- Les investigations à caractère hydraulique.

2.3.1.1 La géologie globale du site et de ses abords

Son objectif principal est de présenter les grandes lignes des travaux de la région (y compris ceux qui dominent le site), puis la géologie et l'histoire des roches (y compris les descriptions stratigraphiques, pétrolières et tectoniques), ce qui permettra de prévoir les types de problèmes à s'y attendre.

Concernant le risque que représente la présence d'une faille, des critères géologiques et géométriques globaux doivent être pris en compte : la longueur de la faille jusqu'à l'affleurement, l'épaisseur de la zone faillée, la nature du matériau de remplissage, la relation avec la tectonique régionale et la date du dernier mouvement (Carvajal 2009).

Les reconnaissances géologiques englobent souvent ce qui suit :

- Géologie du réservoir,
- Étanchéité du réservoir,

- Stabilité des rives,
- Transports /apport de matériaux solides,
- Géologie du site,
- Étanchéité des appuis,
- Stabilité des appuis,
- Stabilité des excavations à la surface et en souterrain,
- Écoulements souterrains,
- Degré et profondeur d'altération superficielle,
- Matériaux (collaboration avec un ingénieur géotechnicien),
- Inventaire des matériaux meubles exploitables,
- Volume approximatif de matériaux meubles disponibles pour la construction,
- Nature et volume de roches de carrière.

Les études géologiques et géotechniques ont pour but de contrôler :

- L'étanchéité et la résistance des fondations,
- L'étanchéité de la cuvette , ses abords et la stabilité de ses versants,
- La présence en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai) de matériaux convenables pour la construction du barrage (Codis 1985).

2.3.1.2 Description de la structure du site

L'ouvrage d'un site rocheux peut être définie par son altitude, son épaisseur stratigraphique, son réseau de discontinuités, les propriétés mécaniques de la roche et les discontinuités.

Les méthodes géophysiques, les sondages, l'essai Lugeon et les essais de vérification sont quelques-unes des méthodes de reconnaissance les plus traditionnelles utilisées sur le site même du barrage (Carvajal 2009).

2.3.1.3 Essais de laboratoire

Le nombre de tests de laboratoire permettant d'identifier un site est très limité car le comportement des masses rocheuses est dominé par la disposition et la nature des surfaces de discontinuité géologique, alors que les échantillons envoyés aux laboratoires sont constitués d'une matrice rocheuse aux propriétés supérieures (Carvajal 2009).

Des principaux essais de laboratoire :

- Teneur en eau des matériaux fins,
- Analyse granulométrique,
- Limites d'Atterberg,
- Proctor Normal,

- Essais triaxiaux non consolidés non drainés,
- Essais triaxiaux consolidés non drainés (ou drainés),

2.3.1.4 Investigation hydrauliques

Cette technique concerne la reconnaissance du site où sera installé l'ouvrage, les zones d'emprunt dans le cas d'un barrage en terre, et éventuellement le diagnostic de l'étanchéité de la cuvette. Elle concerne principalement les barrages en terre, mais elle peut aussi être utilisée pour déterminer l'emplacement d'un barrage en béton lorsque le substrat rocheux sous-jacent n'est pas très profond, afin d'évaluer l'importance des terrassements antérieurs. Cependant, dans le cas d'un barrage en béton, les essais sont à peu près inutiles car la partie meuble sera enlevée.

Par ailleurs, les études hydrologiques fournissent le volume et le débit maximal des crues extrêmement rares, ce qui doit être pris en compte pour tous les ouvrages, même ceux qui ne jouent aucun rôle dans la protection des crues.

En général, il est exigé que le barrage, une fois construit, soit capable de supporter une crue avec une période de récurrence de 100 à 10 000 ans (cela surtout pour les barrages en remblai qui ne peuvent supporter une submersion sans risque de ruine).

De plus, l'étude hydrologique comprend des informations sur le régime de transport solide de la rivière, suite à l'érosion des sols du bassin versant, ce qui permet d'estimer la vitesse de remplissage de la "zone morte" de la retenue (Carrère 1978).

2.3.2 Types des fondations

Il existe de multiples types de fondations :

2.3.2.1 Fondation meuble

Lorsque l'étanchéité est plus grande, la perméabilité est plus faible, et donc l'infiltration de la fondation est très faible. L'utilisation de barrages de remblai avec des pentes de talus compatibles avec les propriétés mécaniques des formations existantes est presque toujours une exigence pour les fondations argileuses.

2.3.2.2 Fondation rocheuse

Sauf dans le cas de roches très fissurées ou de caractéristiques très médiocres, les fondations rocheuses se prêtent à la construction de tous les types de barrages en intégrant des dispositions appropriées pour la purge des matériaux fortement oxydés et un éventuel traitement par injection. L'aspect le plus important est le régime de fractures (failles, joints, diaclases et schistosité). Les barrages en remblai conviennent toujours. Pour les autres, les exigences vont en croissant du BCR, au béton conventionnel et à la voûte.

2.3.2.3 Fondations graveleuses

Ces fondations, à condition qu'elles soient suffisamment compactées, conviennent généralement aux barrages ou aux enrochements en terre, au moins sur le plan mécanique. Un système d'étanchéité et de drainage approprié doit être utilisé pour assurer le contrôle des fuites. Dans la pratique, ce type de fondation est le plus souvent rencontré pour les rivières ou les fleuves de grand diamètre. En conséquence, L'ouvrage doit évacuer les crues importantes, à l'exclusion des barrages en terre. Des barrages en béton de hauteurs variables peuvent également être réalisés en prenant des précautions contre les inondations et la percolation (risque de renard) et en utilisant différents tassements.

2.3.2.4 Fondations sablo-silteuses

L'utilisation de fondations en limon fin ou en sable peut contribuer à la construction de barrages en terre, et dans certains cas, de très petits barrages en béton, avec une extrême prudence.

2.3.2.5 Fondations Argileuses

Les fondations d'argileuses impliquent presque souvent l'emploi de barrages en remblai avec des pentes de talus compatibles avec les propriétés mécaniques des formations existantes. (Degoutte et Lutrin 2002).

3 Ruptures des barrages en terre

3.1 Causes de ruptures des barrages

Trois causes principales conduisent à la rupture du barrage : le débordement, la canalisation et la défaillance structurelle. L'action érosive de l'eau sur les pentes de la digue due à l'écoulement incontrôlé de l'eau sur et à côté de la digue provoque une défaillance hydraulique. Par conséquent, comme l'érosion commence pendant le débordement, il est presque impossible de l'empêcher (ODNR 2005).

La capacité du matériau du talus en aval à s'éroder est cruciale car elle provoque un risque et pourrait être l'un des facteurs de contrôle du processus d'érosion dans le temps. La capacité inadéquate de l'évacuateur de crues est également une raison majeure de débordement, et c'est l'emplacement potentiel à risque le plus important (Tableau I.1). Cependant, l'évacuateur de crues et la pente en aval ont une influence importante sur l'échec de la surverse, mais la vague et l'intensité des inondations ont également un effet plus extrême sur l'échec de la surverse des barrages en terre (Zhang et al. 2007).

L'infiltration est considérée comme la deuxième raison majeure de l'endommagement et de la défaillance des barrages en terre. L'écoulement de l'eau dans le corps du barrage en terre et dans

ses fondations entraîne la formation de canalisations. Les conditions géologiques, la construction et la qualité des matériaux sont des éléments clés pour déterminer si les canalisations se produisent ou non. Par exemple, une fondation défectueuse peut développer des infiltrations, les particules détachées sont donc emportées par le flux d'infiltration. La rupture des barrages en terre due au débordement et à la canalisation prend souvent du temps (d'une heure à plusieurs heures). Cela signifie que la rupture des barrages en terre ne se produit pas tout d'un coup (Zhang et al. 2007). Les défaillances structurelles impliquent la rupture du matériau de la digue et de sa fondation et entraînent des fissures, des tassements et des glissements, qui sont les signes les plus courants de défaillance structurelle des digues. Lorsque l'un des caractères de défaillance structurelle se produit soudainement, le niveau du réservoir doit être abaissé et, pour assurer la sécurité, l'État approprié doit être informé (ODNR 2005).

Tableau I.1 Potentiel à risque pour les types de barrages en terre (Zhang et al. 2007).

Type de barrage en terre	Dépassement		Phénomène conduite	
	Risque élevé	Risque faible	Risque élevé	Risque faible
Barrage en terre homogène/zoné	Evacuateur de crue, pente aval	Fondation	Corps de barrage, Fondation, pilier	----
Barrage en remblai avec noyau d'argile	Evacuateur de crue, pente aval	Fondation, noyau d'argile	Fondation, pilier	Corps de barrage

3.2 Analyse statistique des ruptures

Sur la base de l'enquête sur les accidents des barrages et du registre des barrages de la CIGB (1974, 1983, 1955), Foster et al. (1998, 2000a) ont analysé les statistiques de rupture de grands barrages en remblai construits entre 1800 et 1986, à l'exclusion des barrages construits au Japon avant 1930 et de ceux en Chine (adapté de Foster et al. 1998). Le tableau I.2 résume les résultats de l'enquête (ICOLD 2017).

Tableau I.2 Statistiques des ruptures de barrages en remblai dans le monde (ICOLD 2017).

Mécanisme de rupture	Erosion		Glissement	
Mode de rupture	Erosion externe surverse	Erosion interne	Instabilité statique	Instabilité sismique
%	48%	46%	4%	2%
%	94%		6%	

L'érosion interne est à l'origine de près de la moitié des ruptures de barrages en remblai dont le mode de rupture est connu. Elle est à l'origine d'une partie des ruptures qui ressemblent étrangement à celles provoquées par une surverse, en raison du sous-dimensionnement de l'évacuateur, de la défaillance des aubes ou d'autres dysfonctionnements d'ouvrage liés à la restitution.

Dans le cadre de la mise à jour du bulletin 99 "Ruptures de barrages, Analyse statistique" du Comité de la sécurité des barrages de la CIGB, (Poupart 2000) a avancé que la majorité des ruptures concernent les barrages en terre avec un taux de l'ordre de 3.81% (figure I.6). Aussi, la surverse, l'érosion interne et les causes structurelles, pour les barrages en remblais, représentent respectivement 44, 34 et 20% des ruptures. Pour les barrages rigides, la défaillance structurelle est dominante (figure I.7).

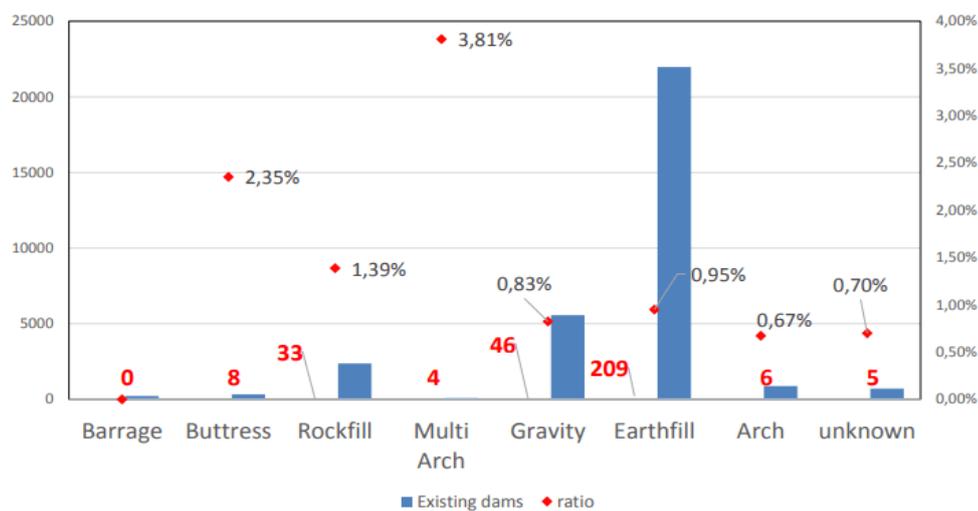


Figure I.6 Ruptures des barrages en fonction de leurs types (Poupart 2000).

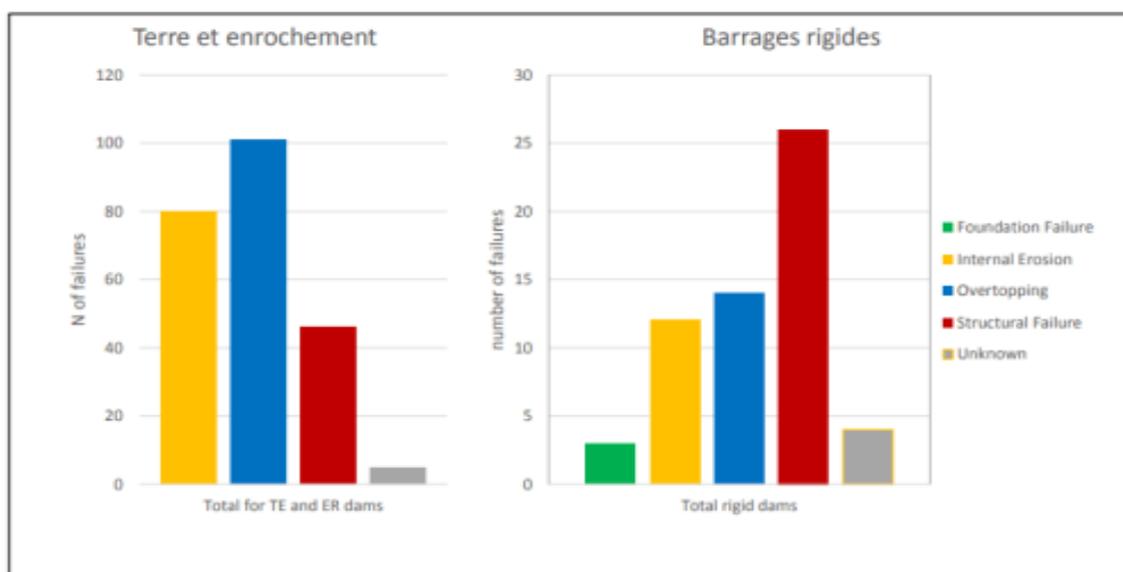


Figure I.7 Ruptures des barrages en fonction des causes (Poupart 2000).

3.3 Types de ruptures de barrage

La rupture est liée à une évolution plus ou moins rapide d'une dégradation de l'ouvrage susceptible d'être détectée par la surveillance et l'auscultation. Les barrages en remblai peuvent être touchés par une rupture progressive, causée par un phénomène d'érosion externe ou interne. L'érosion externe est engendrée par des circulations d'eau sur la crête de l'ouvrage. Le phénomène peut durer quelques minutes à quelques heures selon la taille des matériaux, leur cohésion, le revêtement de la crête et la hauteur de l'eau qui s'écoule au-dessus du barrage. L'érosion interne correspond à l'entraînement des matériaux au sein du corps de l'ouvrage ou de sa fondation. Elle est provoquée par des percolations excessives à travers l'ouvrage. Le conduit de fuite s'agrandit par érosion jusqu'à provoquer l'effondrement de la structure.

Les barrages en maçonnerie ou en béton sont menacés par une rupture instantanée partielle ou totale, produite par renversement ou par glissement d'un ou de plusieurs plots (Messaid 2009).

4 Mécanismes de ruptures des barrages en terre

En général, l'un des sujets les plus importants dans la conception et la construction des barrages et des structures hydrauliques est le problème des infiltrations (Ouria et al. 2009). La quantité d'infiltration peut être acceptable, lorsqu'un filtre de drainage approprié est établi pour collecter l'eau qui s'écoule dans les canaux en aval, afin d'empêcher l'infiltration anormal (Rozycki et al. 2006). L'infiltration anormal peut entraîner la formation de canalisations dans le barrage, ce qui peut éventuellement provoquer la rupture du barrage, il doit donc être géré (Peng et al. 2008).

Le problème de l'infiltration d'eau a été la principale préoccupation de nombreux enquêteurs ces dernières années. Par exemple, (Noori et al. 2011) ont étudié la quantité d'infiltration à travers le barrage et la distribution de la pression interstitielle due au problème d'infiltration dans le barrage en terre de Duhok au Kurdistan. (Uromeihy et al. 2007) ont évalué les problèmes d'infiltration et ont étudié une méthode sélective appropriée d'imperméabilisation avant la construction du barrage de Chapar-Abad en Iran. (Khan et al. 2012) ont étudié les aspects géologiques du problème d'infiltration et sa gestion au barrage de Khanpur au Pakistan. Cette dernière étude a révélé que la configuration géologique du site du barrage de Khanpur est une cause majeure d'infiltration élevée. (Peng et al. 2008) ont identifié les causes et les sources d'un infiltration anormal sur le barrage en terre zoné du réservoir de Xin-Shan situé dans le nord de Taiwan. L'étude a indiqué une relation étroite entre l'infiltration d'eau et la capacité de sortie du filtre de drainage, l'infiltration passant à travers le filtre est inférieure à la quantité d'eau d'entrée.

4.1 Infiltration à travers le corps du barrage et sa fondation

Lorsque le barrage en terre est envisagé pour retenir l'eau, l'infiltration à travers le corps du barrage et sa fondation devient une préoccupation. En effet, l'eau transporte des matériaux avec elle, et si elle n'est pas correctement maîtrisée, une infiltration concentrée entraîne des canalisations (NYSDEC 2012).

La force d'infiltration ou la pression de l'eau propage les fissures dans la plupart des corps de barrage en terre et résulte de la fracturation hydraulique. Par conséquent, le problème de la fracturation hydraulique dans le barrage en terre est considéré comme un problème géotechnique important lié à la sécurité des barrages (Wang et al. 2009). La figure I.8 montre l'infiltration d'eau à travers un barrage en remblai et sa fondation.

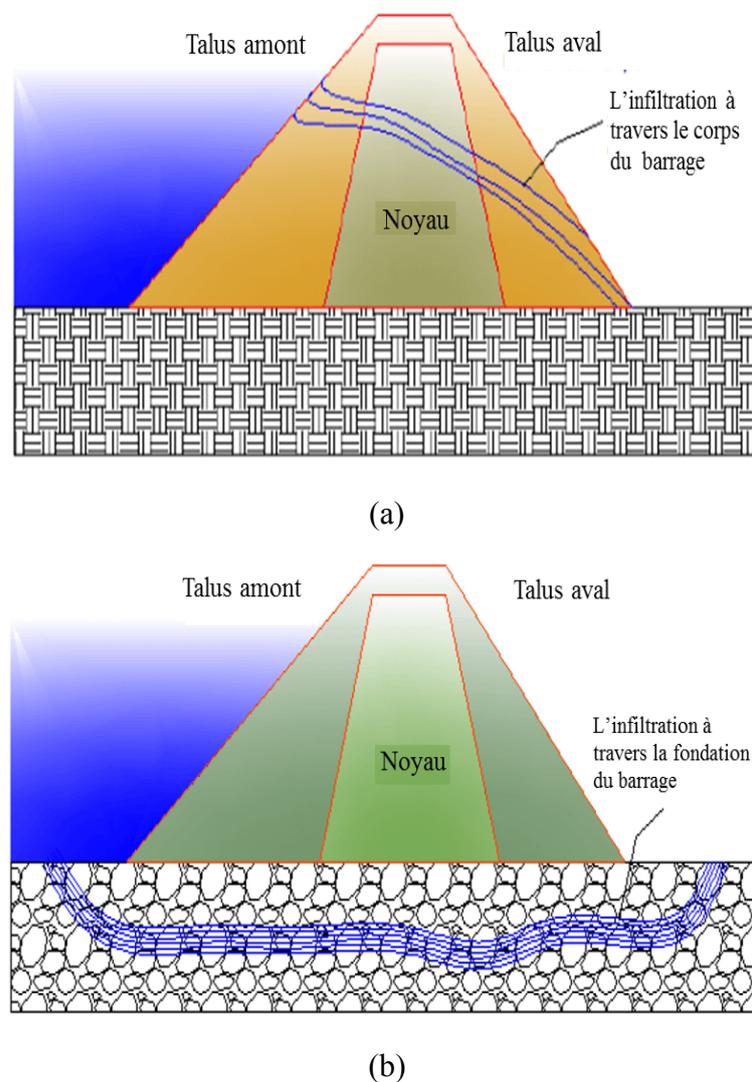


Figure I.8 Passage de l'infiltration d'un barrage en terre zoné (a) infiltration à travers le corps du barrage (b) infiltration à travers la fondation du barrage (Modifié d'après Fell et al. 2005).

4.2 Effet des infiltrations

La force d'infiltration peut jouer un rôle significatif dans le processus de déformation des barrages en terre. Par conséquent, une infiltration inacceptable à travers le corps du barrage ou à travers ses fondations entraîne deux problèmes d'infiltration de base : l'érosion interne, (c'est-à-dire les canalisations), et le soulèvement ou la rupture de pente due à la pression interstitielle près de la pente en aval (DU 2012).

4.2.1 Mécanismes de l'érosion de sol

Lorsque l'eau s'infiltré dans les structures en terre, y compris les barrages en terre, l'érosion se produit en raison de la perte des forces de résistance à l'érosion par rapport aux forces d'infiltration, de telle sorte que les particules de sol sont enlevées et transportées avec le flux d'eau. La cohésion des sols et le poids des particules de sol sont fortement sollicités pour produire une force de résistance adéquate contre l'érosion. Le phénomène d'érosion augmente puisque l'infiltration à travers une structure en terre n'est pas uniforme, surtout du côté aval. De plus, le mécanisme du phénomène d'érosion apparaît en tout point où la force de résistance est très faible, et les flux d'infiltration concentrés se dirigent progressivement vers le côté amont de la digue ou de sa fondation. En conséquence, cela élargit le canal d'infiltration à la canalisation, ce qui endommage le barrage, et le dommage résultant peut devenir un simple accident ou une défaillance catastrophique complète (Godone et Stanchi 2011).

4.2.2 Erosion interne

L'attention de nombreux chercheurs pour étudier la canalisation et son effet sur les structures en terre a largement augmenté ces dernières années. (Foster et al. 2004) ont présenté des méthodes permettant d'estimer la possibilité de rupture d'un barrage de remblai en raison de l'érosion interne et de la canalisation à travers le remblai. (Mattsson et al. 2008) ont réalisé une étude bibliographique et un modèle numérique du phénomène d'érosion interne dans les barrages en remblai afin d'expliquer l'état de l'art en matière d'érosion interne dans les barrages en remblai. (Fell et Wan 2004) ont étudié le taux d'érosion du sol dans les barrages en remblai. L'étude a conclu que le taux d'érosion est déterminé par la finesse du sol, la teneur en argile, la plasticité, la résistance à la traction du compactage, la densité et le degré de saturation du sol.

(Fell et al. 2005) ont décrit le processus d'érosion interne et de canalisation et ont noté que quatre conditions doivent être réunies pour que l'érosion interne et la canalisation se produisent :

a) Il doit y avoir une source d'eau et un passage d'écoulement d'eau,

- b) L'écoulement d'infiltration doit transporter des matériaux érodables qui doivent exister dans le chemin d'écoulement,
- c) Une sortie non protégée ou ouverte, d'où les matériaux érodés peuvent s'échapper, doit exister,
- d) Pour former un conduit, le matériau à canaliser doit être capable de former et de soutenir un "toit" du conduit.

4.3 Typologie de l'érosion interne

L'érosion interne se produit et progresse lorsque deux conditions sont réunies : l'arrachement des particules et leur transport par l'eau en mouvement. Selon Blais (2005), huit phénomènes peuvent causer l'érosion interne et se développer selon deux types de mécanismes différents.

4.3.1 Les phénomènes d'arrachement

Les phénomènes d'arrachement se produisent lorsque des particules ou des agrégats perdent le contact entre eux sous l'action d'une force hydraulique ou d'une réaction chimique.

Il s'agit de : la boullance, d'érosion régressive, de déchaussement, de débouillage, de dissolution, de dispersion, d'entraînement et d'exsolution (figure I.9).

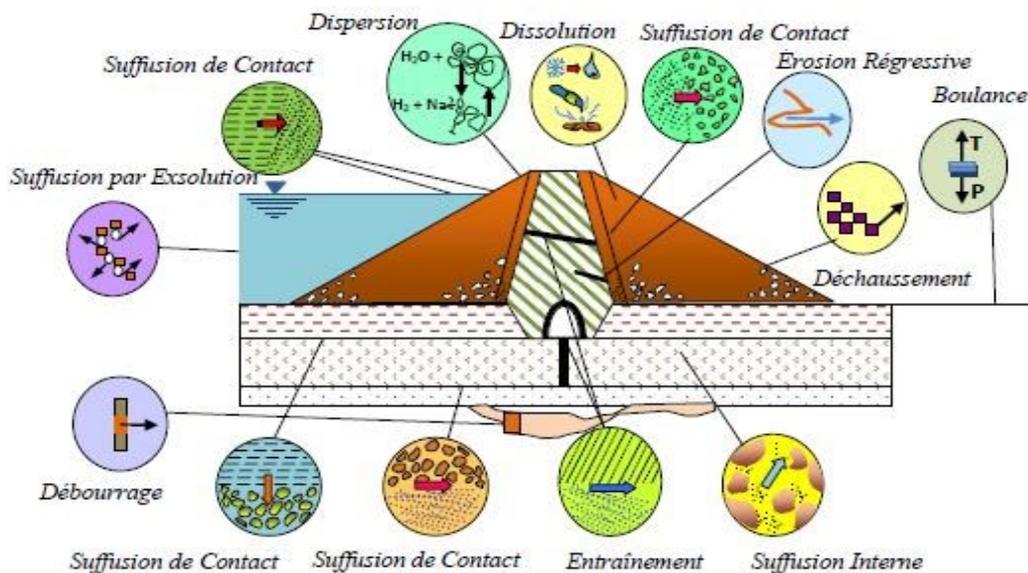


Figure I.9 Schéma représentatif des divers phénomènes initiateurs de l'érosion dans un barrage (Adapté de Schuler et Brauns 1996, cité par Blais 2004).

4.3.1.1 Boullance

La boullance est un phénomène qui se produit surtout dans les sols pulvérulents lorsque le gradient hydraulique provoqué par l'écoulement de l'eau est verticalement ascendant. C'est un phénomène d'insécurité généralisée. Le sol commence à se comporter comme un liquide sous l'influence de l'écoulement. Lorsque la pression de l'eau sur le sol est suffisante pour compenser le poids déjaugé

des particules, la contrainte effective entre les grains disparaît, et les particules du sol flottent dans une phase liquide continue (figure I.10).

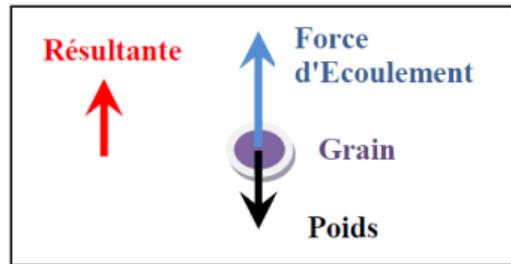


Figure I.10 Flottaison des grains de sol dans un gradient hydraulique vertical ascendant (Boulance) (Bendahmane et al 2005).

4.3.1.2 L'érosion régressive

Le phénomène d'arrachement de particules individuelles en aval causé par la pression du fluide percolant à travers le remblai est connu sous le nom d'érosion régressive.

Ce processus apparaît d'abord à l'aval de l'ouvrage pour se propager ensuite vers l'amont. Les particules sont progressivement éjectées par évaporation. Cela déstabilise la structure du sol et augmente le gradient hydraulique local, provoquant une augmentation de la vitesse d'écoulement, donc une exacerbation du phénomène d'érosion. Pour les sols homogènes, ce phénomène se poursuit indéfiniment jusqu'à l'éruption du sol (figure I.11).

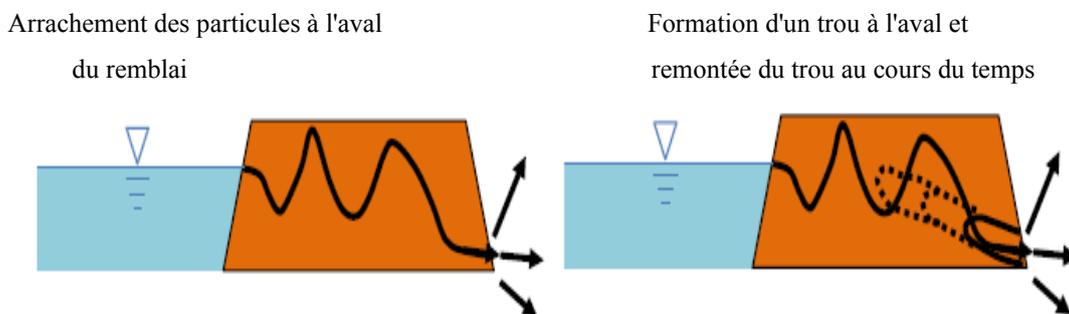


Figure I.11 Phénomène d'érosion régressive (Pham 2008).

4.3.1.3 Le déchaussement

Ce phénomène se produit lorsque les forces liées à l'écoulement refont surface, provoquant la déstabilisation des matériaux qui forment le squelette du sol. Ces matériaux sont progressivement évincés par l'écoulement de l'eau. Cela augmente le gradient hydraulique (diminution du chemin hydraulique) et, par conséquent, déstabilise le remblai (Van Nghia 2014)

4.3.1.4 Le déboufrage

Les débouffrages correspondent à l'entraînement gravitaire ou à l'arrachement violent d'un volume de sol. C'est le cas d'un volume de sol qui se déséquilibre sous l'action de la pression de l'eau, et la résistance au cisaillement autour du volume n'est plus suffisante pour compenser.

Il se produit lorsqu'une fissure rocheuse ou un conduit karstique est rempli de matériaux argileux et que la force de l'eau fait bouger l'ensemble des matériaux vers l'aval. Ce phénomène provoque alors une cavité ou une expansion du conduit, et l'eau s'écoule librement (figure I.12).

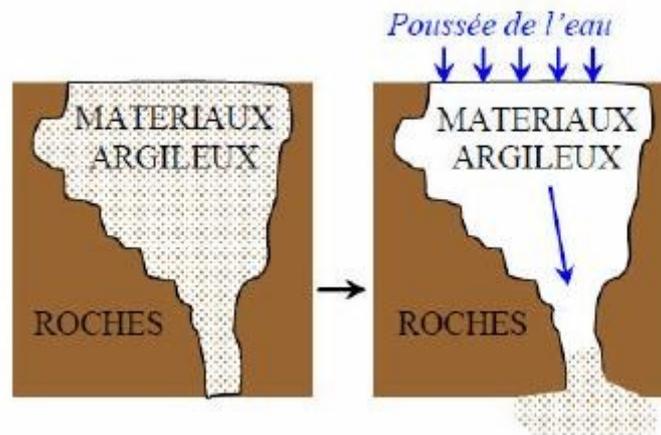


Figure I.12 Phénomène de débouffrage (Pham 2008).

4.3.1.5 La dissolution

Ce phénomène correspond au passage d'une partie des constituants de l'état solide à l'état liquide sous l'effet d'une activité thermique ou chimique. Par exemple, dans les barrages situés en altitude, il existe fréquemment des dépôts de glace dont la formation provoque une augmentation de la pression et l'apparition du phénomène renard (Garner et Sobkowicz 2002).

4.3.1.6 La dispersion

La dispersion, également appelée défloculation, est un phénomène physicochimique qui tend à réduire la taille des agglomérats de particules argileuses, à disperser les plaquettes argileuses et à faciliter leur mobilité. Les causes de ce phénomène de dispersion peuvent être l'hydratation ou l'expansion du sol. De plus, la présence d'ions, la concentration en sel et le PH de l'eau ont tous un impact sur la dispersion du sol (Van Nghia 2014)

4.3.1.7 L'entraînement

La séparation des particules des parois d'une conduite, d'un canal ou d'une rivière est appelée entraînement. Ce phénomène se produit lorsque le cisaillement réel induit par l'écoulement atteint une certaine valeur. C'est-à-dire lorsque la contrainte de cisaillement réel (α), qui est déterminée

par la vitesse de l'écoulement, dépasse la contrainte de cisaillement seuil (b), qui est déterminée par la résistance du sol (figure I.13).

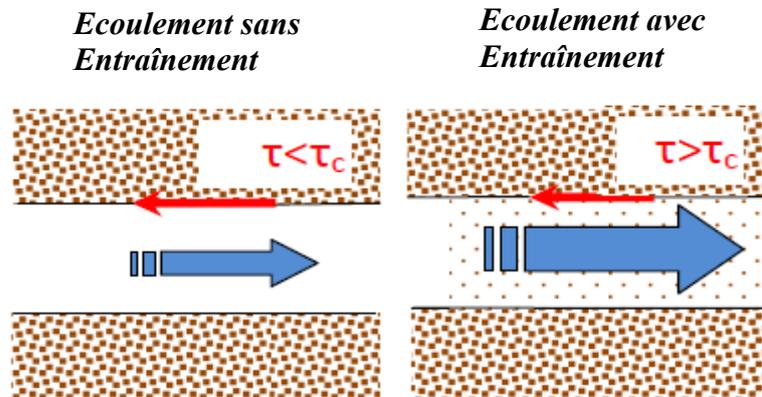


Figure I.13 Phénomène d'entraînement de sol (Pham 2008).

4.3.1.8 Exsolution

L'exsolution est la dissolution partielle et le transport de l'air piégé dans le noyau, de l'amont vers l'aval, où la pression interstitielle de l'eau est plus faible. Cela réduit localement la perméabilité tout en augmentant sensiblement les pressions interstitielles (Van Nghia 2014).

4.3.2 Les phénomènes de transport

4.3.2.1. Le renard hydraulique

Lorsque l'eau traverse un ouvrage de génie civil en suivant un chemin privilégié, le renard hydraulique apparaît (figure I.14 et figure I.15). Le long de ce chemin, il existe un certain nombre de points bas affectés par l'érosion (érosion régressive ou boulangère). Si ces points faibles ne sont pas entourés de zones stables qui limitent leur expansion, un aval continu vers le sommet se forme, augmentant la vitesse d'écoulement à travers l'ouvrage et accélérant le processus de détérioration (Pham 2008).

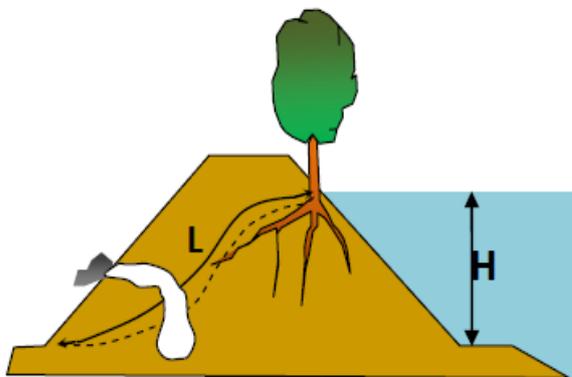


Figure I.14 Phénomène de renard (Pham 2008)



Figure I.15 Renard dans un Barrage (lutrin 2003)

4.3.2.2 La suffusion

La suffusion est le mouvement de petits grains à travers le squelette qui constitue un sol ou à travers les pores qui sont présents entre les plus grosses particules. Ce phénomène se produit lorsque la vitesse ou le gradient local dépasse une certaine limite. Il en résulte une redistribution des fines dans le sol (figure I.16).

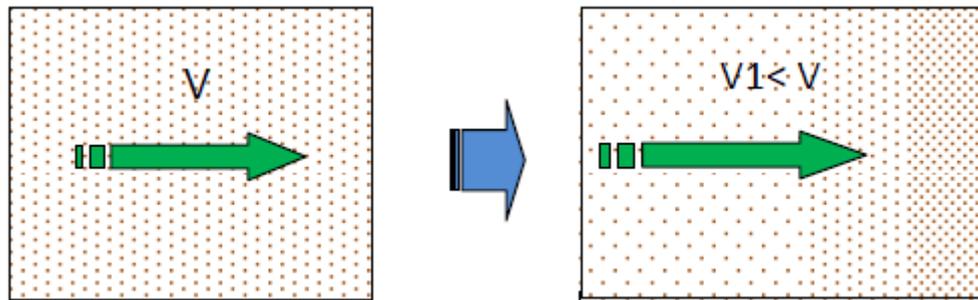


Figure I.16 Phénomène suffusion (Pham 2008)

Selon Blais (2005), on a trois types de suffusion : la suffusion interne, la suffusion de contact et la suffusion externe.

- La suffusion interne, appelée suffusion volumique, se développe au sein d'une masse de sol dont la granulométrie n'assure pas l'auto filtration. Ce phénomène se rencontre notamment au sein d'arènes granitiques ou dans les remblais morainiques.
- La suffusion surfacique, ou la suffusion de contact, se développe à l'interface d'un matériau grossier et d'un matériau fin sous l'action d'un écoulement parallèle ou perpendiculaire à l'interface. Ce phénomène est fréquent dans les fondations alluviales, soit à l'interface de l'ouvrage et de la fondation, soit au contact des structures à l'intérieur d'un ouvrage et des matériaux contours, soit au contact entre un limon et un gravier superposé dans la fondation.
- La suffusion externe se développe à l'interface d'un matériau et de la rivière ou à l'air libre par un écoulement parallèle, perpendiculaire ou incliné par rapport à l'interface.

4.4 L'érosion externe

Le mécanisme d'érosion externe correspond à l'arrachement des particules qui composent la digue par le courant de la rivière, qui peut éroder la digue jusqu'à sa rupture. D'autres facteurs, comme le ruissellement des eaux de pluie, peuvent également contribuer à l'érosion externe. Les effets des courants hydrauliques peuvent provoquer des érosions à la base des talus du côté des digues de la rivière, ainsi que celles des berges qui jouent parfois directement dans la digue.

4.5 L'affouillement

L'affouillement correspond à l'érosion externe du pied de la berge, suivie de l'érosion externe du corps de la digue si elle est proche de la berge. L'érosion du pied est provoquée par un fort débit d'eau (qui peut être exacerbé par la fragilité des berges, l'absence de protection ou l'ancrage des berges).

Sous l'effet du raidissement de la pente locale, ainsi que de l'affaiblissement des propriétés mécaniques (dû à la saturation des matériaux), des glissements se produisent, favorisant les perturbations hydrauliques (tourbillons) et les érosions. Le mécanisme débouche sur l'ouverture d'une brèche dans le corps de la digue via des glissements d'astragale successifs du côté du fleuve de la digue et/ou de la berge. Il existe trois types de facteurs qui influencent la sensibilité au mécanisme d'affouillement (Mériaux et al. 2001).

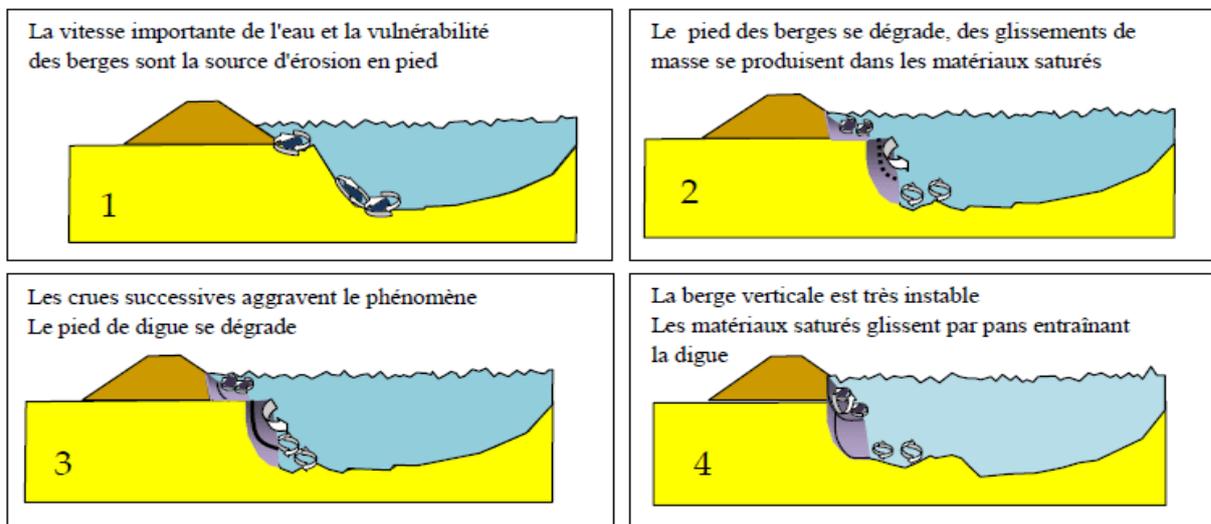


Figure I.17 Le mécanisme de l'affouillement (Mériaux et al. 2001).

- La vitesse moyenne de l'eau le long du talus d'une digue, qui est proportionnelle à la distance entre la digue et le lit ou la berge la plus proche. Les digues en bordure immédiate du lit mineur (et surplombant directement la berge) ainsi que les digues situées dans des zones de rétrécissement du lit majeur sont particulièrement exposées de ce point de vue ;
- Les perturbations hydrauliques locales peuvent provoquer des courants et des tourbillons dont la vitesse locale est supérieure à la vitesse moyenne du tronçon. Ainsi, de telles discontinuités hydrauliques sont provoquées par des arbres, des pieux ou toute construction du côté du talus de l'écoulement des digues. Il en est de même pour les courbes réalisées dans l'axe de la digue ;
- La nature et l'état de protection de l'astragale côté digue : Un perré sain serait capable de résister à des vitesses moyennes de 4 m/s, alors qu'un talus enherbé ne peut supporter des

vitesses supérieures à 1,5 m/s. Le changement de nature de la protection (passage d'une zone de perré à une zone d'enherbement) est également une source importante de vulnérabilité.

4.6 Courant et chocs de corps flottants

Les digues anti-inondations étant peu répandues dans l'eau, le mécanisme de corrosion externe lié aux collisions entre le courant et les corps flottants est peu fréquent. Cependant, lors des crues, elles sont susceptibles d'être érodées par ce mécanisme, même si les digues sont éloignées de la rivière (Degoutte 2003).

Si les talus du côté fleuve de la digue sont densément boisés, une érosion externe par tourbillons autour des troncs d'arbres est possible, favorisant un mécanisme de glissement ou le développement d'un renard hydraulique. Pendant la crue, la rivière charrie un grand nombre de corps flottants, tels que des troncs d'arbres. Ces corps oscillants sont susceptibles d'irriter les digues et de provoquer des perturbations importantes, pouvant conduire à la rupture de la digue.

4.7 La surverse

La surverse est un mécanisme de rupture par submersion : lors de la crue, l'eau déborde au-dessus de la digue, provoquant un tourbillon d'eau au-dessus de l'ouvrage et conduisant généralement et rapidement à la brèche, via l'érosion régressive des talus du versant protégé de la vallée, puis à la crête. L'érosion qui se produit lors du renversement se divise en des étapes :

- Le caractère localement plus ou moins sableux des matériaux qui composent le remblai, ainsi que l'hétérogénéité de la compacité, sont des facteurs qui augmentent la sensibilité des digues à la surverse ;
- Un profil long et irrégulier de la digue crête, combiné à la présence de points bas dus à des défauts de nivellement ou à des tassements différents, provoque une concentration localisée de débits de surverse ;
- Par contre, une digue bien compactée avec un profil en long régulier, un talus bien enherbé et une crête bien revêtue est susceptible de supporter des surverses de quelques centimètres (voire plus) de manière limitée dans le temps.

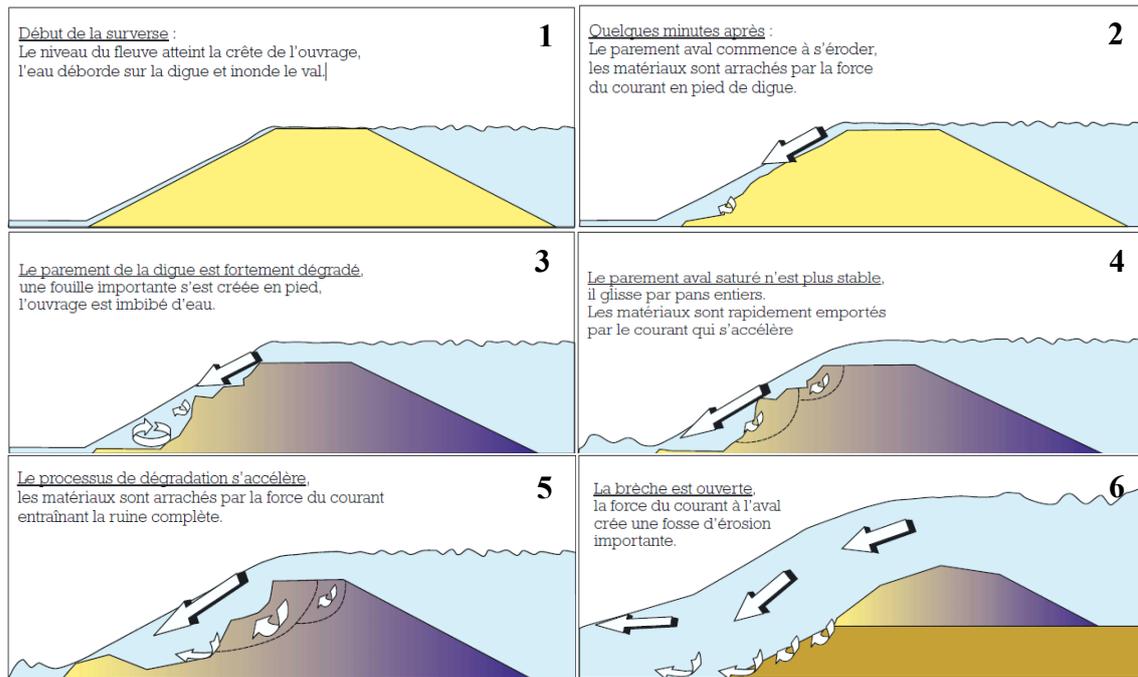


Figure I.18 Mécanisme de rupture par surverse (Mériaux et al. 2001).

4.8 Quelques mécanismes particuliers

Selon Fell et al. (2005), il existe principalement trois processus dans les phénomènes de canalisation dans les remblais des barrages. Lorsque l'érosion commence au point de sortie de l'infiltration, l'érosion en arrière se développe progressivement pour former un passage continu. La fuite concentrée constitue une forme spécifique d'érosion interne dans les remblais de barrage car elle commence par une fissure ou une zone molle directement de la source d'eau à un point de sortie. L'érosion se poursuit progressivement le long des structures de la fuite concentrée, telles que les ponceaux ou les murs des déversoirs. Les fines particules du sol qui sont intérieurement instables sont lessivées, et les vides entre les particules plus grossières sont raisonnables pour transporter les matériaux érodés par écoulement d'infiltration ; ce processus est connu sous le nom de suffusion. La figure I.19 présente les modèles conceptuels de développement de la défaillance par canalisation pour le processus d'érosion interne et le tableau I.3 montre le calendrier des défaillances par érosion interne et par canalisation en fonction de l'âge du barrage. En outre, un diagramme de trajectoire de défaillance pour la défaillance par canalisation à travers le remblai et la fondation est présenté dans (la figure I.19) et peut être trouvé dans (Fell et al. 2005).

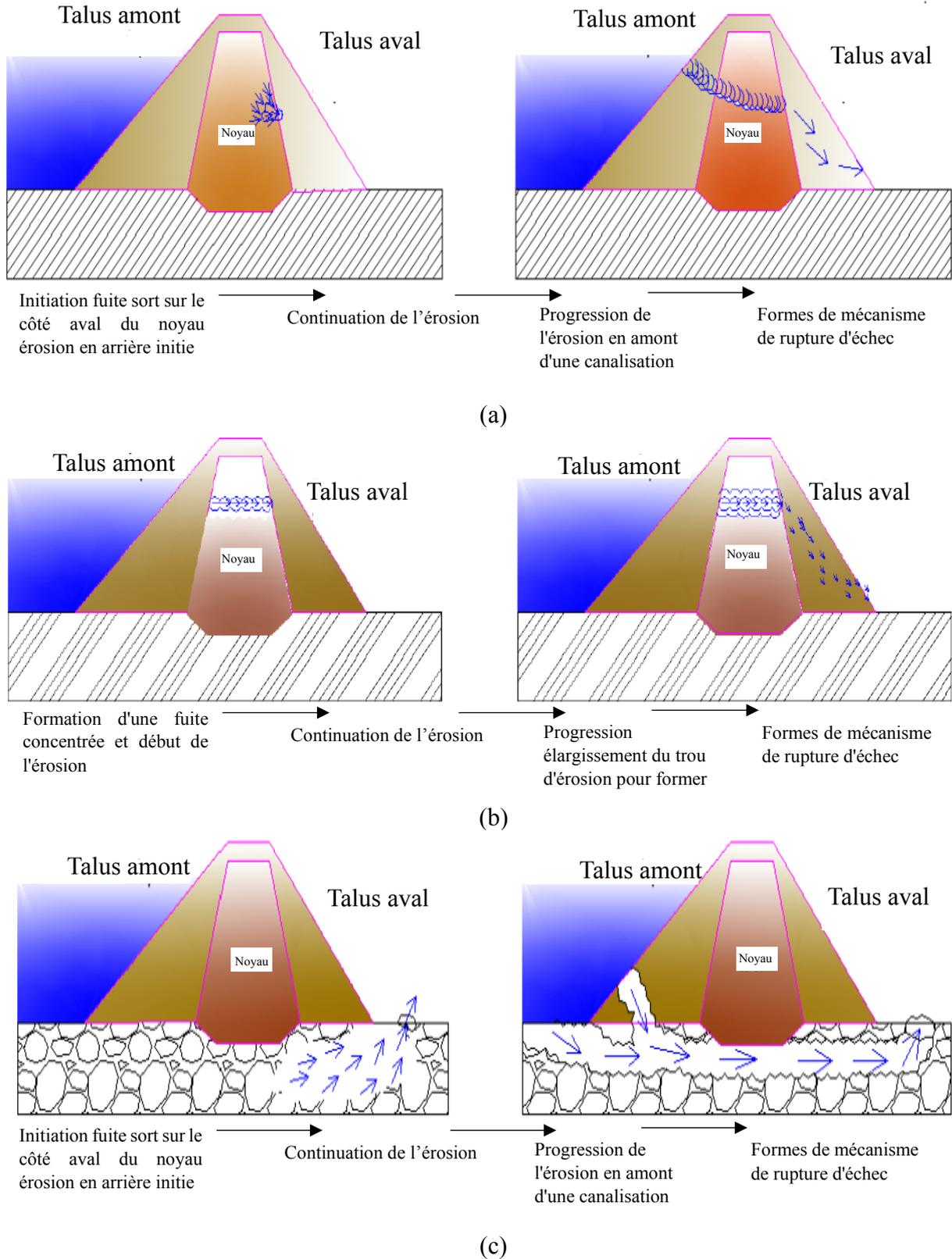


Figure I.19 Modèles conceptuels pour le développement de la défaillance par canalisation pour le processus d'érosion interne (a) canalisation dans le remblai par érosion en arrière (b) canalisation dans le remblai par fuite concentrée (c) canalisation dans la fondation (Modifié d'après Fell et al. 2005)

Tableau I.3 Variation des taux de ruptures des barrages en terre en fonction de leur âge (Fell, et al. 2005)

Moment de la rupture	Conduite dans le barrage en terre %	Conduite dans la fondation %
Pendant le premier remplissage	49	25
Pendant les 5 premières années d'exploitation	16	50
Après 5 ans d'exploitation	35	25

4.9 Mécanismes de la sous-pression et son effet sur la sécurité des barrages

Lorsque le barrage est rempli d'eau, des infiltrations se produisent le long du remblai et également dans les fondations.

Les écoulements d'eau dans la fondation peuvent se manifester de deux manières : l'une comme un phénomène de sous-pression (risque de déplacement du sol) et l'autre comme un phénomène d'entraînement des grains par l'eau en mouvement.

Supposons qu'il existe un remblai construit sur une fondation homogène perméable (épaisseur infinie) et que la perte de charge est constante sur toute la longueur de la percolation.

Le potentiel hydraulique (h) à la base du remblai diffère linéairement de l'amont à l'aval du barrage, comme le montre la figure I.20.

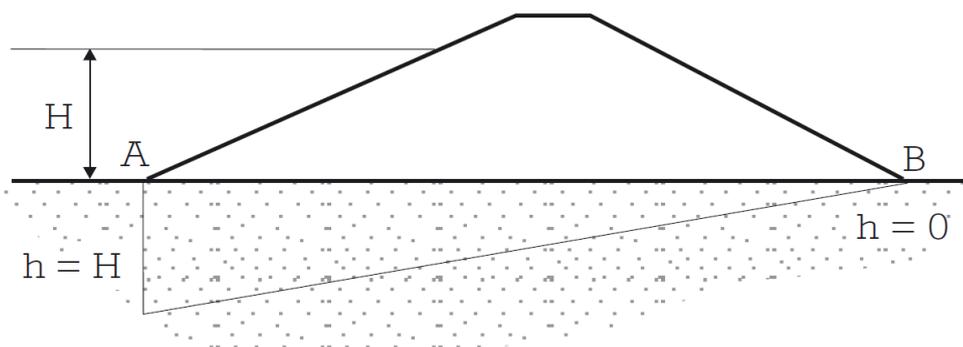


Figure I.20 Conditions aux limites de l'écoulement dans une fondation homogène isotrope et perméable.

En réalité, une fondation n'est jamais parfaitement homogène et isotrope car le mode de sédimentation des sols entraîne une grande variété de stratifications granulométriques (graviers, sables, limons, argiles) et une grande variété de perméabilités (k_h étant généralement supérieur à k_v). Pertes de charge dues à la résistance que rencontrent les particules solides, l'eau s'infiltré dans le sable sous l'effet de la charge hydraulique du réservoir, et les filets liquides, piégés à l'aval,

exercent une pression hydrostatique à la base de la couche argileuse, ou sous-pression. Un résultat similaire serait obtenu dans une fondation riche en sable et en fines vers l'aval, ou dans une couche profonde de la fondation par rapport à la rétention causée par son pendage défavorable (pendage aval).

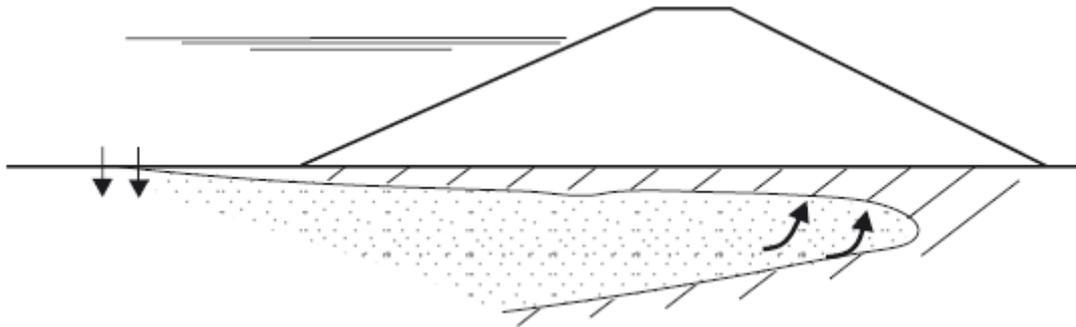


Figure I.21 Représentation schématique du phénomène de sous-pression dans une fondation hétérogène.

Le risque existe si, à l'échelle de la retenue, la couche argileuse de surface est continue mais change localement, permettant des infiltrations dans la couche de sable adjacente (une couche de sable n'est jamais parfaitement homogène et isotrope sur une grande surface). Si le volume d'eau infiltré dans la cuvette de rétention dépasse la capacité d'évacuation de la couche de sable dans l'axe de la fondation du barrage, l'eau est stockée sous l'ouvrage.

Il existe également un risque dans une fondation rocheuse où l'eau s'infiltré dans les fissures et les joints partiellement ou totalement remplis de matériaux, les déplaçant et créant une sous-pression sous la structure. La valeur de la sous-pression est déterminée par les pertes de charge causées par les matériaux contenus dans les fissures. Si les fissures sont ouvertes, il n'y aura pas de perte de charge le long du parcours, et la pression qui en résulte peut-être catastrophique pour l'aval.

L'effet de la sous-pression exercée par un barrage (qui peut atteindre la hauteur H (hauteur d'eau dans la retenue) mais qui est généralement plus faible en raison des pertes de charge) entraîne une perte de stabilité, l'ouvrage perdant une partie de son poids (Lautrin 2003).

4.9.1 La sous pression en fondation

Il est toujours nécessaire de contrôler les sous-pressions dans la fondation afin d'en maîtriser la stabilité, cela nécessite généralement l'installation d'un système de drainage de la fondation à l'aval (surtout dans le cas de fondations meubles) ; le remblai tapis précédemment mentionner joue ce rôle ; il est parfois complété par des puits de décharge prévus au pied de l'aval du remblai. Il est souvent nécessaire d'éviter la saturation du drainage et de limiter les émanations, ainsi que d'étancher la fondation et, en particulier, de neutraliser les voies d'eau privilégiées qui peuvent entrer en contact avec le remblai. Cette opération s'effectue en général en deux étapes :

- Proximité d'organes sensibles du remblai (noyau, filtres proches) par un traitement superficiel : obturation des vides et fissures avec un mortier, suivi d'injections systémiques en dessous,
- Création d'une coupe angulaire dont le sommet doit, bien entendu, être aligné avec le noyau : il s'agit soit d'une série de rideaux d'injection (parfois à lignes multiples), soit d'une série de parois moulées en béton plastique pour s'adapter aux mouvements liés à la construction du remblai. Une option consiste à établir un "tapis" ancré au fond du réservoir, jusqu'à une certaine distance déterminée par la perméabilité de la fondation, ce tapis doit bien entendu, être aligné avec le noyau du barrage (Carrère 1978).

4.9.2 Répartition de la sous pression en fondation

La distribution de la sous-pression sous la fondation est déterminée par le gradient de percolation souterraine, qui est déterminé par les conditions de perméabilité, plusieurs cas typiques peuvent être identifiés.

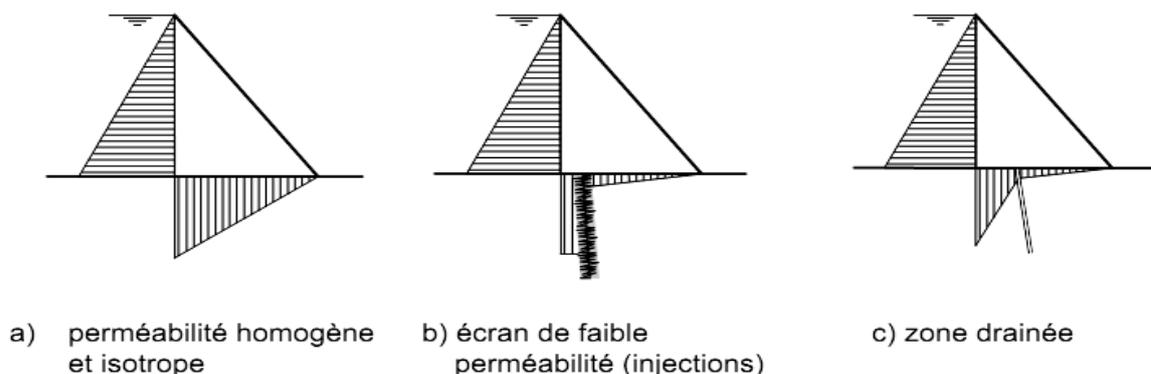


Figure I.22 Répartition des sous-pressions (Schleiss et al. 2011).

D'après la figure I.22, les cas (b) et (c) ont pour effet direct, s'ils sont correctement exécutés, de réduire la force de sous-pression qui tend à faire soulever le barrage. En pratique, ces deux effets sont combinés par l'installation d'un voile d'étanchéité (voile d'injection) près du barrage et de voile de drainage près de l'aval.

4.9.3 Epure de la répartition de la sous pression

La répartition de la sous pression sous la fondation dépend du gradient de la percolation souterraine, et ce gradient dépend des conditions de perméabilité, plusieurs cas typiques peuvent être mis en évidence.

En l'absence de drainage, on considère habituellement un diagramme trapézoïdal avec la pleine sous-pression du plan d'eau en pied amont et une sous-pression égale au niveau d'eau en pied aval. En l'absence de drainage, le diagramme des sous-pressions peut être plus favorable que le diagramme trapézoïdal si les fissures du rocher ont tendance à se refermer au pied aval. Lorsque

l'étude géologique conduit à redouter cette hypothèse, des drains doivent impérativement être forés au pied aval. En cas de drainage et dans l'hypothèse d'un entretien régulier des drains, il est recommandé de considérer que le drainage est efficace à 50%, ce qui revient à dire que les sous-pressions sont abaissées de moitié au droit du voile de drainage. De même, si un voile d'injection a été réalisé près du pied amont, et pour autant que le pied amont ne soit pas soumis à des tractions, on considère que le voile a pour effet de diminuer d'un tiers la sous-pression juste à son aval (par rapport à un diagramme trapézoïdal avec la pleine sous-pression côté amont).

La considération des sous-pressions, éléments importants du comportement des barrages du point de vue stabilité, diffère d'un pays à l'autre. La figure I.23 illustre les différents cas de diagrammes considérés pour l'évaluation des sous-pressions tenant compte des voiles d'injection et de drainage.

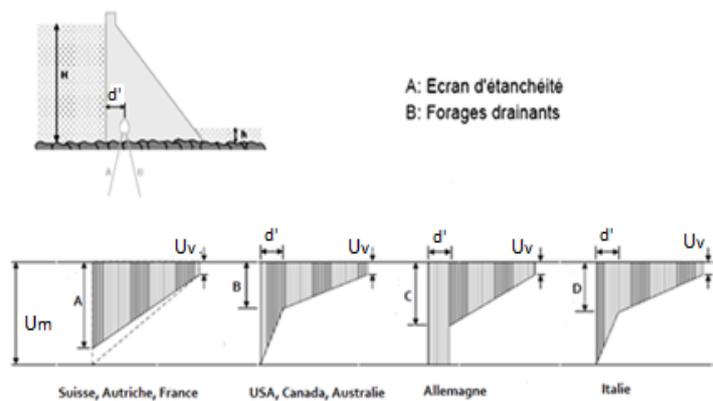


Figure I.23 Développement des paramètres d'écoulement sans traitement des fondations
Evolution des pressions interstitielles (EPFL 2006)

Pour la variation des sous pressions dans différents cas est consignée sur le tableau I.4.

Tableau I.4 Variation des valeurs des sous pressions en fondations des barrages en fonction de l'injection et du drainage

Valeurs des sous pressions	Expressions
Sous pression amont U_m	$\rho \cdot g \cdot H$
Sous pressions aval U_v	$\rho \cdot g \cdot h$
Sous pression A	$0,85 \cdot \rho \cdot g \cdot H$
Sous pression B	$[h+0,33(H-h)] \cdot \rho \cdot g \cdot H$
Sous pression C	$0,60 \cdot \rho \cdot g \cdot H$
Sous pression D	$[h+0,35(H-h)] \cdot \rho \cdot g \cdot H$
P : masse volumique de l'eau	

D'autres considérations sont adoptées pour le tracé de l'épure des sous pressions au niveau des fondations du barrage en fonction de la position du voile d'injection et qui sont schématisées au niveau de la figure I.24.

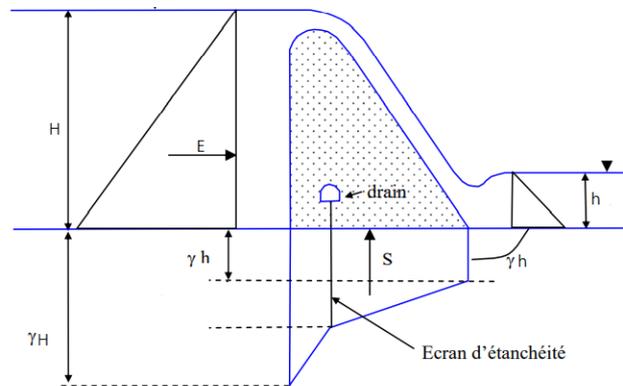


Figure I.24 Epure des sous pressions en fonction de la position du voile d'étanchéité (EPFL 2006)

4.9.4 Le coefficient de sous pression

Le coefficient de sous-pression $\lambda = 1$ et une distribution triangulaire indiquent que toute la sous-pression est active sous la fondation et que la distribution de la perméabilité est homogène sur toute la largeur de la fondation. Le coefficient λ a été affecté par la qualité de la roche de fondation et le traitement par injection de l'interface béton-roche. Les valeurs suivantes sont les plus communément acceptées :

- $\lambda = 0.75$ à 0.80 rocher sain et bien injecté,
- $\lambda = 0.75$ à 1.0 rocher de qualité moyenne, mais bien injecter,
- $\lambda = 1.0$ en cas de doute (Schleiss et al. 2011).

4.9.5 Le systèmes de drainage

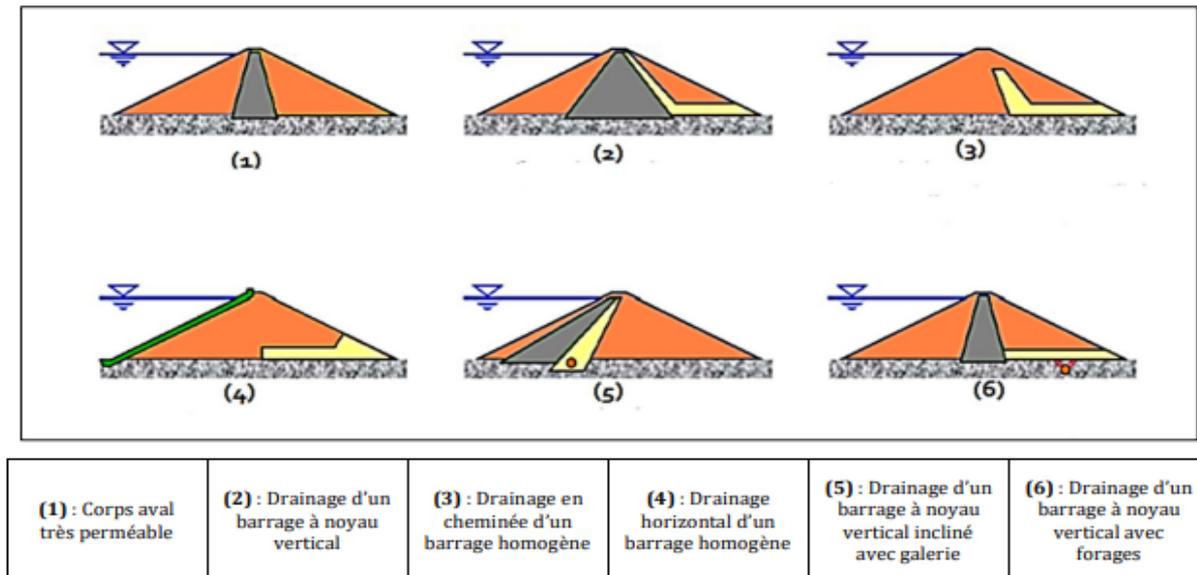
Le drainage est souvent réalisé par l'utilisation d'un rideau de forages plus ou moins espacés. Théoriquement, sur un terrain homogène et isotrope avec un régime d'écoulement continu, l'effet d'un rideau de drainage est indépendant de la perméabilité du sol et est uniquement déterminé par des conditions géométriques. Dans un terrain homogène et isotrope, les drains peuvent différer de manière significative car leur fonctionnement peut être comparé à l'effet de la cage de Faraday en Electro-statique (Rodriguez 2004).

L'objectif principal de ses constructions est de contrôler le débit de filtration et de réduire le volume des matériaux saturés du barrage, augmentant ainsi la stabilité de l'ouvrage. Les conditions de drainage se présentent ainsi :

- Avoir une capacité suffisante pour évacuer l'eau de sorte qu'il ne soit pas colmaté,
- Ne pas permettre l'effet de renard, c'est pourquoi, on doit avoir une ou plusieurs couches filtrantes

- On doit contrôler son fonctionnement (Sabarly 1968).

Pour les barrages de faible envergure, de nombreuses dispositions sont adoptées et sont décrites sur le figure I.25.



Figures I.25 Dispositions de drainages pour les barrages en terre.

5 Conclusion

Le phénomène de rupture est déterminé par le type de barrages. Pour les barrages de type en terre, elle peut être progressive via une érosion régressive. Dans le cas des barrages en béton, le renversement ou le glissement d'une ou plusieurs parcelles peuvent se produire de manière plus brutale, néanmoins, il existe des signes d'alerte. Les ruptures peuvent être le résultat de problèmes liés au projet (tels qu'une conception et une construction médiocres, une planification et une surveillance insuffisantes), de difficultés techniques (telles que des dommages importants au corps du barrage, un manque de stabilité ou de fondation du barrage, ou une défaillance des mécanismes de décharge). Ainsi que et des conditions particulières d'exploitation (débit d'eau incontrôlé et entretien insuffisant). L'analyse des ruptures des barrages fournit des informations précieuses pour les projets futurs et prend en compte toutes les causes de perturbation.

Nous nous sommes efforcés dans ce chapitre de définir précisément les mécanismes relatifs aux causes des ruptures affectant le corps de barrages en terre et leurs fondations. La compréhension de ces phénomènes qui affectent la sécurité des barrages permet d'orienter les conceptions et d'anticiper sur leur écartement par des dispositions conceptuelles adéquate.

CHAPITRE II

ORGANES D'ETANCHEITES ET TRAITEMENT DES FONDATIONS DES BARRAGES PAR L'INJECTION ET LE DRAINAGE

1 Introduction

La technologie moderne offre plusieurs moyens de se défendre contre les infiltrations à travers le massif, et lorsque nous étudions ce problème, nous constatons qu'il existe au moins une bonne solution qui sécurise l'étanchéité du massif (Djemili 2006).

L'injection est une technique de traitement des sols dont les propriétés mécaniques initiales, médiocres, rendent difficile la réalisation d'ouvrages de génie civil. Elle consiste à insérer, sous pression, un coulis plus ou moins fluide qui circule dans les interstices du sol jusqu'à son prélèvement. Il en résulte une amélioration de l'étanchéité des sols par une réduction de la perméabilité (barrages, barrières étanches contre le déplacement des polluants,) ainsi que de la résistance mécanique des sols (ouvrages souterrains, fondations, ...). Des études systématiques sont également menées sur la bonne injection et le comportement mécanique des injectables. Des progrès importants sont réalisés et l'injection commence à être intégrée pour le traitement des fondations de barrages.

2 Contrôle et maîtrise de l'écoulement de l'eau à travers la fondation du barrage en terre

Les ruptures de barrages en terre peuvent causer d'importantes pertes financières ainsi que des dommages environnementaux. Les problèmes d'infiltration sont responsables d'un quart de toutes les ruptures des barrages en terre et des réservoirs (Hirshfeld et Poulos 1973).

L'infiltration à travers les fondations provoque l'érosion des matériaux, l'instabilité en aval et la rupture en raison des pressions interstitielles élevées, ce qui conduit finalement à la rupture du barrage. Par conséquent, le contrôle des infiltrations est nécessaire et doit être envisagé (USACOE 2004).

2.1 Méthodes de contrôle des infiltrations dans les fondations

Le contrôle des infiltrations est l'une des plus importantes missions de la conception des fondations car il affecte la stabilité du barrage. Les mesures pour ce contrôle comprennent différentes méthodes qui peuvent être utilisées, telles que les tapis imperméables en amont, les drainages et le rideau d'injection des fondations (Al-Labban 2007).

2.2 Etanchéité des fondations de barrages en terre

Lorsque les fondations d'un barrage sont imperméables, il suffit d'assurer la liaison entre le massif du barrage et sa fondation en élargissant le dispositif de sécurité pour empêcher les infiltrations le long de la ligne de contact entre le barrage et sa fondation. Si les fondations sont perméables, elles

doivent être traitées afin de devenir imperméables. La nature des matériaux, ainsi que leur profondeur, déterminent ce traitement.

La méthode de réduction des infiltrations de fondations est destinée à contrôler les infiltrations de fondations dans un barrage. Elle peut être utilisée conjointement avec les méthodes de réduction des infiltrations. Les méthodes de réduction des infiltrations dans les fondations comprennent :

- Tapis en étanchéité en amont
- Clé d'étanchéité
- Rideau d'injection
- Paroi moulée
- Grouting

2.2.1 Tapis d'étanchéité en amont

L'utilisation d'un tapis horizontale imperméable en amont pour allonger le chemin d'infiltration et donc réduire la quantité d'infiltration peut être utilisée pour gérer l'infiltration des fondations de barrages en terre. L'efficacité du tapis est déterminée par sa longueur, son épaisseur et la perméabilité du matériau utilisé pour le réaliser. Lorsque la hauteur de l'eau retenue dépasse 60 m (200 pieds), il ne faut pas utiliser des tapis amont imperméables car elles sont soumises à l'influence du gradient hydraulique, ce qui peut entraîner des canalisations et des fuites importantes (UACOE 2004).

Malgré leur efficacité à réduire le débit d'eau, les tapis présentent certains inconvénients. Par exemple, les tapis peuvent se fissurer en raison de problèmes de tassement des fondations causés par le poids de la structure sur le sol, ou ils peuvent être sujets à une rupture due à la vidange du réservoir (Al-Labban 2007).

Rezk et Senoon (2012) ont étudié les solutions analytiques d'un barrage en terre avec un tapis en amont pour détecter les effets de la longueur du tapis sur chacune des pertes de charge et le débit dû au tapis. L'étude a donné une déduction mathématique de la différence entre la perte de charge due au tapis. Goharnejad et al. (2010) ont examiné les effets des tapis d'argile en amont en termes d'avantages, de limites, de géométrie et de dimensions pour réduire les infiltrations dans la fondation du barrage Farim Saha en Iran. Selon l'étude, le tapis en amont a un effet considérable pour réduire l'infiltration en fonction du développement du tapis d'argile en amont du barrage, avec 150 m de longueur et 0,75 m d'épaisseur suggéré. Il semble que, dans ce cas, l'infiltration est environ 75% moins que quand il n'y a pas de tapis d'argile, et l'épaisseur possible est au moins 0.75 m, qui peut être augmenté selon la topographie et la situation locale.

Lorsque l'étanchéité de la rétention ne peut être obtenue par une coupe dans le côté droit du barrage, la solution consiste à étancher ou étancher partiellement la cuvette à l'aide d'un tapis composé de matériaux argileux compactés. Il peut être utilisé avec des matériaux abrasifs comme les produits d'étanchéités, les polymères synthétiques et la bentonite pour améliorer son efficacité (Messaid 2009).

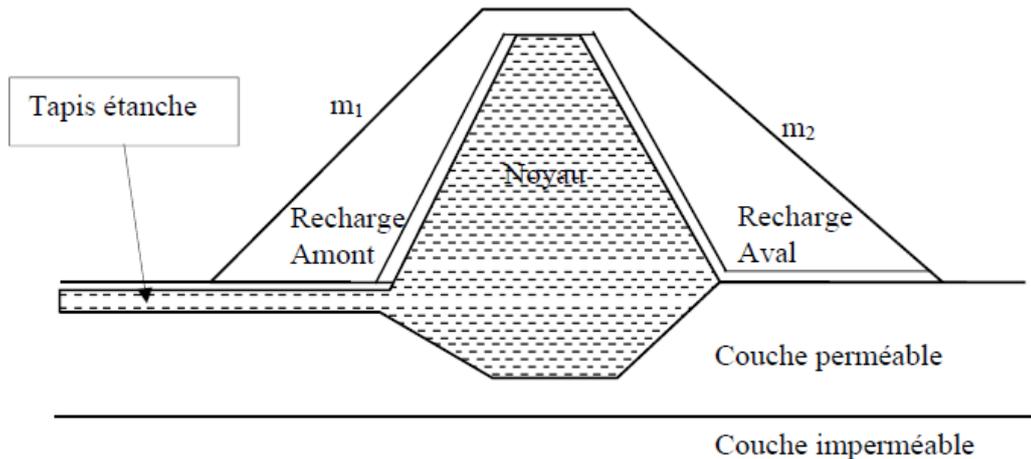


Figure II.1 Tapis d'étanchéité (Messaid 2009).

- Débit d'infiltration à travers la fondation

$$q_f = K_f \cdot h \cdot \frac{H_{CNR} (h - h')}{B + 2h'} \quad (II.1)$$

q_f : Débit de fuite à travers fondation perméable la par unité de largeur (m^2/s)

K_f : Perméabilité de la formation perméable (m/s)

H_{CNR} : Hauteur d'eau à la côte CRN (m)

h : Profondeur de la formation perméable des fondations (m)

h' : Profondeur de la clé d'ancrage (m)

B : Longueur du contour horizontal (base du barrage en m)

- Débit d'infiltration à travers le tapis amont

$$Q_{Tapis} = \frac{K_{TV} H_{CNR} X_T}{2 \cdot e_m} \quad (II.2)$$

Q_{Tapis} : Débit de fuite à travers le tapis amont par unité de largeur (m^2/s)

K_{TV} : Perméabilité du tapis (m/s)

H_{CNR} : hauteur d'eau à la côte CRN (m)

X_T : Longueur du tapis amont (m)

e_m : épaisseur moyenne du tapis (m)

- Evaluation de l'épaisseur du tapis

$$e = \frac{K_{TV}}{K_{FV}} \cdot \frac{X_T}{h} \cdot Y \quad (\text{II.3})$$

e : épaisseur du tapis (m)

K_{TV} : Perméabilité du tapis amont (m/s)

K_{FV} : Perméabilité de la fondation (m/s)

X_T : Longueur du tapis amont (m)

h : Profondeur de la formation perméable des fondations (m)

Y : Abscisse du tapis à partir du pied amont du barrage (m)

2.2.2 Clé d'étanchéité

C'est un tunnel rempli de matériaux assurant la stabilité du massif, qui doit récupérer la couche perméable et s'enfoncer dans le substrat imperméable (figure II.2).

Cette méthode est utilisée lorsque l'épaisseur de la couche imperméable n'est pas critique puisque la tranchée et le remblayage se font mécaniquement.

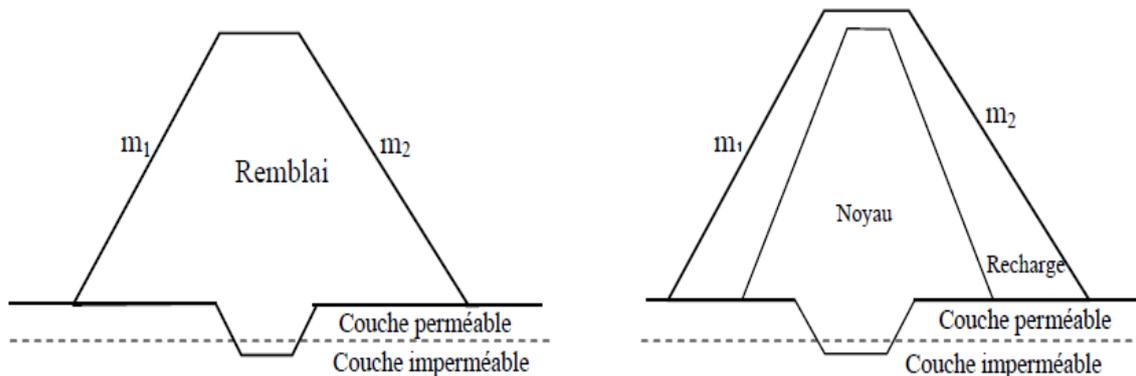


Figure II.2 Clé d'étanchéité (Messaid 2009).

2.2.3 Rideau d'injection

Lorsqu'un barrage est construit sur une fondation perméable sans rideau d'injection, le niveau d'infiltration augmente dans la moitié aval du barrage. En conséquence, la pression d'infiltration et l'instabilité de la pente aval augmentent, nécessitant la construction d'un rideau d'injection (Hirschfeld 1973).

Le rideau d'injection de la fondation est une construction imperméable qui fonctionne comme une barrière pour réduire ou empêcher l'infiltration concentrée passant par la fondation. Un rideau d'injection est une extension de la zone imperméable d'un barrage qui pénètre (entièrement ou partiellement) à travers la fondation perméable, jusqu'à un sous-sol imperméable que le rideau peut lier à son extrémité inférieure. Un rideau complet est l'un des mesures les plus efficaces pour

allonger le chemin d'infiltration et réduire la pression d'infiltration. Si la profondeur de la strate perméable est trop importante ou si un sous-sol imperméable ne peut être trouvé à une profondeur raisonnable, un rideau partiel peut être employé à une profondeur suffisante pour allonger le chemin d'infiltration et réduire les gradients de sortie d'infiltration (Al-Labban, 2007). Le rideau d'injection partiel n'est pas suffisamment efficace pour allonger le chemin d'infiltration lorsque la proportion de la largeur du sous-sol du barrage par rapport à la profondeur de pénétration du rideau augmente (USACOE 1993).

La variation de l'emplacement du rideau d'injection a des résultats différents sur la valeur des infiltrations. Par exemple, l'installation du rideau d'injection dans un emplacement en amont diminue les pressions interstitielles dans la grande partie du remblai, augmentant ainsi la stabilité de la moitié aval du barrage. Bien que l'emplacement en amont soit avantageux pour placer le rideau d'injection, il est également susceptible de se rompre s'il y a un mouvement ou une rupture partielle dans la face amont du remblai. Un emplacement central du rideau pourrait être moins efficace pour diminuer la pression interstitielle, mais il sera également moins exposé au risque de rupture et moins susceptible de détériorer la fondation. Un emplacement en aval du rideau d'injection, bien que diminuant les infiltrations et tendant à se soulever au niveau du pied aval, augmente également la pression interstitielle et l'instabilité de l'aval, c'est donc un emplacement inutile (Al-Labban 2007).

Les rideaux sont conçus pour allonger le chemin d'infiltration, dissiper la charge du réservoir, pour réduire le gradient hydraulique à des niveaux sûrs, et réduire les quantités d'infiltration. Un rideau est une extension de la zone imperméable d'un barrage. L'emplacement du rideau dépendra de la façon dont le barrage est zoné (Fell et al 2005).

Le rideau sera généralement situé sous la zone imperméable du barrage. Il existe plusieurs types de types de rideaux :

- Tranchées imperméables compactées,
- Tranchées à lisier (parois de séparation sol-bentonite ou ciment-bentonite),
- Rideaux d'injection en béton.

2.2.3.1 Parois de tranchées imperméables compactées

Une méthode efficace pour contrôler les infiltrations sous un barrage consiste à creuser une tranchée dans la fondation perméable sous le noyau du barrage et à la remblayer avec un matériau imperméable compacté. L'excavation de la tranchée permet également au concepteur de voir les conditions réelles de la fondation et d'ajuster la conception si nécessaire. C'est la seule méthode de réduction des infiltrations qui présente cet avantage supplémentaire.

La base de la tranchée doit être suffisamment large pour permettre le passage de l'équipement de construction, de l'équipement d'assèchement, des activités d'injection, etc. La figure II.3 illustre une tranchée de parois imperméable compactée, construite comme une paroi positive à la fondation rocheuse.

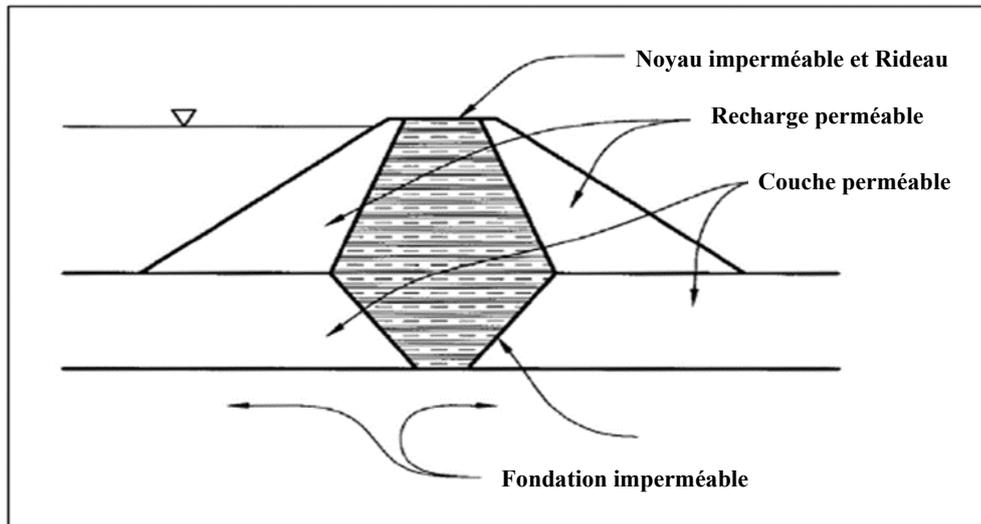


Figure II.3 Paroi totale, ou positive.

Les tranchées de paroi peuvent être construites à des profondeurs importantes. La principale difficulté de la construction de tranchées de paroi profondes réside dans l'assèchement de l'excavation et dans son coût. La nappe phréatique doit être maintenue basse jusqu'à ce que la tranchée soit remblayée (David Wright 1990).

2.2.3.2 Tranchées à boue (rideau d'injection sol-bentonite ou ciment-bentonite)

Comme l'assèchement et l'excavation de coupes profondes peuvent être coûteux, on utilise souvent des tranchées à boue à la place. La méthode des tranchées à boues consiste à creuser une tranchée à travers la fondation perméable en utilisant de la bentonite sodique, de l'argile et de la boue pour soutenir les parois verticales de la tranchée.

La tranchée remplie de boue est ensuite remblayée en déplaçant la boue avec un sol qui contient suffisamment de fines pour rendre la paroi relativement imperméable, mais qui fournit suffisamment de particules grossières pour minimiser le tassement. On peut également mélanger du ciment à la boue pour former un rideau d'injection en bentonite cimentée. Le rideau en terre-bentonite est généralement le plus économique si un remblai satisfaisant est disponible localement. Pour les tranchées profondes où la fondation est susceptible de céder pendant l'excavation, ou lorsque l'érosion du matériau de remblai est préoccupante, la tranchée en sol-ciment-bentonite peut être plus appropriée.

La figure II.4 montre les procédures de construction pour un rideau sol-bentonite et un rideau ciment-bentonite. Le rideau sol-bentonite est une opération continue de tranchée et de remblai, tandis que le rideau en bentonite de ciment est souvent une série de panneaux distincts. Les panneaux primaires sont construits en premier et ensuite reliés à des panneaux secondaires.

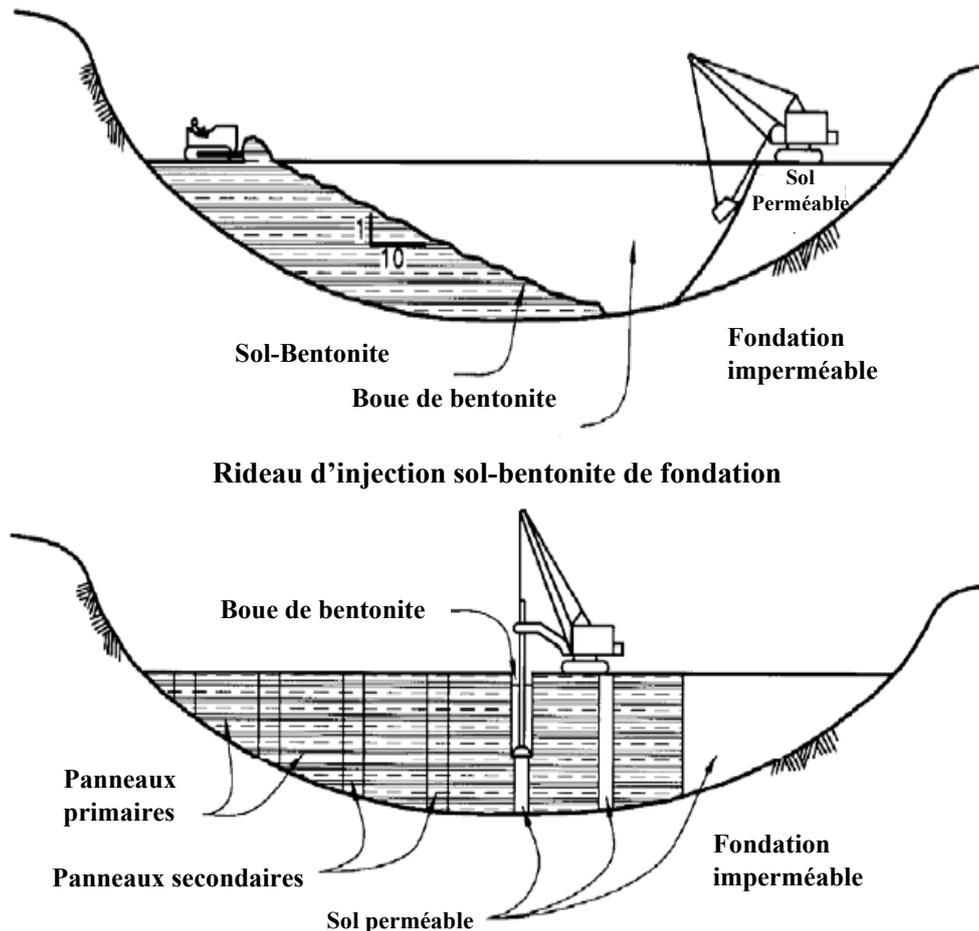


Figure II.4 Procédés de construction typiques pour les rideaux des fondations de barrages en bentonite de sol et en bentonite de ciment (Fell et al. 2005).

2.2.3.3 Rideau d'injection en béton

Un rideau d'injection en béton peut être une méthode efficace de contrôle de l'infiltration lorsque la profondeur de la fondation perméable dépasse la limite de profondeur de l'équipement utilisé pour creuser une tranchée à boue (80 à 100 pieds). Cette méthode est également utilisée lorsque la fondation contient des galets, des rochers ou de la roche perméable fracturée ou dissoute. Cette méthode permet de construire un rideau continu en béton coulé sur place en plaçant le béton à la trémie dans des panneaux soutenus par une boue de bentonite. La figure II.5 illustre les étapes générales de la construction d'un rideau d'injection en béton. Différentes méthodes sont utilisées pour l'excavation de la tranchée, y compris des fraiseuses de roche, mais la séquence générale de

construction est très similaire. La construction d'un rideau d'injection en béton nécessite des connaissances, des équipements et des ouvriers qualifiés pour obtenir des résultats satisfaisants. Il est très important de former un joint étanche entre les panneaux pour assurer un rideau continu et que tous les panneaux soient dans la même position. Continu et que tous les panneaux soient en contact continu sur toute leur profondeur (David Wright 1990).

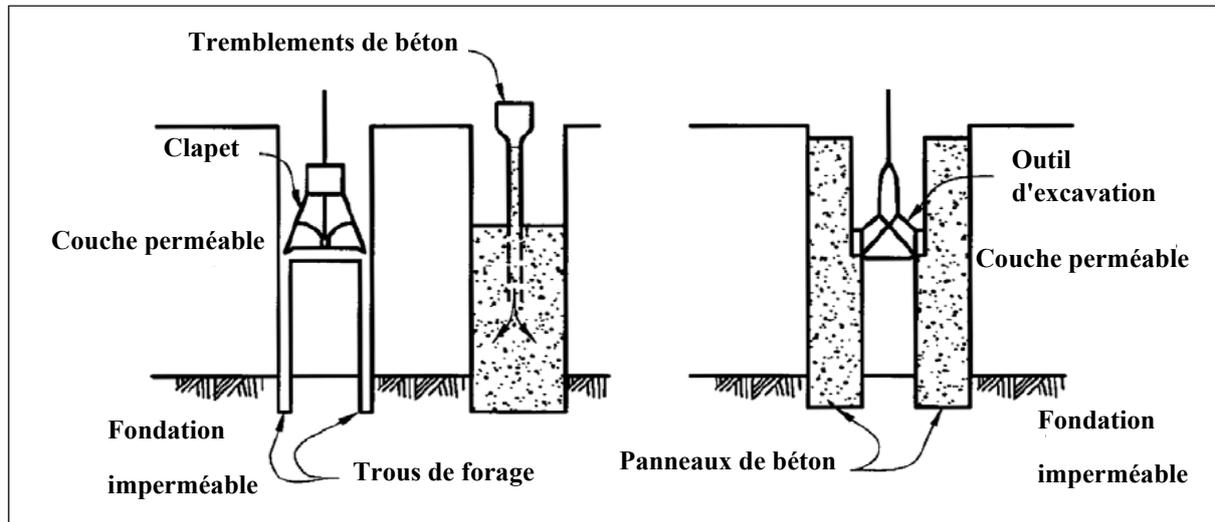


Figure II.5 Etapes de la construction d'un rideau d'injection en béton.

2.2.3.4 Rideaux partiels

Un rideau partiel est un rideau qui ne s'étend pas entièrement à une couche imperméable. Un rideau partiel allonge le chemin d'infiltration et diminue ainsi les gradients de sortie au niveau du pied aval. Elles ne sont pas aussi efficaces pour réduire les quantités d'infiltration. Dans les sites où la perméabilité moyenne du sol de fondation est pratiquement la même dans les directions verticale et horizontale, les rideaux partiels d'infiltration ont peu d'influence sur le volume d'infiltration à moins qu'elles ne pénètrent au moins 90 % de la profondeur de la fondation. La figure II.6 illustre ce point. La plupart des sols sont stratifiés horizontalement, et la perméabilité horizontale est supérieure à la perméabilité verticale, de sorte que les rideaux partiels deviennent plus efficaces sur ce type de fondation. Les rideaux partiels sont raisonnablement efficaces lorsqu'elles s'étendent vers le bas à travers une strate intermédiaire de perméabilité verticale inférieure.

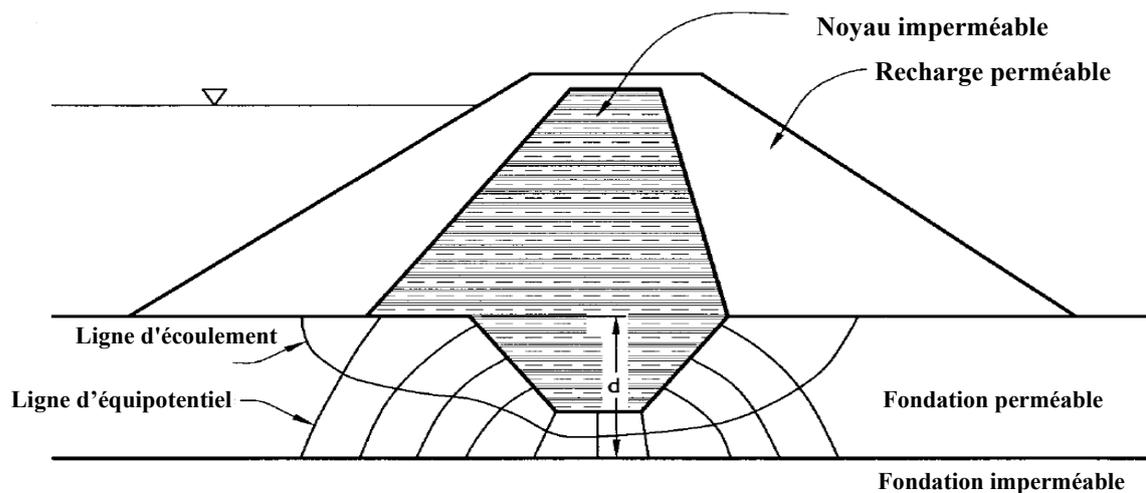


Figure II.6 Rideaux partiels pour le traitement des fondations

La figure II.6 montre que les rideaux partiels peuvent être inefficaces pour réduire la quantité d'infiltration, en particulier lorsque les fondations sont homogènes, ayant la même perméabilité dans la direction horizontale et verticale. La figure montre que pour une fondation homogène, un rideau qui s'étend sur 75 % de la profondeur de fondation ne réduit le débit d'infiltration que d'environ 30 %, et réduit le gradient de décharge au pied d'environ 40 %. Tout barrage reposant sur une fondation en terre devrait avoir au moins une tranchée de rideau partiel ou d'inspection peu profonde d'environ 5 à 10 pieds de profondeur, remblayée avec des matériaux de noyau imperméables roulés. Ces tranchées sont utilisées pour intercepter les couches de terre végétale, le gravier ajouré enterré, la roche fracturée, les tuyaux, les fissures de dessiccation, les terriers d'animaux, les trous de racines et autres matériaux délétères peu profonds. Ils permettent également d'inspecter de près les fondations avant la construction du barrage (Fell et al. 2005).

2.2.4 Paroi moulée

Une paroi moulée est un écran vertical construit à partir de la surface de la fondation et rempli de coulis de bentonite auto-durcis avec du ciment ou du béton plastique (figure II.7). Cette approche est envisagée pour une utilisation dans les terrains meubles et les fondations rocheuses en utilisant de nouveaux procédés d'hydrofugation. Elle peut provoquer des désordres si elle provoque des déplacements importants, comme l'inverse du remblai dans le cas d'un fort tassement de la fondation. Si cette paroi est située au pied d'une falaise, elle peut subir un cisaillement important dans sa partie supérieure.

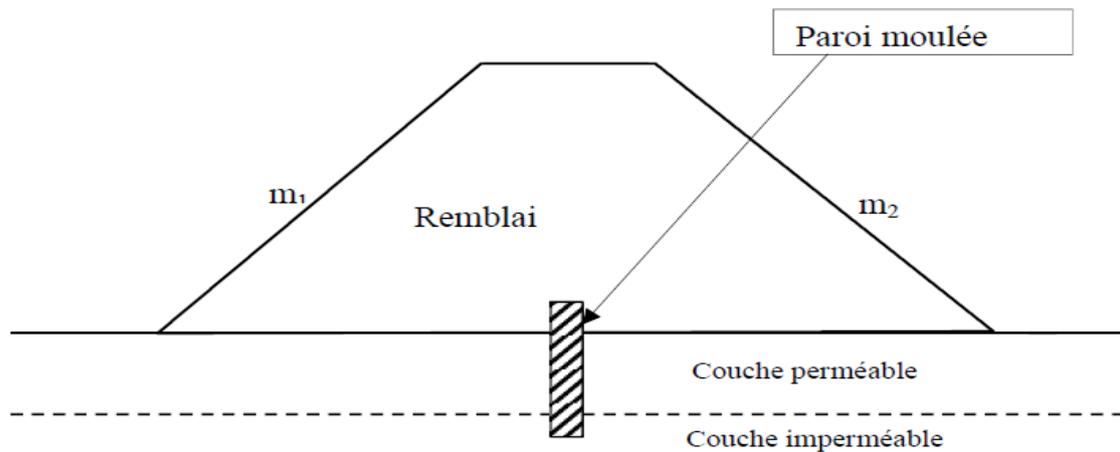


Figure II.7 Paroi moulée (Messaid 2009)

2.2.5 Grouting (Injection)

Il existe plusieurs types d'injection de coulis qui sont couramment utilisés dans la zone du noyau de la fondation et à proximité de celle-ci. Les exemples incluent l'injection de tapis (ou dentaire), l'injection par pression de rideau, l'injection de consolidation, et autres (Weaver 1991). Les types d'injection les plus courants sont brièvement discutés dans les paragraphes suivants.

L'injection des fondations est effectuée pour réduire :

- Les infiltrations sous ou autour du barrage,
- Les pressions hydrostatiques (interstitielles) sous le barrage en aval de l'injection,
- La possibilité de migration ou d'érosion interne des matériaux de remblai dans la fondation,
- La possibilité d'une érosion interne des matériaux de la digue due à des infiltrations dans la digue depuis la fondation,
- La canalisation du sol à partir des joints et des coutures de la roche,
- La dissolution des matériaux solubles,
- L'érosion interne à l'interface sol-roche.

L'injection au rideau est le plus souvent réalisée dans la roche, mais elle peut être effectuée dans les sables et les graviers. Essentiellement, des trous sont percés dans le sol en une série de lignes ou selon un modèle de grille. Les trous sont nettoyés avec de l'eau, puis, selon la taille des vides dans le matériau à injecter, ils sont remplis d'eau.

L'injection consiste à pomper un coulis de ciment ou un coulis chimique, sous pression, dans le trou de forage. Si l'injection est effectuée dans de la roche, le coulis doit remplir les fissures et autres ouvertures jusqu'à ce que le matériau autour du trou à injecter soit assez imperméable. Si l'injection est effectuée dans des sables ou graviers grossiers, un coulis de ciment ou un coulis

chimique plus fin est utilisé pour remplir les vides entre les particules. Dans les sables plus fins, le coulis déplace le sable et le compacte étroitement pour créer une barrière aux infiltrations.

La perméabilité d'une zone injectée doit être relativement faible pour que l'injection soit efficace.

Comme la réduction souhaitée de la perméabilité peut ne pas être atteinte, une méthode de drainage est normalement prévue en conjonction avec l'injection pour assurer le contrôle des infiltrations.

L'injection de coulis est effectuée sur une grande surface d'une fondation excavée lorsque la roche de fondation est étroitement jointive ou fracturée à la surface. Cette méthode est utilisée pour sceller les zones supérieures de la roche afin de minimiser la possibilité de canalisation des fines du noyau dans les crevasses de la roche, pour sceller la roche proche de la surface contre la perte de coulis pendant l'injection au rideau à haute pression plus profonde qui suit généralement, et pour réduire la compressibilité de la roche fracturée. Le coulis dentaire peut être utilisé pour traiter des défauts isolés dans la fondation.

L'injection de coulis en rideau est effectuée pour réduire les infiltrations en profondeur à travers la fondation et les culées. La Figure II.8 illustre comment l'injection de coulis remplit les vides dans les fondations d'un barrage pour fournir une barrière contre les infiltrations.

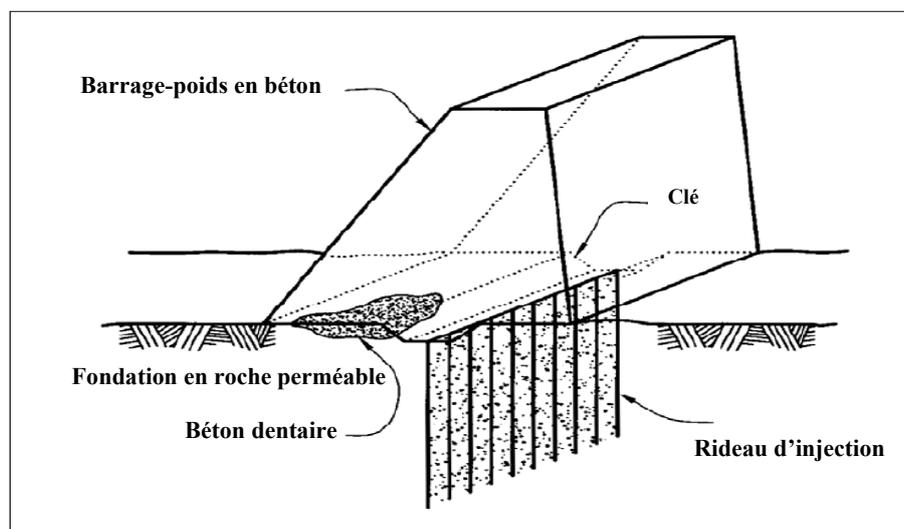


Figure II.8 Profil du rideau de coulis (David Wright 1990).

3 Traitement des fondations des barrages

L'injection est une méthode qui consiste à étancher des vides avec des produits liquides qui se solidifient avec le temps.

Cette technologie permet de modifier des propriétés spécifiques du sol, notamment sa perméabilité, sans qu'il soit nécessaire de remplacer les matériaux, ce qui la distingue fondamentalement des étanches à écran continu comme les étanches à coulis, les étanches en béton

et les étanches en plastique. La forme des écrans injectés est déterminée par la géométrie des forages (Gouvenot et al. 1997)

3.1 Objectifs du traitement des fondations

Le traitement par lequel le sol est soumis à deux objectifs indépendants ou non, mécanique et hydraulique (Réparation et renforcement des fondations)

3.1.1 Mécaniquement

Elle vise à améliorer les propriétés globales de déformabilité et de résistance, que ce soit dans les sols mous ou durs, en mettant l'accent sur les cavités, les fissures et les zones de discontinuité de ces derniers.

3.1.2 Hydrauliquement

Les buts souhaités sont les suivants :

- Une réduction, voire une sous-pression totale, des débits d'infiltration par les massifs,
- Une réduction des vitesses de percolation, et donc un risque d'érosion des particules fines ou solubles du sol.
- Une protection contre les substances polluantes ou agressives potentiellement infiltrées.

3.2 Types des traitements de la fondation

Les propriétés d'une fondation rocheuse peuvent être améliorées en réduisant les déformations, en augmentant la résistance et en contrôlant les forces hydrauliques. Les mesures correctives mentionnées dans ce paragraphe peuvent être divisées en trois catégories (Carvajal 2009).

- Le traitement des fouilles,
- Le renforcement des fondations,
- L'étanchéité et le drainage.

3.2.1 Traitement des fouilles

Le traitement des fouilles permet d'améliorer les propriétés de la zone de contact entre la fondation et le barrage. Les méthodes de pré-découpage, la stabilisation de surface et les injections de consolidation sont quelques exemples de traitement des fouilles. Les procédures de pré-découpage sont une alternative à l'excavation rocheuse, qui est réalisée à l'aide de charges explosives élevées, entraînant l'ouverture de joints (existants ou potentiels) dans la masse rocheuse ou à la surface de l'excavation.

La stabilisation de surface permet de limiter le desserrage progressif des roches fissurées. Ce desserrage commence à la surface libre et sa source se trouve, par exemple, dans la libération des

contraintes causées par l'excavation. Plusieurs méthodes de stabilisation sont disponibles, notamment l'utilisation de béton préfabriqué et le remplacement du béton préfabriqué par du béton compacté au rouleau (BCR).

Des injections de consolidation peuvent également être employées. En injectant des discontinuités, on augmente la résistance et la rigidité du massif tout en diminuant sa perméabilité globale.

3.2.2 Renforcement des fondations

Une fois que la faiblesse mécanique de la fondation a été identifiée, les mesures de renforcement nécessaires, telles que le traitement des failles et l'enrochement, peuvent être mises en œuvre.

3.2.2.1 Traitement des failles – Curage et bétonnage

La présence de fissures et de défaillances importantes sur un site n'est pas une raison suffisante pour éviter de construire un barrage. Lorsqu'il s'agit de matériaux de remplissage ou de cavités ouvertes, la procédure standard consiste à nettoyer les cavités et à les remplir de béton mis en place, soit mécaniquement, soit par injection. Cependant, le bétonnage des failles dans une zone spécifique crée une concentration de contraintes qui peut conduire à une rupture progressive de la roche sur la longueur de la zone bétonnée.

3.2.2.2 Armature des roches par de l'acier

Le concept d'utilisation d'armatures en acier pour renforcer les masses rocheuses suit la logique de la pratique du béton armé. Les deux principes utilisés dans le béton sont également utilisés dans la pierre : l'acier " passif ", comme dans le béton armé, et l'acier " actif ", comme dans le béton précontraint.

Il apparaît que la précontrainte est nécessaire dans un massif tendre ou un massif avec un grand nombre de joints lâches, mais dans un massif dur avec un petit nombre de fractures rugueuses, il suffit d'utiliser des barres d'acier passif scellées sur toute leur longueur.

3.2.2.3 Étanchéité et drainage

Il n'existe pas de fondation parfaitement étanche, certaines fondations étant très perméables. Lorsque le réservoir est rempli d'eau, des écoulements de percolation se forment, ce qui peut entraîner une évaporation excessive ou le développement de sous-pressions. Ces percolations peuvent être gérées à l'aide de traitements d'étanchéités et de drainage.

a) Traitements d'étanchéité

Les traitements de l'étanchéité, tels que les méthodes d'injection, permettent de réduire la quantité des fuites. Le matériau le plus souvent utilisé pour le traitement des roches par injection est un coulis à base de ciment. D'autres produits (gels de silicate de sodium, résines organiques, etc.) doivent être utilisés dans certains cas (par exemple, fissures très fines, fissures avec circulation d'eau). A l'état final, le produit d'injection doit avoir une résistance suffisante pour rester en place malgré les pressions hydrostatiques et la présence d'eaux potentiellement agressives. Le procédé d'injection, quant à lui, nécessite un fluide un peu rigide pour faciliter la pénétration. Lorsque la masse rocheuse est poreuse, ou lorsque l'injection est risquée ou inefficace, il est parfois préférable de construire l'écran sous la forme d'une paroi en béton. Cette méthode était surtout utilisée dans les formations karstiques ou les roches poreuses et friables. On commence à l'utiliser de manière systématique dans les formations présentant un risque important de rupture.

b) Ecrans de drainage

Un écran de drainage vise à réduire l'effet des sous-pressions. La profondeur et l'espacement appropriés des écrans de drainage sont déterminés par la géologie, les voies d'écoulement de l'eau disponibles et la perméabilité de la roche.

Un sujet important est de savoir si le drainage peut être efficace dans une fondation rocheuse lorsque l'eau percole via des canalicules privilégiés. La présence de canalicules nécessite l'installation de forages de drainage dans tout le massif afin de protéger et de récupérer, en particulier, les surfaces de discontinuité où les sous-pressions pourraient avoir des effets néfastes (Carvajal 2009).

3.3 Traitement des fondations des barrages par l'injection des coulis de ciment

3.3.1 Caractéristiques physiques et mécaniques des milieux injectés

Une injection bien exécutée ne sera satisfaisante que si elle atteint le but recherché : une consolidation doit améliorer la résistance mécanique du milieu d'injection (le coulis a une résistance élevée) et un resserrement de sa perméabilité (le coulis a la perméabilité la plus faible possible). La réalité est bien plus compliquée : certaines roches fracturées peuvent être renforcées par des coulis à faible cohésion, et l'utilisation d'un coulis étanche ne sert à rien si la pression de l'eau peut le détruire.

Pour un étanchement, la faible perméabilité du coulis doit être couplée à une rigidité dont la valeur est déterminée par le contexte du terrain et la pression hydrostatique exercée sur l'écran étanche.

En conséquence, seuls les coulis visqueux, ainsi que le bitume pur, ne doivent pas être utilisés pour des étanchements précis : après injection, leur écoulement est extrêmement, mais elle est indéniablement influencée par la gravité et la pression de l'eau (Harrack 2015).

3.3.2 Types d'injection

Les produits d'injection sont placés dans le sol par l'utilisation de forages. Cependant, les procédures et les produits utilisés varient fortement en fonction de la nature du terrain à traiter. On peut distinguer trois grands cas principaux :

- L'injection des roches fissurées,
- L'injection dans les terrains alluvionnaires,
- L'injection de remplissage de cavité.

3.3.2.1 Injection des roches fissurées

L'étanchement et la consolidation des roches fracturées sont réalisés par injection : Ces deux résultats sont obtenus en changeant simplement le type de coulis utilisé, qui est généralement plus résistant à la consolidation. Par conséquent, il n'y a pas de distinction significative entre ces deux types de travaux. L'état de fissuration de la roche, par contre, impose un schéma d'injection variable. En effet, il est utile dans le cas d'une très forte fissuration avec de nombreuses fissures ouvertes d'éviter les chemins de coulis à longue distance. Ceux-ci, par contre, sont insignifiants dans le cas d'une fissuration fine. La méthode d'injection doit être adaptée à chaque situation individuelle. Leur obturation est réalisée avec un coulis extrêmement épais et du thixotrope injecté presque sans pression : 1 à 2 bars.

Il faut donc prévoir des forages très proches, avec des distances allant de 1 à 2 mètres, avec un maximum de 3 mètres : cela dépend surtout de l'état de la roche et de la qualité du coulis. Ce type de coulis peut être réalisé à partir d'ingrédients tels que le ciment, l'argile, le silicate de soude, et éventuellement le sable fin. En plus de sa thixotropie, qui lui permet de se déposer avant que le ciment ne prenne, il possède une rigidité qui lui permet de tenir sur des talus 3H/1V. Lors de la réalisation d'une consolidation, la quantité de ces constituants peut être facilement ajustée pour obtenir une résistance comprise entre 20 à 50 bars.

3.3.2.2 Injection de remplissage de cavités

Les cavités (poches de dissolution, karsts) peuvent être remplies par injection. La forme la plus courante de coulis utilisée pour ce type de travaux est un mélange de bentonite et de ciment.

3.3.2.3 Injection des terrains alluvionnaires

La principale différence entre les roches fissurées et les roches fracturées est la présence de vides, qui sont constituées de pores intergranulaires dont le volume varie de 15 à 40 %, et le fait que les parois d'un forage non tubulaire gonflent rapidement.

La technique d'injection est le tube à manchette, qui est un tube en plastique ou en métal avec des perforations tous les 30 ou 50 cm. Ces orifices sont recouverts par des manchons de caoutchouc qui servent de clapets anti-retours.

Le tube à manchette a été rangé dans le forage pour éviter les remontées de coulis entre lui et le terrain. Pour commencer l'injection, on isole la section du tube à manchettes qui sera injectée à l'aide d'obturateurs, le coulis va alors imprégner le terrain à traiter. Les principaux paramètres directement liés à l'injection sont la pression d'injection, le débit et la quantité de coulis injectée.

Contrairement à l'injection de roches fracturées, un rideau d'injection ne peut être réduit à une seule ligne de forages. Dans la plupart des cas, deux ou trois lignes parallèles sont nécessaires.

Le maillage varie beaucoup en fonction du type de projet et de l'état du sol (Gouvennot et al. 1997).

3.3.3 Les produits injectés

3.3.3.1 Coulis de ciment ultra-fin

Il s'agit d'une suspension composée soit de ciment pur ultra-fin, soit d'un mélange de ciment pur ultra-fin et de particules minérales. Ces coulis se distinguent par la granulométrie de leurs constituants (typiquement, la plus grande taille de grain est de l'ordre de 10 μm), et leur comportement rhéologique s'apparente à celui d'une solution à très faible viscosité (viscosité de l'eau), ce qui leur confère une excellente pénétrabilité en terrain restreint.

Ces coulis spéciaux sont destinés à l'injection de fissures extrêmement fines et de sols à très faible coefficient de perméabilité.

3.3.3.2 Coulis minéraux

Ces coulis sont constitués de liquides et/ou de suspensions très fines, tous d'origine minérale.

La réaction de prise de ces produits aboutit le plus souvent à la production de cristaux CSH, qui appartiennent à la famille des hydrates à liaison hydraulique. Ces coulis sont permanents et ne relarguent aucun produit chimique dans le temps. Leur viscosité est similaire à celle de l'eau, comme c'est le cas pour les coulis de ciment ultra-fins.

3.3.3.3 Résine

Ce sont de véritables liquides, généralement de très faible viscosité, qui se polymérisent en présence d'eau. Ce type de produit permet d'injecter des sols très fins ou des fissures fermées, d'où

une résistance importante, mais à un coût élevé dû à une manipulation très délicate des confidences dans des applications très spécifiques, injection en petites quantités (Gouvennot et al. 1997)

3.3.4 Les types des coulis d'injection

Le coulis doit être choisi sur la base d'essais en laboratoire de divers ciments et mélanges, avec ou sans utilisation d'additifs. Les paramètres suivants sont mesurés : l'écoulement, sédimentation, temps de prise et propriétés mécaniques.

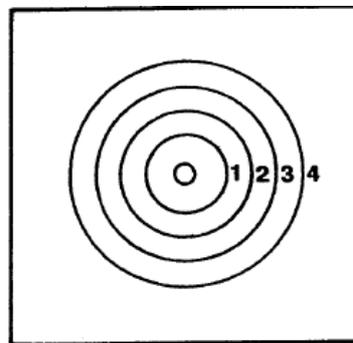
On distingue trois types de coulis d'injection (Schleiss et al. 2011)

- Les coulis stables (ciment, argile, eau et adjuvants),
- Les coulis instables (ciment, eau),
- Les coulis liquides.

3.3.4.1 Les coulis stables

Les coulis stables – c'est-à-dire à des coulis à décantation limitée – dont les propriétés mécaniques finales et la résistance au dévalement seront élevées ; cette dernière étant déterminante pour la pérennité de l'ouvrage.

Par ailleurs, le comportement d'un coulis stable pendant l'injection est justiciable d'une analyse mathématique du moins approchée, ce qui n'est pas le cas pour un coulis instable, car il se produit trop facilement une séparation du ciment avec l'eau (figure II.9).



Coulis stables progression isotrope

Figure II.9 Vérification expérimentale de la progression d'un coulis stable dans une fissure d'épaisseur constante (Lombardi 2007).

3.3.4.2 Les coulis instables

Les coulis instables sont constitués d'un mélange d'eau -ciment dont le rapport pondéral peut changer pendant l'injection. Les granulés de ciment restent en suspension dans l'eau pendant toute la première phase, mais ils se séparent rapidement de l'eau. Pour stabiliser le mélange, réduire la

sédimentation et absorber l'excès d'eau, on ajoute 1 à 2 % de bentonite au coulis (Schleiss et al. 2011).

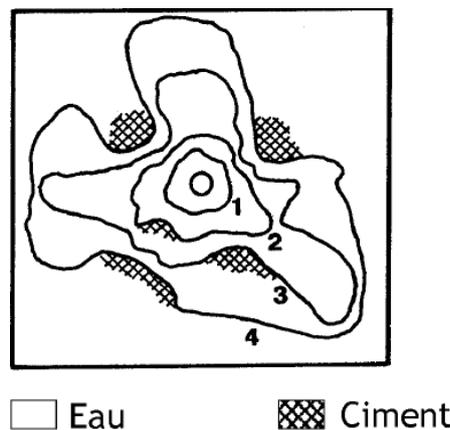
Le comportement du ciment en termes de pénétrabilité est affecté (formation de voûtes et blocage du mouvement du ciment). Comme les suspensions de ciment ne vont pas très loin dans le sable, la dilution améliore la portée de la pénétration.

Il ne suffit pas que la taille des grains soit inférieure à la plus petite taille du liquide pour permettre l'injection (défaut pour éviter le développement de flocons et de voûtes).

Le phénomène des voûtes est techniquement résolu par l'injection de coulis aérés (boules d'air en suspension). L'instabilité est également liée au phénomène de sédimentation dans les conduits d'injection. Il existe pour chaque coulis une vitesse limite d'évaporation au-delà de laquelle il y a sédimentation.

Les conduits utilisés, dont l'injection, sont de petite taille (un pouce) pour augmenter les débits tout en évitant la sédimentation et l'obturation des conduits (Harrack 2015).

Les coulis instables ne permettent qu'un remblayage hydraulique. Ce sont eux qui ont l'habitude d'injecter les fissures (Cambefort 1961).



Coulis non stable progression aléatoire séparation eau-ciment

Figure II.10 Vérification expérimentale de la progression d'un coulis non stable dans une fissure d'épaisseur constante (Lombardi 2007).

3.3.4.3 Les coulis liquides

Les silicates de soude ont une pénétrabilité similaire à celle de l'eau. En d'autres termes, l'injection des vides très petits est difficile (argiles ou limons). Ils ont une bonne perméabilité à l'eau pour les sables fins, et les coulis visqueux sont dangereux à utiliser.

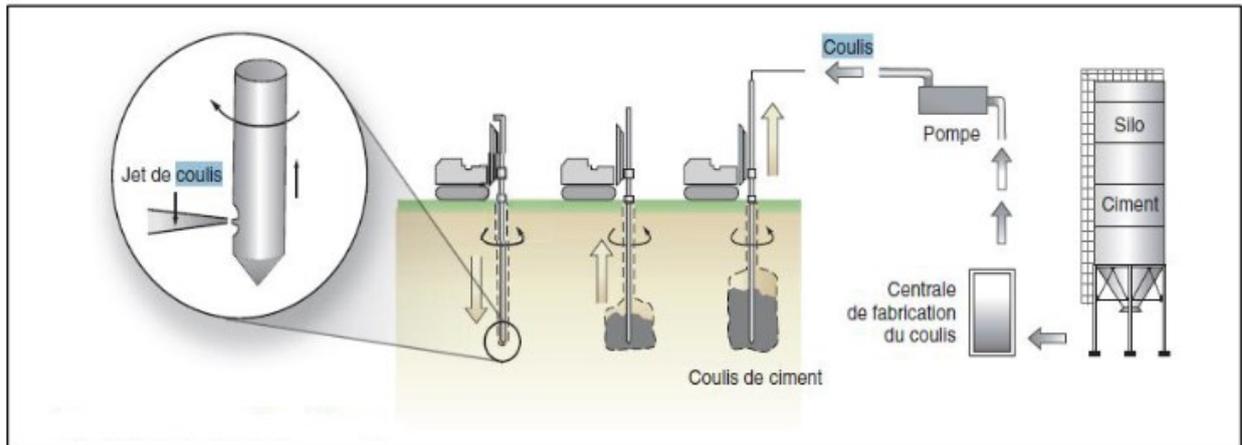


Figure II.11 Schéma de réalisation d'une colonne (Harrack 2015).

3.3.5 Caractéristiques des coulis

Les caractéristiques du coulis sont les suivantes : une cohésion proche de celle du sol non drainé, la déformabilité du sol environnant, la facilitation de la préparation et de la mise en place (Peignaud 1983).

Les caractéristiques principales des coulis intéressant la mise en œuvre et la qualité du traitement sont :

- Le pouvoir de pénétrabilité,
- La stabilité pendant la phase d'injection,
- La résistance mécanique après prise,
- La pérennité des produits injectés (François et al, 1984).

Le choix du type de coulis conditionne le temps d'achèvement des injections et la qualité des travaux réalisés. La résistance mécanique et la durabilité chimique du coulis ayant fait prise décroissent très rapidement avec son contenu d'eau. Il n'est pas évident qu'un nouveau mélange plus dense chassera le coulis précédent et le remplacera dans la fissure.

La vitesse de pénétration du coulis dans une discontinuité ouverte n'est pas uniforme (Figure II.12).

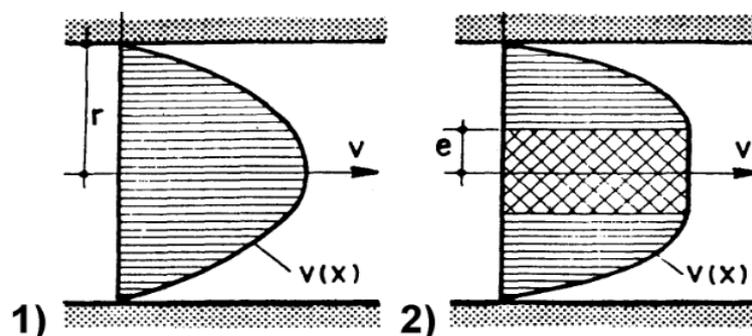


Figure II.12 Distribution de la vitesse du coulis dans une fissure (Lombardi 2003)

1: Liquide Newtonien

2: Coulis de ciment

Il n'est pas évident que les coulis fluides vont mieux pénétrer dans les fissures que les plus denses. En réalité, le diamètre des grains et la dimension des agglomérats qu'ils peuvent former sont déterminants pour le procédé et non la quantité d'eau qui devra s'écouler en contournant les grains de ciment bloqués pour pénétrer dans les discontinuités (Figure II.13).

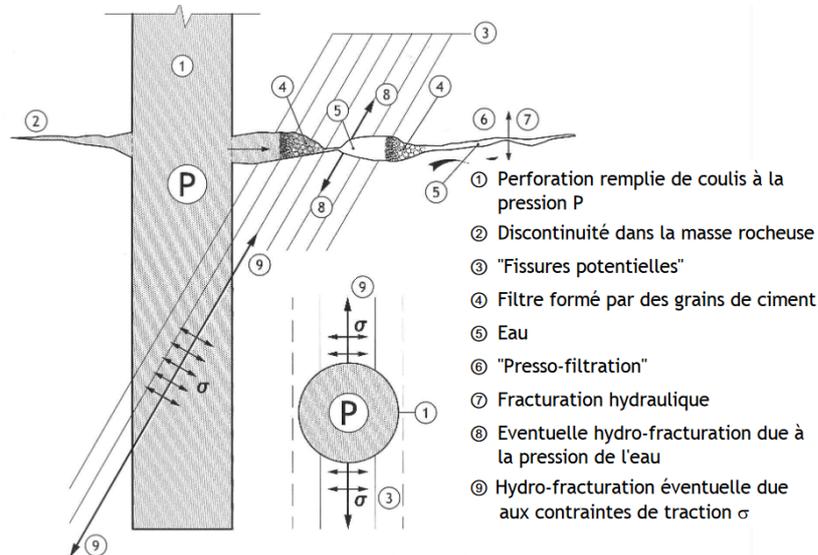


Figure II.13 Distribution de la vitesse du coulis dans une fissure (Lombardi 2003)

Toutefois, un contrôle des paramètres importants des injections est plus que nécessaire pour décider sur la fiabilité des opérations de traitement des fondations des barrages. Les paramètres les plus importants qui doivent être analysés sont :

- La pression en fonction du temps,
- Le débit en fonction du temps,
- Les volumes absorbés en fonction du temps,
- La pression par rapport au volume absorbé,
- La pénétrabilité en fonction du volume de coulis absorbé.

3.3.6 Caractéristiques du procédé d'injection des rideaux

3.3.6.1 La pression d'injection

La pression d'injection doit permettre l'ouvrage des fissures et l'introduction de coulis, notamment de coulis instables, et a donc un effet direct sur la qualité du résultat (Stucky 1975).

Il faut reconnaître l'existence d'une procédure traditionnelle utilisée depuis longtemps et reposant sur des règles très simples. Elles consistent à définir la limite de pression d'injection simplement en fonction de la profondeur sous la surface. Toutefois, il est important de rappeler qu'il faut tenir compte non seulement du type de roche et de ses caractéristiques géologiques, mais aussi du type

de coulis à injecter. On a introduit une pression de "refus" au-delà de laquelle la masse rocheuse ne doit plus absorber de volume de coulis (Schleiss et al. 2011).

En fait, l'expérience montre que dans le domaine du génie civil, on peut toujours poursuivre l'injection et augmenter les volumes absorbables, même si c'est plus lentement, à condition d'appliquer une pression suffisante. C'est la pompe qui refuse d'aller au-delà d'une certaine pression, pas le massif rocheux. Cette idée de refus est peut-être curieuse si elle n'est pas un encouragement pour un grand nombre de personnes à définir arbitrairement le critère d'arrêt de l'injection en n'augmentant pas la pression au-delà de cette "limite" (Gouvenot 1997).

Par ailleurs, proportionnellement à la pression d'injection, il se produit une fracturation hydraulique (claquage) qui correspond à l'ouverture brutale d'une nouvelle discontinuité et à un déplacement détectable ou non de la surface du massif rocheux injecté suite à l'ouverture de discontinuités.

Tableau II.1 Pression d'injection par rapport à la profondeur (Stucky 1975)

Profondeur de tronçon injecté (m)	Pression d'injection (kg/cm ²)
0 à 5	5
5 à 10	10
10 à 15	15

3.3.6.2 Les propriétés du coulis frais

L'exécution correcte d'une campagne d'injection nécessite le respect de propriétés spécifiques du coulis frais afin que.

- Les critères imposés par la prise de coulis doivent être respectés,
- La procédure d'injection peut être réalisée de la manière la plus simple et la plus efficace possible.

Il est fort probable que le massif rocheux à injecter ne sera pas homogène sur toute la durée de l'ouvrage et qu'il faille le subdiviser en de nombreuses zones en fonction de considérations géologiques ou géotechniques afin que chacune de ces zones puisse être considérée et traitée comme telle.

Toutes les observations et conclusions sont donc liées à une zone spécifique et doivent donc être adaptées à chacune d'entre elles. En effet, il est clair que cela n'a aucun sens de spécifier des conditions d'injection uniformes pour un barrage qui est soutenu, par exemple, en partie par des calcaires et en partie par des marnes. De même, il est possible que différentes parties de l'ouvrage nécessitent des circonstances de consolidation différentes.

On ne considère donc que les "zones homogènes", tant du point de vue géologique que du point de vue des conditions imposées par l'ouvrage. De plus, seuls les coulis stables seront considérés. On entend avant tout de démontrer que la méthode d'injection choisie pour chaque zone doit être le résultat d'un projet étudié spécifiquement en fonction des conditions réelles du site et de l'ouvrage, et non le résultat de la simple application de normes préconçues ou de clauses de cahier de charges préexistantes (Lombardi 2007).

3.3.6.3 Nombre de ligne d'injection

Le voile d'étanchéité profonde, est constitué d'une ou plusieurs lignes d'injection. Lorsque le terrain ne permet pas une forte pression et que le rayon d'action des forages est faible, le voile est double ou triple. Les forages sont alors disposés en quinconce. En général, une seule ligne d'injection est suffisante pour les barrages en béton. En général, le voile d'étanchéité sous un barrage est constitué de plusieurs lignes. Dans le cas d'un barrage en remblai avec noyau, elle est réalisée avant ou après la mise en place du remblai, éventuellement à l'aide d'une pâte en béton. Si le barrage possède un masque d'amont, les injections peuvent être effectuées à partir d'une galerie située au pied amont.

En pratique, le minimum utilisé sera généralement constitué de deux trous primaires de part et d'autre du rideau d'étanchéité, espacés de 6 mètres et d'une profondeur de 8 mètres. Le nombre de rangées de trous varie en fonction de la quantité d'eau (tableau II.2).

Tableau II.2 Nombre de rangée d'injection par rapport à la charge d'eau

Charge d'eau (m)	Nombre de rangée d'injection
0 à 25	0
25 à 60	2
60 et plus	Zone de contact du noyau à l'intérieur des limites, des trous de 8m de profondeur et espacés de 6m

Lorsque la charge d'eau dépasse 60m, le nombre de rangées doit être suffisant pour couvrir toute la surface du noyau, incluant un dépassement possible sous la limite amont du filtre aval. En général, les trous seront verticaux. Toutefois, dans certains cas, des trous inclinés peuvent être nécessaires pour récupérer certains joints d'orientation particulière (Moulay 2014).

3.3.6.4 Espacement entre forages

Le rideau d'injection est réalisé par étapes, chaque phase réduisant la distance entre les forages (figure II.14).

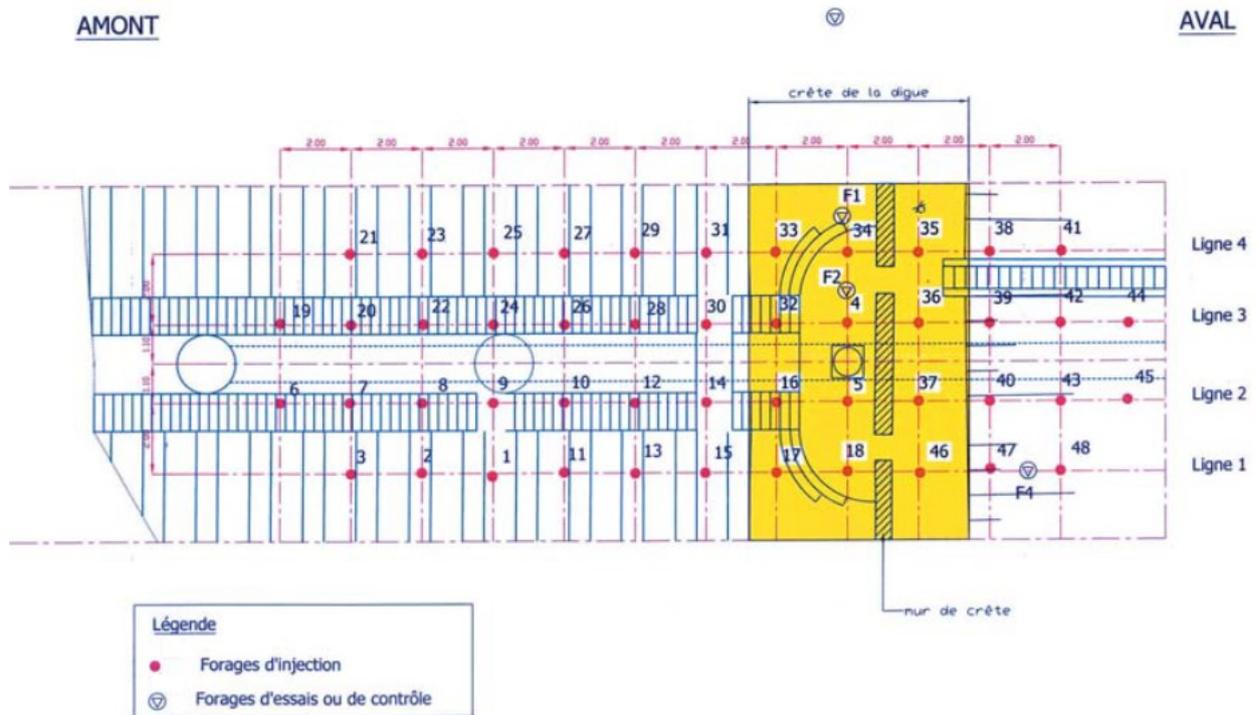


Figure II.14 Schéma de dispositions des forages en lignes d'injections.

En général, les premiers forages (forages primaires) sont les plus longs et s'étalent entre 10 et 12 mètres. Ils sont carottés afin d'obtenir des informations géologiques complémentaires et de réaliser des tests de perméabilité. Ensuite, une série de forages intermédiaires (secondaires, tertiaires, etc.) sont construits, chacun ayant la moitié de la taille du premier. Dans la grande majorité des cas, la distance finale varie entre 2,5 et 3 mètres, en fonction du rocher et du degré d'imperméabilité souhaité. Pour les barrages de plus faible hauteur, l'intervalle entre les forages peut être aussi court que 3 mètres, ce qui permet de réaliser des injections à des pressions plus faibles (Schleiss et al. 2011).

3.3.6.5 Orientation des forages

La direction des forages est soit verticale, soit inclinée vers l'amont, selon les géométries de la fondation. L'objectif est de remplir les fissures avec un marteau. Pour cela, il faut trouver la ligne ou le plan qui récupère le plus de fractures et de fissures verticalement ou en inclinaison. La création d'un diagramme polaire permet d'identifier les systèmes de discontinuité existants et d'optimiser l'orientation du forage.

3.3.6.6 Profondeur du voile d'injection

La profondeur et la géométrie du rideau d'injection sont déterminées par la géologie et la hauteur du barrage. La profondeur doit être suffisante pour minimiser la percolation et contribuer à la réduction des sous-pressions. Le rideau peut être descendu jusqu'à ce que la perméabilité soit inférieure à celle de la zone injectée. En général, la hauteur du rideau varie de 35 à 100 % de la hauteur du barrage, avec une profondeur maximale de 50 mètres.

Par rapport à la hauteur H du barrage, l'USBR propose une profondeur rideau d'injection égale à $H_{\text{voile}} = 1/3 + C$, avec $C = 8$ à 25m.

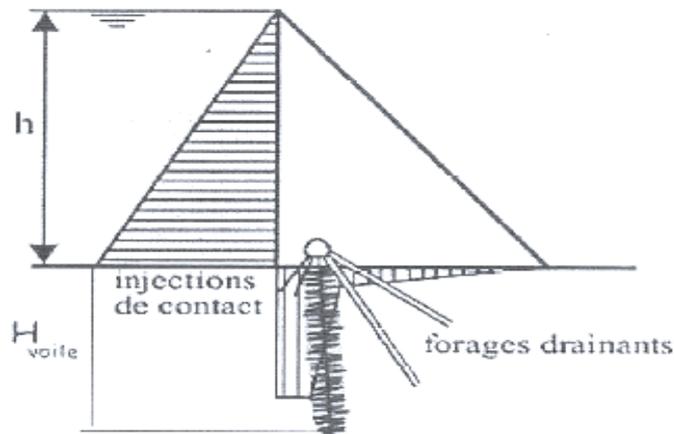


Figure II.15 Profondeur de voile d'injection (Moulay 2014).

3.3.6.7 Perméabilité après injection

Si le coulis remplit tous les trous du sol, la perméabilité ultime peut être calculée en fonction des caractéristiques du coulis et du pourcentage de trous remplis. Comme la perméabilité du coulis après son prélèvement est très faible (de l'ordre de 10^{-10} m/s, et encore moins pour le ciment pur), l'étanchement est pratiquement absolu. Les coulis stables ont un peu de ressuée au moment de leur capture. Elle forme un petit interstice au-dessus de chaque grain de sable, laissant passer l'eau et entraînant une perméabilité supérieure à celle du coulis pur. Ce n'est pas la perméabilité intrinsèque du coulis qui est importante, mais sa pénétrabilité.

Certains vides sont trop petits pour permettre le passage du coulis, tandis que d'autres sont mal reliés aux forages. La perméabilité finale du milieu injecté est presque entièrement déterminée par la proportion des espaces non injectés. Cependant, il suffit d'entourer un groupe de tubes sous vide, même de grande taille, d'une enceinte étanche pour réduire sensiblement le débit de percolation. La seule façon d'évaluer la perméabilité moyenne après injection est de mesurer les profondeurs

d'infiltration par des écrans d'injection de taille connue, indépendamment des mesures locales qui peuvent être effectuées au cours des travaux (Harrak 2015).

3.3.7 Contrôle des injections

Le contrôle des travaux effectués par injection est sans doute l'un des contrôles les plus difficiles qui soient. La seule méthode convenable consiste à terminer les travaux et à voir ce qui se passe. Il s'agit là d'un contrôle à postériori qui interdit quelquefois tout confortements éventuels. Par exemple, l'absence de galerie dans l'exécution d'une parafouille de barrage en terre dans les alluvions par injection ne permet pas de venir améliorer les travaux qui doivent être réussis du premier coup. L'utilisation intensive de l'informatique embarquée sur ces machines permet notamment de faciliter les contrôles de qualité par l'édition en temps réel de rapports complets sur toutes les données d'exécution de la paroi : verticalité, profondeur, nature des terrains traversés, rendements, arrêts... Elle devient alors incontournable dans le cadre du traitement des fuites des barrages (Gouvenot 1997).

3.3.8 Contrôle global de la qualité du traitement

Ce n'est qu'en appliquant les charges prescrites à une injection massive que l'on peut déterminer si le traitement a été efficace. Malheureusement, il s'agit d'un contrôle rétrospectif qui est loin de satisfaire l'esprit. Il existe cependant certains types de travaux pour lesquels la charge est appliquée plus ou moins progressivement lors de l'exécution des injections. Il en est ainsi lors de l'exécution d'un écran étanche, par exemple, situé sous un barrage et obstruant toute la vallée alluviale. Par conséquent, la qualité de rideau peut être estimée au fur et à mesure de l'avancement du processus. Les méthodes développées ne permettent pas d'évaluer précisément la perméabilité moyenne des écrans injectés. Elles existent uniquement pour s'assurer que les règles du jeu sont respectées. Pour différencier les différents cas, il est nécessaire de distinguer les injections réalisées par imprégnation de celles réalisées par claquage (Harrak 2015).

3.4 Traitement des fondations des barrages par drainage

Les méthodes de drainage pour les barrages en terre se résument en les procédés décrits ci-dessous :

- Drain horizontal,
- Drains de cheminée,
- Diaphragmes filtrants autour des conduits,
- Drains de pied (ou de tranchée).

3.4.1 Drain horizontal

Les drains horizontaux ou de tapis (figure II.16) peuvent être utilisés pour contrôler les infiltrations à travers un remblai homogène ou pour empêcher les pressions interstitielles excessives dues aux infiltrations dans les fondations.

De même, un drain horizontal peut être utilisé pour empêcher les infiltrations d'émerger sur la pente aval d'un barrage homogène. Cependant, les drains horizontaux peuvent ne pas être complètement efficaces pour réduire les niveaux phréatiques dans les remblais stratifiés horizontalement. Par conséquent, les drains horizontaux doivent être évalués avec prudence si le but est d'abaisser les niveaux phréatiques. L'utilisation de drains horizontaux réduit de manière significative la pression interstitielle dans la fondation sous la partie aval du barrage, cependant, elle augmente également la quantité d'infiltration sous le barrage.

Les drains horizontaux sont efficaces lorsque l'infiltration se produit à travers un substrat rocheux joint ou fracturé ou des fondations en sol perméable homogène. La large surface de contact du drain horizontal permet d'entrer en contact avec un plus grand nombre de fissures de la roche qu'avec un drain étroit. Les drains horizontaux sont également efficaces pour fournir une grande surface pour une sortie d'infiltration pour les fondations en sol perméable et relativement homogène. Cependant, les drains horizontaux ne sont pas aussi efficaces pour contrôler l'infiltration dans les fondations stratifiées, car l'infiltration dans les couches profondes perméables peut contourner le drain horizontal à la surface de la fondation.

Les drains horizontaux doivent rarement être la seule méthode de contrôle des infiltrations dans les remblais. Car dans un remblai stratifié, le drain horizontal à la base peut ne pas affecter l'infiltration dans la partie supérieure du remblai.

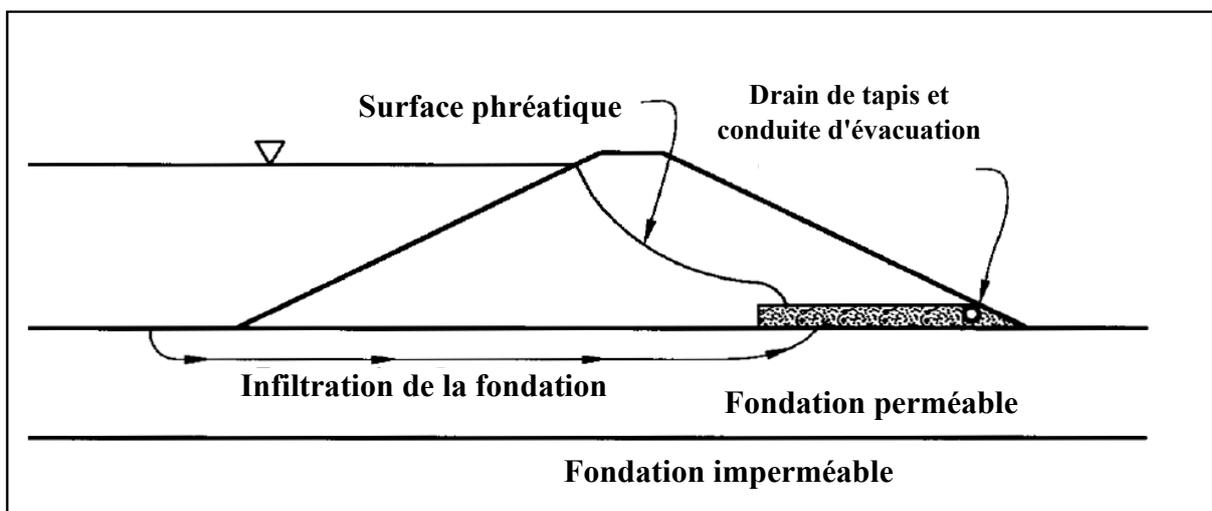


Figure II.16 Tapis horizontal de drainage (Fell et al. 2005).

3.4.2 Drains de cheminée

Les drains de cheminée (également appelés drains inclinés) sont des drains de matériaux granulaires inclinés ou orientés verticalement, généralement construits avec une zone de filtration en amont et en aval du drain. Dans certains cas, les drains eux-mêmes peuvent faire office de filtre. Ils sont couramment utilisés dans les barrages en remblai. Une combinaison de drains de cheminée et de drains horizontaux est une méthode très efficace pour contrôler les infiltrations à travers un remblai. Les drains de cheminée sont généralement installés à 45 degrés de l'horizontale ou à la verticale, en fonction de la géométrie de la structure, des pratiques de construction et des voies d'infiltration prévues.

Les sols de remblai compactés sont souvent stratifiés et la perméabilité horizontale est supérieure à la perméabilité verticale. Cela se produit parce que les matériaux d'emprunt sont variés et que les couches de sol ont des caractéristiques légèrement différentes. Pour les sols stratifiés, un drain horizontal n'empêchera pas nécessairement la saturation du talus en aval. Les drains horizontaux ne protègent pas non plus contre la fracturation hydraulique du remblai et l'érosion interne. Par conséquent, un drain de cheminée est mieux adapté pour intercepter les infiltrations le long des plans horizontaux à travers un remblai stratifié, tandis que les drains horizontaux sont mieux adaptés pour réduire les pressions interstitielles le long de la base d'une structure.

La pratique actuellement recommandée est de prévoir un drain de cheminée pour contrôler les infiltrations et l'érosion interne des sols de remblai et un certain type de drain de fondation, soit un drain horizontal, un drain de type tranchée, ou des puits de décharge pour contrôler les infiltrations de fondation. En plus d'une capacité hydraulique adéquate, les drains doivent fournir une action de filtration appropriée entre eux et les zones adjacentes du remblai si une zone de filtration séparée n'est pas installée. Le filtre et le drain de la cheminée sont la meilleure défense contre la fissuration transversale à travers le noyau, qui peut résulter d'un tassement différentiel ou de secousses sismiques. En outre, si des sols dispersifs ou d'autres sols très érosifs sont utilisés dans le noyau, le filtre et le drain de la cheminée constituent la meilleure défense contre l'érosion interne.

La figure II.17 montre un exemple de barrage en remblai construit avec une cheminée et un drain horizontal.

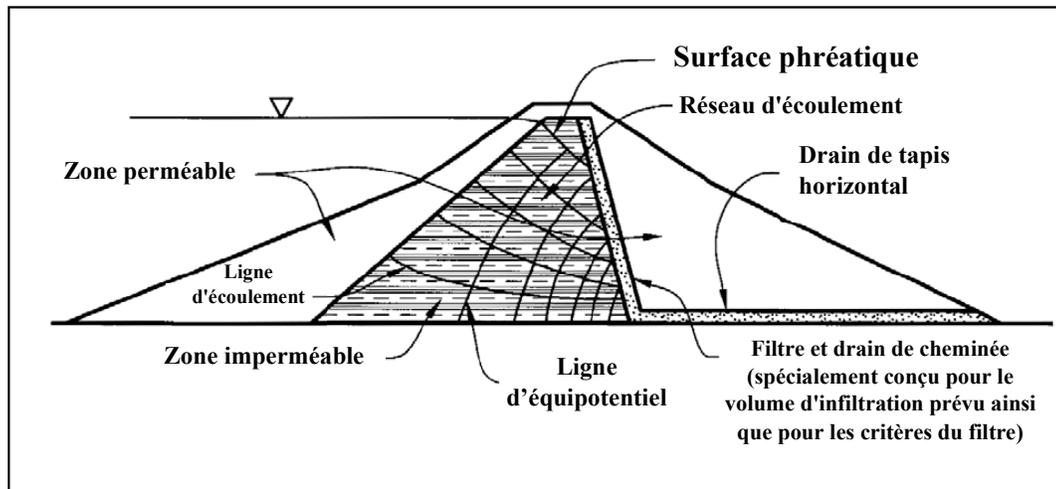


Figure II.17 Combinaison de cheminée et de drain horizontal (David Wright 1990).

3.4.3 Diaphragmes filtrants autour des conduits

L'écoulement le long des conduits est une préoccupation traditionnelle des concepteurs de remblais. De nombreuses défaillances observées sur des remblais se sont produites le long ou à proximité de conduits. Les défaillances des canalisations et de l'érosion interne sont préoccupantes, selon le type de sol dans lequel se trouve la conduite. Pour empêcher l'écoulement le long d'une conduite ou pour augmenter la longueur du chemin d'écoulement, les colliers d'infiltration construits en béton ou en d'autres matériaux étaient autrefois la première ligne de défense.

La pratique actuelle consiste à utiliser un diaphragme de matériau filtrant correctement conçu autour du conduit, s'étendant suffisamment vers l'extérieur pour intercepter toute fissure anticipée dans le remblai adjacent (figure II.18). L'objectif de ce diaphragme filtrant est d'intercepter l'écoulement à travers les fissures du remblai ou l'écoulement à l'interface remblai/conduit, et de filtrer les particules qui peuvent s'éroder le long de ces caractéristiques.

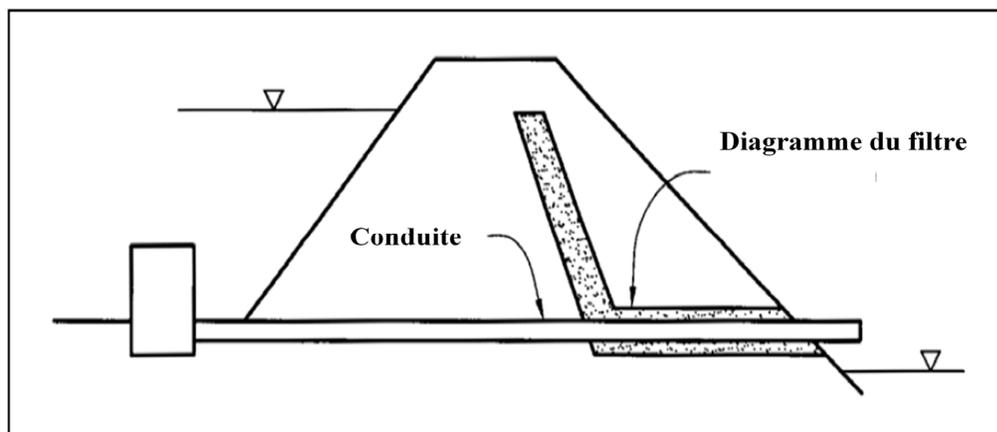


Figure II.18 Filtre diaphragme (Fell et al. 2005).

3.4.4 Drains de pied (ou tranchées)

Un drain de pied ou de tranchée (figure II.19) peut être utilisé conjointement avec d'autres mesures de contrôle des infiltrations. Le drain de pied consiste généralement en un tuyau collecteur perforé placé dans une tranchée, la tranchée est ensuite remblayée avec un matériau filtrant entourant le tuyau de pied. Lorsque la fondation perméable est profonde ou stratifiée, un drain de pied peut n'attirer qu'une petite partie des infiltrations, les autres infiltrations nuisibles contournant le drain. Dans ce cas, des puits de secours sont utilisés pour soulager la pression interstitielle et collecter l'eau à des profondeurs plus importantes.

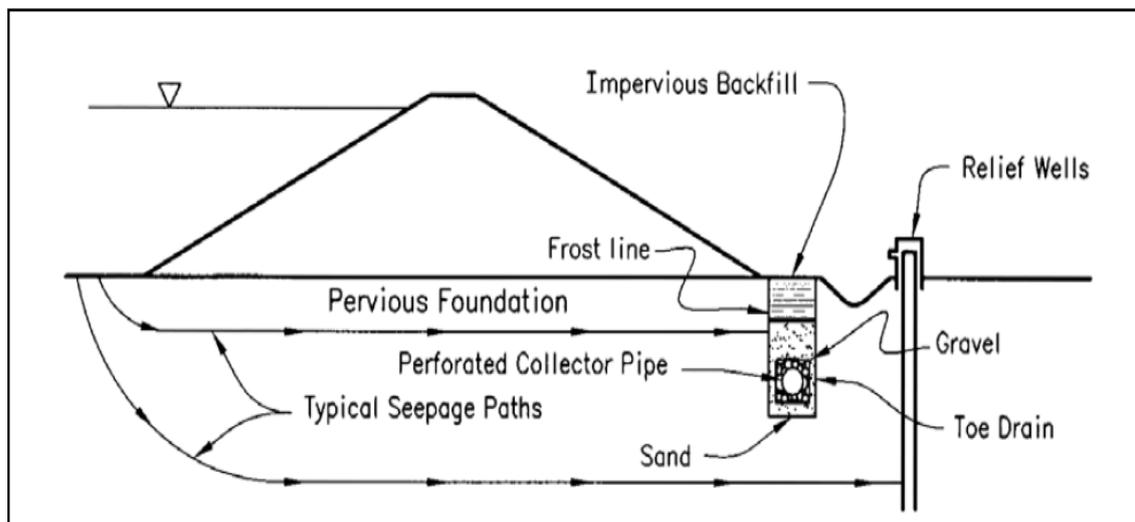


Figure II.19 Drain de pied utilisé en conjonction avec des puits de secours (David Wright 1990).

4 Exemples de traitement des barrages par la réalisation de rideau d'injection

4.1 Le barrage de Dau Tieng (Vietnam)

Le barrage de Dau Tieng a été construit pour créer une retenue d'environ 1350 ha avec une capacité de 1 450 millions de m³ fournissant l'irrigation pour la culture de la canne à sucre. Ce barrage régule le cours de la rivière Saigon, protégeant Ho Chi Minh, ville des tempêtes de sable qui se produisaient régulièrement avant sa construction. La construction du barrage de Dau Tieng et de nombreux autres barrages plus petits situés à proximité a été achevée en 1982. Plusieurs problèmes ont été découverts presque immédiatement après la mise en eau, notamment l'apparition de crues dans le barrage principal et de crues mineures dans un certain nombre de barrages secondaires. Une fuite importante (débit de l'ordre de 20 l/s pour un niveau d'eau dans le réservoir de 24,4 m) située dans la section principale du réservoir, combinée à une pression artésienne à l'aval du barrage, suscite des inquiétudes légitimes quant à la stabilité de l'ouvrage.

Cette situation a nécessité le début immédiat des travaux de réparation. Pour résoudre le problème, Solétanche Bachy propose l'écran d'étanche en paroi bentonite-ciment de 0,60 m d'épaisseur à la partie la plus critique du barrage, tandis que le reste de l'ouvrage, moins instable, pourrait être traité ultérieurement. Le ministère de l'Agriculture et du Développement rural du Vietnam a approuvé le projet, et les travaux de réhabilitation ont commencé en juin 1999.

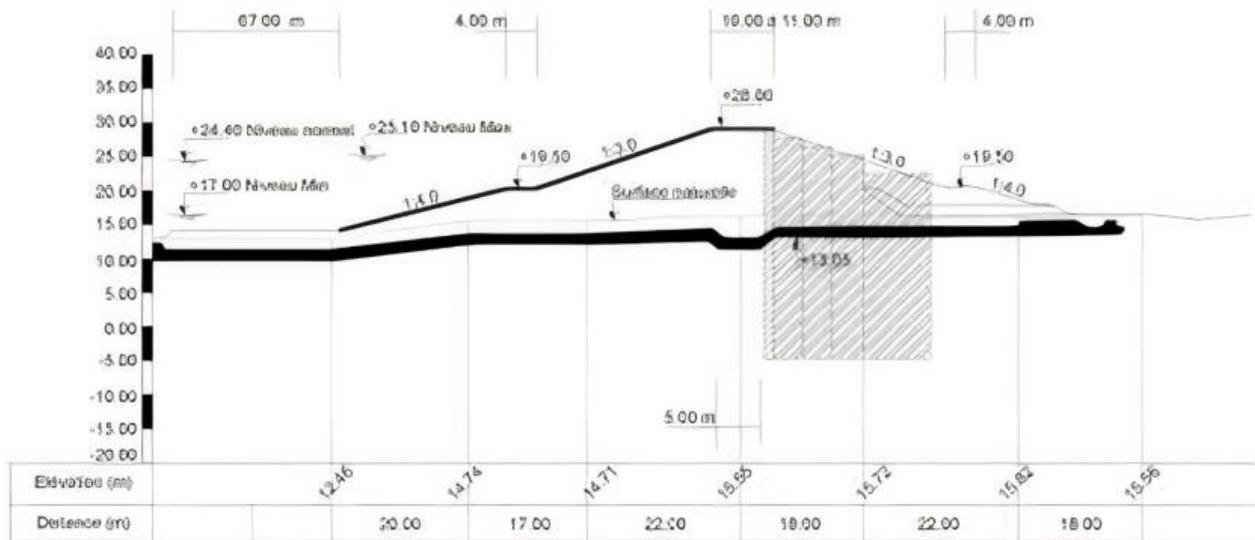


Figure II.20 Barrage de Dau Tieng - Vietnam - 1982 - Coupe transversale.

La paroi au coulis se développe sur 185 m, et un retour perpendiculaire à l'aval est réalisé à proximité du canal. Ces travaux sont complétés par des injections de contact autour de la structure en béton du canal. La profondeur de la paroi est de 33 m (entre le niveau + 28, la crête du barrage et le niveau - 5m).



Figure II.21 Barrage de Dau Tieng - Vietnam - 1982 - Excavation de la paroi au coulis.

La paroi a été réalisée à l'aide d'une grue équipée d'une benne mécanique comme outil d'excavation. L'excavation a été réalisée dans une série de pieux primaires et secondaires mesurant

2,80 m x 0,60 m. Les panneaux secondaires ont récupéré 0,40 m de l'espace des panneaux primaires. Lors de leur passage dans la couche de latérite, certains panneaux subissent des reflux et des pertes de bentonite. La qualité du coulis est restée conforme aux spécifications et aux critères de qualité établis (Gouvenot 1997).

4.2 Le barrage de Paso de las Piedras (Argentine)

Le barrage de Paso de las Piedras, situé en Argentine près de la ville de Bahia Blanca, est un barrage en terre conçu sans fondations d'une hauteur de 25 mètres et d'une longueur de 1 200 mètres. Les fuites apparaissent à la suite de son immersion dans l'eau. Elles sont causées par le mouvement de l'eau sous pression sous le barrage via des horizons de sable intercalés dans une matrice silto-argileuse située sous l'ouvrage.

Pour lutter contre l'instabilité qui affecte le barrage, il a été décidé de mettre en place une surcharge aval. Malgré ces tentatives, en raison de la persistance des crues, le réservoir n'a pas pu être rempli au niveau d'exploitation prévu. Il a alors été décidé de réaliser des travaux de confortement complémentaires en construisant un écran étanche par la technique du jet grouting (figure II.22a et figure II.22b). Ces travaux ont été réalisés entre janvier 1998 et août 2000.

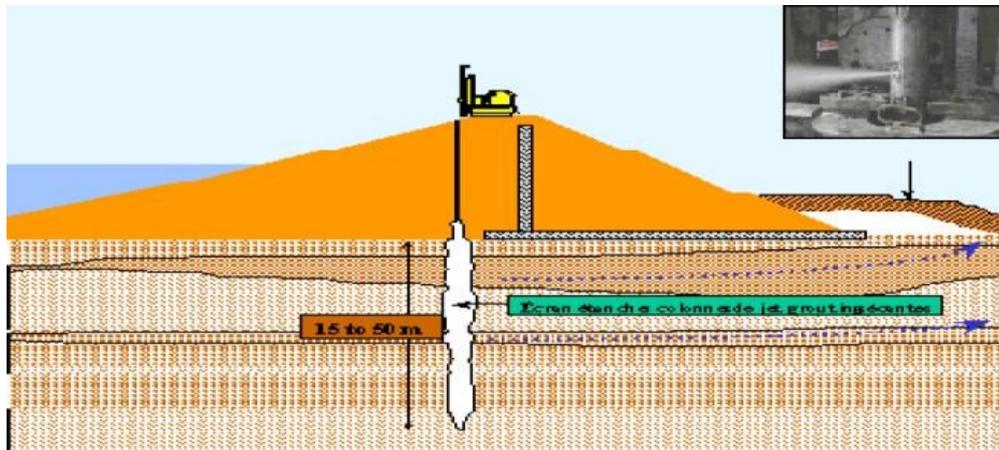


Figure II.22a Barrage de Paso de las Piedras - Argentine – 1971 - Ecran étanche réalisé par jet grouting.

Dans un premier temps, une parcelle expérimentale a été créée, et un terrassement central a été utilisé pour tester l'efficacité de la procédure.

L'écran d'étanchéité a été construit à partir de la crête du barrage, le réservoir étant à moitié plein. Il est réalisé d'une série de colonnes inclinées à jet triple dont le diamètre varie de 100 à 240 cm selon le type de colonne, l'entraxe de 120 cm, et la profondeur de 120 m. Les terrains encaissants sont constitués de limons compactés, de sables lâches à épais, et de graviers ouverts et de galets sableux.

La profondeur de chaque forage a été mesurée à l'aide d'un inclinomètre descendu dans les tiges de forage, l'emplacement et le diamètre des colonnes secondaires ont été ajustés pour minimiser l'impact des déviations et des changements de diamètre des colonnes dus à l'hétérogénéité des propriétés des terrains traités. Le résultat final a été influencé par les mesures piézométriques amont-aval (Gouvenot 1997).



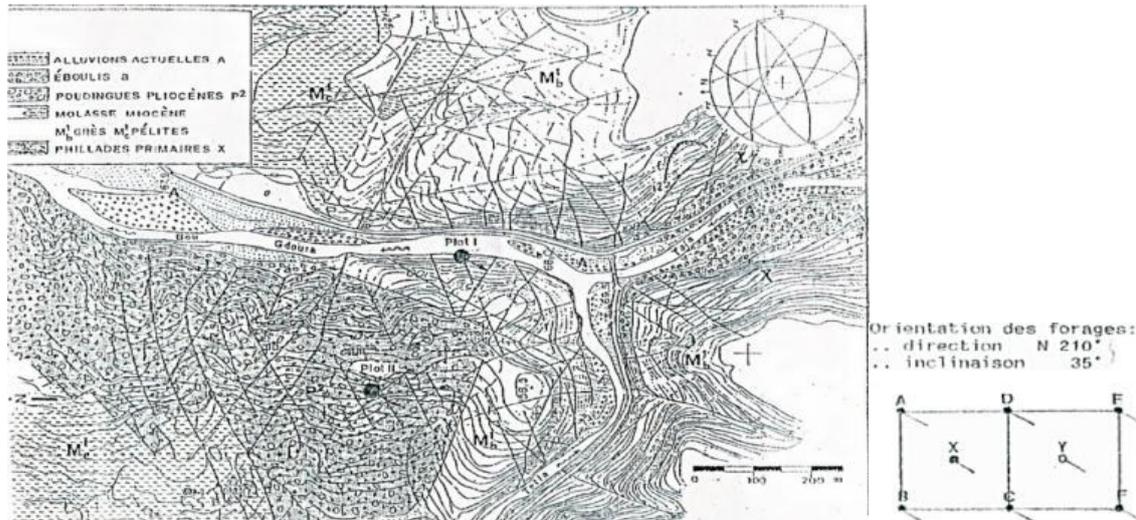
Figure II.22b Barrage de Paso de las Piedras - Argentine - 1971 - Ecran étanche réalisé par jet grouting.

4.3 Barrage souk Tlata en Algérie

Un programme d'essais a été réalisé afin de déterminer l'injectabilité de fondations rocheuses avec du ciment coulis pour l'étude du rideau d'imperméabilisation du barrage souk Tlata. Les essais d'injection ont été réalisés en deux endroits le long de l'axe prévu du rideau, à savoir :

- Plot 1 : situé sur la rive gauche de l'Oued Bouguedoura, près du forage F 104 bis, avec les coordonnées 375 957/610 193 à une hauteur de 65 mètres NGA, il englobe la formation de grès burdigalien et de schistes phylladiques adjacents.
- Plot 2: situé sur le flanc gauche de l'Oued Ksari, non loin du forage F 119 bis, avec des coordonnées 376 136/ 609 936 et une cote de 147 m NGA, les roches concernées sont des poudingues pliocènes et des pyélites burdigaliennes sous-jacentes.

Chaque plot est composé de six points d'injection (séries A, B, C, D, E et F), espacés de 5 mètres dans le plot 2, et de deux points de contrôle (X et Y). Tous les forages sont inclinés à 35° par rapport à la verticale, avec une plongée vers le sud-sud-ouest en relation à l'orientation des surfaces structurales les plus défavorables. Dans l'esquisse géologique de la figure II.20, l'emplacement des plots d'injection ainsi que le schéma de la maille forage sont représentés. La longueur de forage du plot 1 est de 70 m, alors que la longueur de forage des autres plots varie entre 64 et 67 m dans les forages A, B, D, X, Y, et atteint 90 m dans les forages A, E, et F (Ait mimoune 2016).



Orientations des forages : Direction N 210, Inclinaison 35°

Figure II.23 Esquisse géologique, situation des plots d'injection et schéma d'implantation des forages.

5 Conclusion

Quelle que soit la perméabilité du barrage en terre, il y a toujours des infiltrations dans son massif et ses fondations. Les infiltrations se produisent à travers les barrages en terre en raison de la différence entre les niveaux d'eau en amont et en aval, les modes les plus typiques de défaillances des infiltrations en aval sont la formation de renards et de boulanges. Le contrôle des infiltrations doit être recherché de manière à ce que les paramètres liés aux écoulements restent inférieurs aux paramètres critiques (débits, pressions interstitielles, gradients hydrauliques, etc.). Les infiltrations qui se produisent à travers les barrages sont responsables de plus de 35% des accidents de barrage en terre. Pour améliorer la qualité du sol des fondations des barrages, un certain nombre de techniques de traitement des sols ont été développées. On entend par là l'ensemble des procédés permettant l'amélioration des caractéristiques mécaniques du sol et/ou la modification des écoulements souterrains en diminuant la perméabilité sous l'ouvrage hydraulique. Une des techniques utilisées dans ce cadre est l'injection de coulis de ciment dans le sol.

Les injections sont réalisées le plus souvent pour réduire les fuites à travers les matériaux sur lesquels sont construits les grands barrages. Les procédés d'injection sont des opérations à la fois complexes et coûteuses. De multiples paramètres influencent l'efficacité et les performances des rideaux d'injection. Parmi ces paramètres, on distingue la profondeur, la position, le nombre, l'inclinaison et l'espacement des rideaux. Ces procédés méritent des attentions particulières de la part des concepteurs, puisqu'il s'agit aussi bien d'enjeux sécuritaires et économiques.

CHAPITRE III

**METHODOLOGIE D'ANALYSE DES INFILTRATIONS
DANS LES FONDATIONS DU BARRAGE D'EL
IZDIHAR A SIDI ABDELLI**

1 Opportunité et contexte socioéconomique de la recherche

La complexité des procédés d'injection et de drainage dans les barrages, tant sur le plan conceptuel que sur le plan de la mise en œuvre, l'aspect onéreux des opérations de traitement des fondations ont donné lieu à de nombreux développements scientifiques qui restent, à nos jours, d'actualité. Aussi, le rôle des injections sur l'amélioration des caractéristiques hydrauliques et mécaniques des sols de fondations, la contribution significative des drainages sur la stabilité d'ensemble des barrages, les grands enjeux sécuritaires par rapport aux opérations de traitement des fondations de barrages justifient tout l'intérêt et l'attention pertinente qui doivent être accordés, par les concepteurs et les réalisateurs, à ces opérations.

Les injections sont réalisées le plus souvent pour réduire les fuites à travers les matériaux sur lesquels sont construits les grands barrages. Les procédés d'injection sont des opérations à la fois complexes et coûteuses. De multiples paramètres influencent l'efficacité et les performances des rideaux d'injection. Parmi ces paramètres, on distingue ceux relatifs au mode conceptuel à savoir la profondeur, la position, le nombre, l'inclinaison et l'espacement des rideaux ainsi que les caractéristiques du coulis d'injection en l'occurrence sa perméabilité.

Les opérations de drainages accompagnent souvent celles relatives aux injections et ce en vue des gradients amont / aval et caractéristiques des infiltrations, notamment en matière des pressions interstitielles, gradients hydrauliques et débits d'infiltrations.

L'influence de l'ensemble des paramètres évoqués ci-dessus font l'objet de cette présente étude en s'articulant sur une analyse paramétrée guidée par la caractérisation et l'évaluation des critères sécuritaires liés aux infiltrations.

L'utilisation de la modélisation numérique est indispensable pour optimiser ces paramètres. En considérant le cas du barrage zoné à noyau central d'El izdihar en Algérie, et en se focalisant sur le code de calcul SEEP/W intégré dans Géo-slope pour la modélisation numérique, la recherche vise comme premier objectif une analyse comparative des paramètres d'influence sur le rendement et la performance des rideaux d'injection. Ces paramètres prennent en compte simultanément la position, l'inclinaison, la profondeur, le nombre et l'espacement des rideaux. Cette analyse comparative est basée sur l'évolution des pressions interstitielles, des débits et des gradients hydrauliques en fonction des variations des procédés d'injection.

Dans une deuxième étape, l'influence de la combinaison des injections avec le drainage horizontal sur les paramètres d'infiltration a été étudiée. Cette étude tient compte à la fois des aspects

géométriques et conceptuels du drainage, de la profondeur des rideaux d'injection et des caractéristiques du coulis d'injection, notamment sa perméabilité.

2 Développements et pertinence scientifique de la thématique

La complexité des procédés d'injection, tant sur le plan conceptuel que sur celui de la mise en œuvre, l'aspect coûteux des opérations d'injection ont donné lieu à de nombreux développements scientifiques qui restent d'actualité. Nous présentons ci-après les avancées scientifiques importantes sur le sujet.

L'effet des dispositions conceptuelles relatives à la conception et à la réalisation des rideaux d'injection ont fait l'objet de plusieurs recherches et application. En effet, (Mansuri et al. 2014), (Moharrami et al. 2014), Meshkabadi et Zandi (2019), (Sartipi et al. 2020), (Salmasi et al. 2020a), Shakouri et Mohammadi (2020), (Attia et al. 2021) ainsi que (Armanuos et al. 2021) ont évalué les effets de ces dispositions par rapport aux paramètres d'écoulement, en particulier pour la pression interstitielle, le gradient hydraulique et le débit. L'influence de l'épaisseur de la couche perméable sous le barrage a été également analysée.

Les effets de l'influence des drainages, de la projection des filtres, des dimensions du noyau pour les barrages zonés en fonction des positions du voile d'injection ont été également étudiés respectivement par Mansuri et Salmasi (2013), Shayan et Tokaldany (2015), (Kheiri et al. 2020) (Salmasi et al. 2020b) et (Kumara et al. 2021).

Les différents paramètres d'influence sur la performance des rideaux d'injection doivent être, autant que possible, conjugués. Cette tâche représente d'énormes difficultés dans la mesure où les écoulements sous le barrage se manifestent dans un milieu commun, traité par des dispositions différentes mais interactives. Cette présente recherche, outre le nombre important de combinaison des paramètres de conception des rideaux d'injection, traite de l'optimisation simultanée intégrant la profondeur des rideaux, leur inclinaison, leur position, l'espacement, les caractéristiques du coulis d'injection (perméabilité) ainsi que les dimensions des drainages combinés avec ces paramètres d'influence sur la performance des procédés de traitement des fondations du barrage El Izdihar.

3 Présentation du barrage El izdihar à Sidi-Abdelli

3.1 Localisation du barrage

Le barrage d'El Izdihar est situé sur l'Oued Isser, à 2,5 kilomètres au nord du chef-lieu (Commune de Sidi-Abdelli), à 8 kilomètres à l'est de la Daira de Ben Sekrane, et à 37 kilomètres au nord de

la ville de Tlemcen, aux coordonnées Lambert X = 150,50, y= 206, 20. C'est un barrage en terre zoné à noyau central, d'une hauteur de 60 m. Les figures III.1 et III.2 illustrent respectivement la localisation du barrage ainsi que la vue en plan des ouvrages de l'aménagement. (Smail 2007)

3.2 Historique de la construction de barrage El izdihar

L'avant-projet du barrage a été élaboré par le bureau d'études Tractebel (Tractionel Belgique) en 1975. L'entreprise chargée de la réalisation est RABELLO (Brésil) et le bureau d'études chargé des dossiers d'exécution est AHETY (Espagne). Les délais de réalisation ont été fixés à 48 mois pour la mise en eau, auxquels se sont ajoutés 4 mois pour décider de la réception provisoire. Le chantier a débuté en 1978.

Le projet a été abandonné par le bureau d'études AHETY au moment de la réalisation. L'administration a alors formé un consortium, composé d'un groupe d'ingénieurs nationaux et d'ingénieurs coopérants (Indiens), dans le but de poursuivre l'exécution et la supervision des travaux.

En 1978, un contrat a été attribué au bureau d'études COBA (Portugal), qui a repris le projet et y a apporté quelques modifications. Ces changements étaient principalement dus à la modification du profil de la digue imposée par la qualité et la quantité des matériaux disponibles dans les différentes zones d'emprunt. L'entreprise de réalisation a connu d'importantes difficultés financières, ce qui a conduit l'administration à confier une partie des travaux à des entreprises nationales, à savoir :

- COSIDER : fut chargée de la mise en place des remblais au-dessus de la cote 320.00m,
- SEROR : se chargea des ouvrages en béton,
- TRAVOSIDER : exécuta l'électrification des ouvrages,
- SN METAL : réalisa les équipements hydromécaniques,
- RABELLO : n'ayant gardé que le lot d'injection et la supervision de tous les travaux.

Le gros des ouvrages a été terminé vers la fin 1988. Depuis cette date, des travaux de finition sont exécutés, de temps en temps, par différents intervenants. La mise en eau s'est effectuée en novembre 1988 (ANBT 1992) cité par (Smail 2007).

En raison de l'expiration des délais du contrat en 1985, l'administration a décidé d'engager un nouveau bureau d'études pour terminer le travail. Le projet a été repris et diverses modifications ont été apportées après la signature d'un contrat avec le bureau d'études COBA au Portugal.



Figure III.1 Localisation du barrage d'El izdihar, Tlemcen, Algeria.

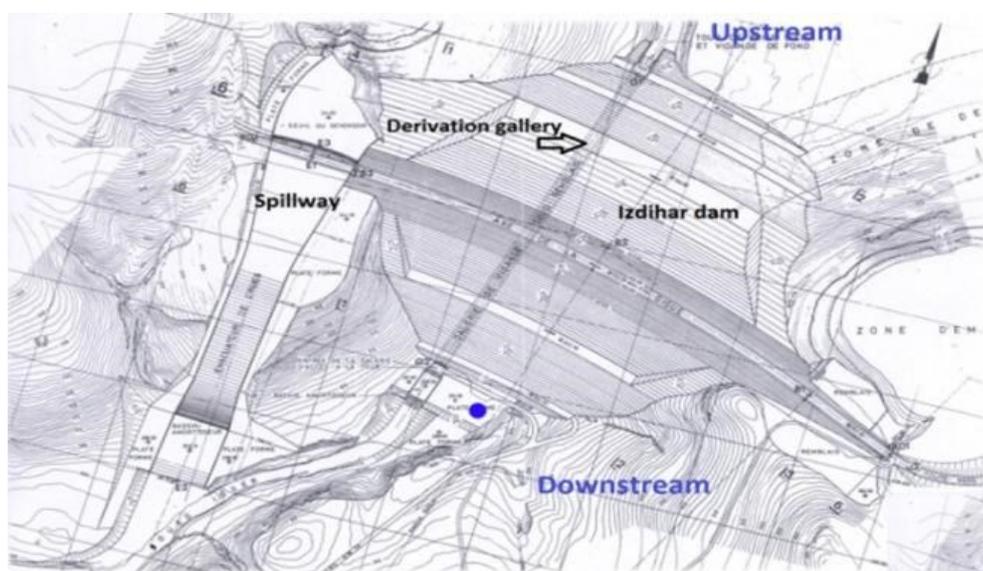


Figure III.2 Vue en plan des ouvrages de l'aménagement (ANBT 1985) cité par (Smail 2007)

3.3 Destination de l'alimentation à partir du barrage

Le barrage d'El Izdihar a une capacité totale de 110 millions de m^3 , ce qui correspond à une cote de 345,00 m, permettant une régulation annuelle de 50 millions de m^3 .

Cet ouvrage était initialement destiné à l'alimentation en eau de la ville d'Oran, de sa zone industrielle et à l'irrigation des périmètres situés en aval. En plus de cela, les eaux du barrage sont transférées pour alimenter la ville de Sidi Bel Abbès (Smail et al. 2009).

4 Caractéristiques du barrage El izdihar

4.1 Données sur le barrage

4.1.1 Hydrologie

La superficie de bassin versant est de 1 137 km², l'apport moyen annuel est de 61 hm³, le débit moyen unitaire est de 1,93 m³/s, la crue du projet est de 4 430m³/s laminée à 3 000 m³/s. (Smail 2007)

4.1.2 Retenue

La surface du réservoir au niveau normal est de 6,6 km². La capacité du réservoir au niveau normal est de 110 hm³.

4.1.3 Corps du barrage

a) Caractéristiques de l'aménagement arrêtées lors du projet d'exécution

- Côte crête : 353.50 m (côte de pont), largeur de pont 13 m,
- Longueur de la crête : 665 m,
- Largeur de la crête : 13 m,
- Epaisseur de la digue : 340 m (au niveau de la fondation),
- Hauteur maximale : 60 m,
- Volume des remblais : 3 346 000 m³,

b) Pente du noyau : (V/H)

- Amont : 1/0.65 au-dessus de 310m et vertical au-dessous,
- Aval : 1/0.15.

c) Pente des talus (V/H)

- Amont : 1/2.5 au-dessous de 328 NGA puis 1/2.25 au-dessus,
- Aval : 1/2.2 avec 2 bermes à 319 NGA et 334 NGA,
- Epaisseur du rip-rap amont : 1m,
- Epaisseur de la transition amont : 2m,
- Epaisseur de la transition aval : 1,5m de filtre puis 2m de drain.

La digue est constituée d'un batardeau amont et du corps principal du barrage. Le batardeau est composé des matériaux suivants d'amont en aval :

- Recharge amont en sable et gravier,
- Noyau central en argile,
- Recharge aval en sable et gravier suivis d'enrochement,

d) Corps du barrage principal

- Recharge amont commune au batardeau en sable et gravier,
- Filtre amont,
- Noyau central en argile,
- Filtre aval suivi d'un drainage,
- Recharge aval formée de sable, argile et silt,
- Drain horizontal lié au drain incliné après le noyau,
- Drain prismatique aval en liaison avec le drain horizontal (Coba 1988).

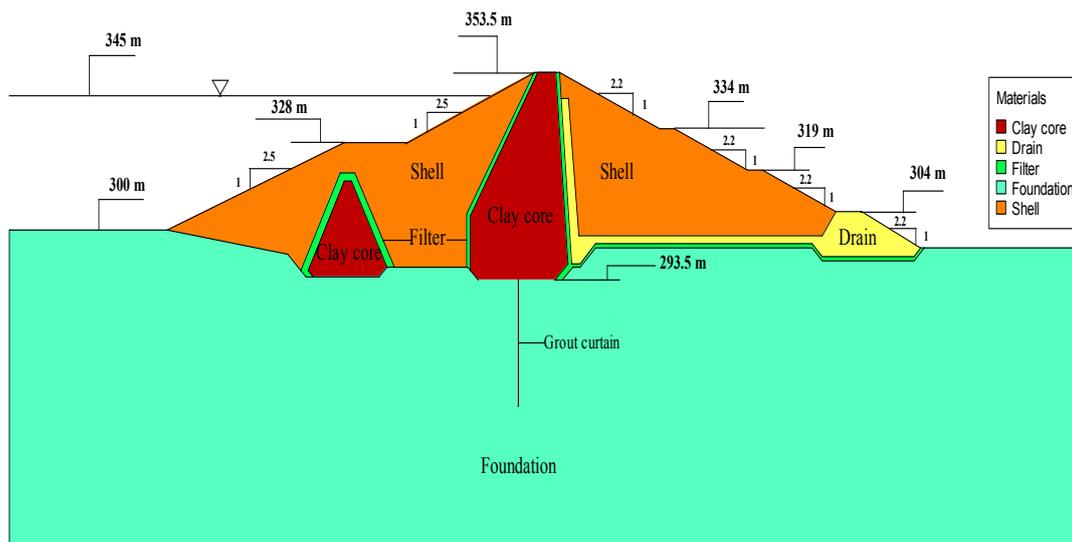


Figure III.3 Profil type du barrage d'El izdihar.

4.2 Ouvrages annexes

4.2.1 Evacuateur de crue

L'évacuateur de crue, situé en rive droite, est constitué d'un déversoir frontal de 91,14 m calé à 345 NGA. Il s'arrête à un bassin d'amortissement à une hauteur de 282,30 mètres. Le débit maximal laminé est de 3000 m³/s. (Smail 2007)



Photo III.1 Evacuateur de crue de barrage Sidi-Abdelli (ANBT 1992) cité par (Smail 2007).

4.2.2 Ouvrages de prise

Les ouvrages de prise d'eau sont inclus dans la tour de prise d'eau, les trois ouvrages de prise d'eau étant situés aux 308, 321,5 et 335 NGA. Chaque prise d'eau est équipée d'une porte mobile, d'un Wagon Gâte et d'un batardeau.

4.2.3 Vidange de fond

La galerie de vidange de fond est issue de la transformation de la galerie de dérivation provisoire. L'équipement comprend deux prises d'eau qui sont équipées d'un batardeau, d'un wagon et d'une vanne secteur. Le débit maximal de vidange est de $96 \text{ m}^3/\text{s}$ (Smail 2007).



Photo III.2 Vidange de fond du barrage El izdihar par vanne secteur (ANBT 1992) cité par (Smail 2007).

L'équipement hydromécanique du barrage d'El Izdihar se compose des principales lignes suivantes :

- Vidange de fond,
- Circuit de dévasement,
- Vannes des prises d'eau,
- Vanne papillon,
- Conduite forcée (AEP),
- Vanne jet creux aval.

4.2.4 Tour de prise

Cet ouvrage est situé sur la rive droite de l'oued et est composé des éléments suivants :

- Une tour de prise d'eau qui s'élève au-dessus d'une chambre de manœuvres de vannes de fondation en béton armé qui sert d'entrée au tunnel (dérivation provisoire),
- La tour de prise d'eau comporte trois fenêtres (prix de l'eau) situées respectivement à 308,00, 321,50 et 335,00 mètres. Un pont de 220 m de long permet d'accéder à la tour de prise d'eau,
- Le tunnel est de forme ovale, avec une hauteur intérieure d'environ 10 mètres, et est divisé en trois ouvertures par une planche horizontale et un mur médian vertical. Pendant la construction du barrage, les trois ouvertures sont utilisées pour la dérivation provisoire de l'Oued.

A la fin des travaux, les deux ouvertures inférieures sont utilisées pour la vidange du fond du barrage, tandis que l'ouverture supérieure est utilisée pour le passage de la conduite d'alimentation.

La sortie du tunnel est suivie d'un bassin d'amortissement et d'un canal qui relie ce dernier à l'Oued.

- Hauteur de la tour de prise d'eau : 60 m,
- Débit de refoulement : 50 m³/s,
- Longueur du tunnel : 735 m.



Photo III.3 Tour de prise d'eau du barrage El izdihar (ANBT 1992) cité par (Smail 2007).



Vue sur le parement amont du barrage



Vue sur le parement aval du barrage



Tour de prise du barrage avec passerelle d'accès



Vue aval sur l'évacuateur des crues



Vue aval sur la sortie du tunnel avec vanne jet creux



Galerie de visite et de drainage

Photo III.4 Ouvrages du barrage El izdihar à Sidi Abdelli (ANBT 1992) cité par (Smail 2007).

5 Fondations du barrage et voile d'injection

5.1 Géologie des fondations

Les fondations sont constituées de marnes et de grès en couches alternées. Les grès sont plus ou moins cimentés, avec des discontinuités bien développées formant des blocs parallélépipédiques dans les bancs les plus compacts. Ces formations sont disposées selon une structure légèrement anticlinale N30°E, avec des familles de failles N57°E au pied du versant gauche. Pour assurer l'étanchéité hydraulique de la fondation, un rideau profond d'environ 70 mètres a été réalisé dans la partie centrale à partir de la galerie d'injection située dans l'axe du barrage (Smail et al 2009). Sur le plan géologique, le site du barrage est constitué essentiellement de marnes et de grès. Nous notons toutefois le passage de plusieurs failles aux environs immédiats du barrage (figure III.4).

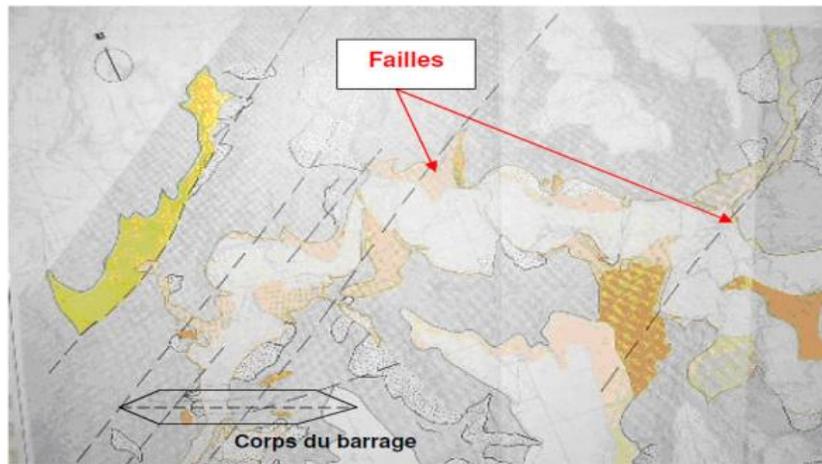


Figure III.4 Barrage Izdihar, localisation du passage des failles (Coba 1981) cité par (Smail 2007).

Les fondations du barrage sont constituées de marnes et de grès (figure III.5). Les formations sont disposées sous forme de bancs de marnes intercalés par des passées de grès (Coba 1981).

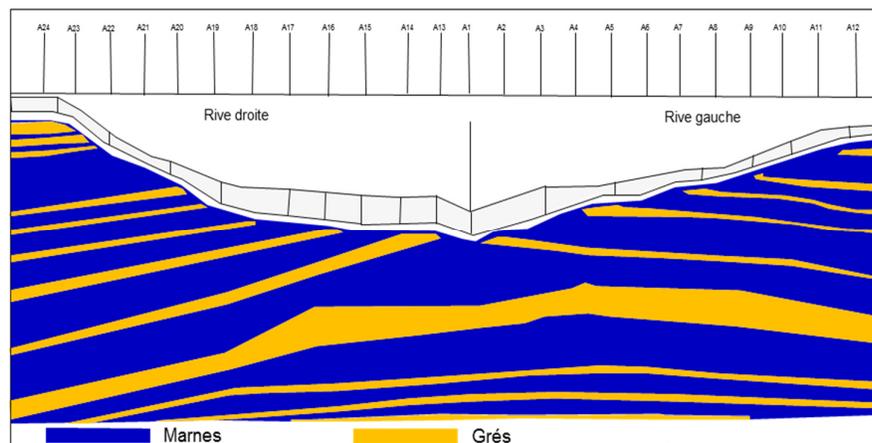


Figure III.5 Barrage Izdihar, géologie des fondations selon le profil en travers du barrage (Coba 1981) cité par (Smail 2007).

5.2. Travaux d'injection sur les fondations du barrage

Les travaux de forage et d'injection de l'écran d'étanchéité du barrage d'El Izdihar ont commencé au début de l'année 1985 et se sont poursuivis jusqu'au premier semestre de 1989 (écran de contrôle). 219 forages ont été réalisés de 25 à 75m de profondeur, de l'extérieur de la galerie en rive droite, à l'extérieur de la galerie en rive gauche, totalisant 11.820ml lors de cette campagne d'injection réalisée par la société brésilienne RABELLO (Ahety 1981).

Dix (10) forages de contrôle ont été réalisés dans la galerie sous le déversoir (de Q'01 à Q'10), seize (16) forages de la section G01 la section C13 en rive droite (de Q 01 à Q 16) et cinq (05) forages en rive gauche de la section C13 la section C17 (de Q 17 à Q 21) totalisant 2 010ml.

Le contrôle n'a pas été effectué à l'extérieur de la galerie en rive droite, à l'intérieur de la galerie en rive gauche de la section C17 à la section C30, et à l'extérieur de la galerie. L'entreprise RABELLO a réalisé 13 830ml de travaux au total.

L'écran d'étanchéité a consisté en une seule ligne de forages aux dimensions suivantes : largeur 1,80m, hauteur 2,80m, placés à 0,70m du mur amont de la galerie. Les forages sont orientés vers l'amont et sont inclinés à 15° par rapport à la verticale. Les forages primaires sont espacés de 16 mètres, les forages secondaires sont au milieu des primaires, et les forages tertiaires sont entre les primaires et les secondaires. L'espacement final des forages est de 4 mètres.

La répartition de l'écran d'étanchéité, par rive se présente ainsi :

5.2.1 Rive droite

- Zone A : où les travaux ont été exécutés à l'air libre,
- Zone B : où les travaux ont été exécutés à l'intérieur de la galerie sous l'évacuateur de crues,
- Zone C : où les travaux ont été exécutés à l'intérieur de la galerie, de la section C01 à la section C13.

5.2.2 Rive gauche

- Zone D : où les travaux ont été exécutés à l'intérieur de la galerie, de la section C13 à la section C30,
- Zone E : où les travaux ont été exécutés à l'air libre (Coba 1987).

5.3 Réhabilitation du voile d'injection

Pendant l'exploitation du barrage, des fuites sont apparues en aval du barrage et une intervention sur le rideau d'injection est devenue nécessaire. Ces fuites se sont manifestées par l'apparition de quatre sources à l'aval dont le débit le plus élevé se situe en rive droite. L'expertise effectuée a dégagé la liaison entre les sources à l'aval et les eaux de la retenue. La société U.F.S.I a injecté

pour aller jusqu'à 2m entre les forages en zone B (sous le déversoir), puis en zone C du tronçon C01 au tronçon C06. Au total, la société U.F.S.I a réalisé 2 397 ml. Une troisième intervention sur le voile d'injection a été réalisée par la société italienne ILNUOVO CASTRO en 2001 avec un passage à 1 m entre les forages. Au total, la société a réalisé 28 220 ml (ANBT 2002). Les figures III.6, III.7 et III.8 montrent schématiquement les travaux d'injection réalisés par les sociétés respectivement RABELLO, UFSI et ABELLO, U.F.S.I et ILNUOVO CASTRO.

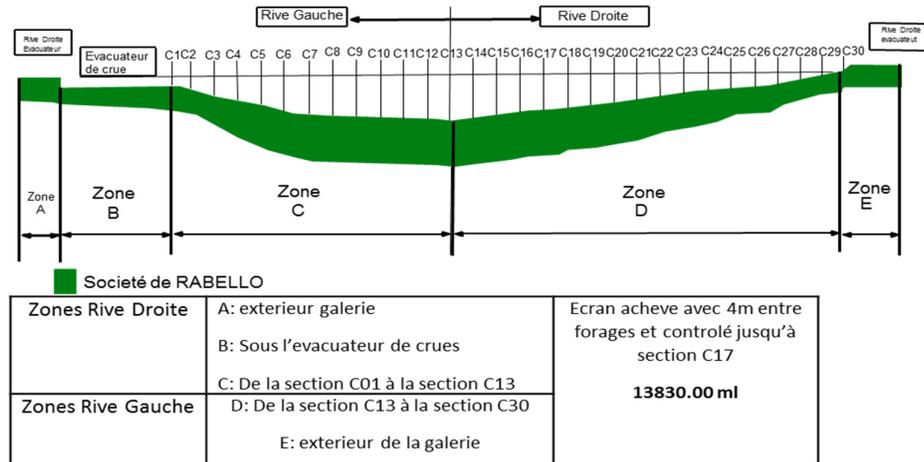


Figure III.6 Travaux d'injection du rideau réalisés par la société RABELLO (ANBT 2002).

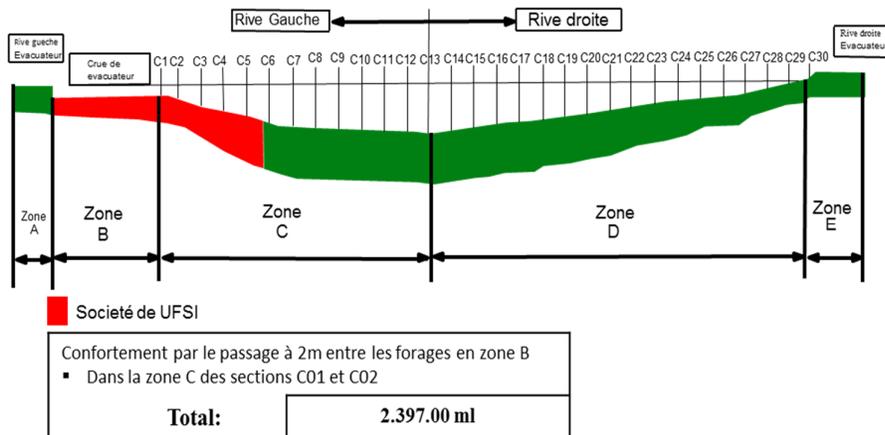


Figure III.7 Travaux d'injection de rideau réalisés par la société UFSI (ANBT 2002).

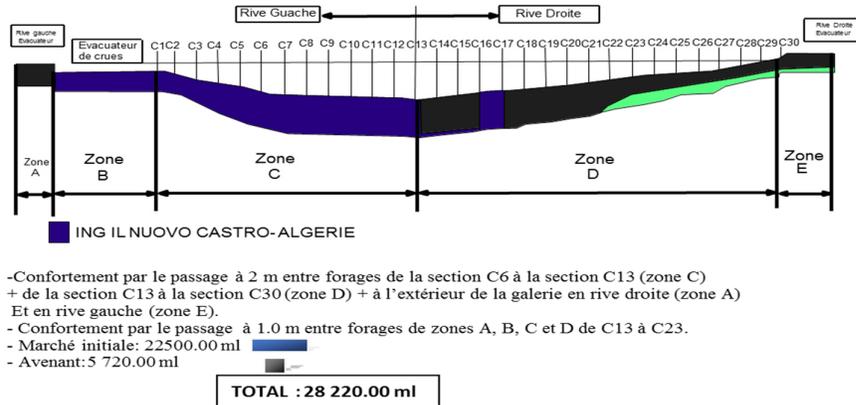


Figure III.8 Travaux d'injection de rideau réalisés par la société ILNUOVO CASTRO (ANBT 2002).

6 Démarche et méthode de l'analyse des infiltrations dans les fondations du barrage

6.1 Apport de la modélisation

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 des barrages par la modélisation numérique permet de comparer leurs comportements avec les prévisions du projet initial.

La méthode des éléments finis est une méthode numérique de résolution des équations différentielles décrivant les phénomènes physiques de l'ingénierie. 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 (Smail 2007).

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,
- Analyse du comportement.

6.2 Caractérisation des paramètres des sols du barrage

L'ensemble des paramètres qui seront utilisés au niveau du modèle numérique possèdent les caractéristiques qui sont présentés respectivement au niveau de tableaux III.1.

Tableau III.1 Valeurs des perméabilités pour les sols du barrage d'El izdihar (Coba 1988).

Matériaux	Perméabilité K (m/s)	Ratio k_x/k_y
Recharge	10^{-6}	1
Noyau	10^{-9}	1
Fondation	10^{-5}	1
Filtre	10^{-4}	1
Drain	10^{-2}	1
Rideau d'injection	10^{-9}	1

6.3 Matériels et méthodes de l'analyse

Une analyse paramétrée a été entreprise, en particulier, en ce qui concerne l'étude des infiltrations dans les fondations du barrage par la méthode des éléments finis. Cette analyse a été orientée en fonction de l'influence des paramètres conceptuels du voile d'injection du barrage El izdihar, à savoir la profondeur, la position, le nombre, l'inclinaison et l'espacement des rideaux ainsi que les caractéristiques du coulis d'injection en l'occurrence sa perméabilité. La modélisation numérique a été réalisée en 2D et en régime permanent. Le code de calcul Geoslope (modèle SEEP / W) a été utilisé en introduisant les caractéristiques des différents matériaux constituant le corps et les fondations du barrage, en particulier la perméabilité des matériaux.

6.3.1 Analyse des infiltrations

Les problèmes d'infiltration d'eau à travers le barrage et ses fondations impliquent l'effet de la force d'infiltration sur l'érosion interne du sol, la stabilité des pentes du barrage et le transport du sol en aval.

Ces infiltrations se manifestent souvent par des montées de pressions interstitielles, des débits de fuite et des problèmes d'érosion interne induits par des gradients hydrauliques dépassant ceux critiques des matériaux (Bonelli et al. 2005).

En utilisant la théorie de l'écoulement à travers des milieux poreux, la distribution de la pression interstitielle et la quantité d'eau s'infiltrant à travers un barrage en terre et sa fondation peuvent être estimées. Cette théorie est l'un des mécanismes les plus utiles dont dispose l'ingénieur. La distribution calculée de la pression interstitielle de l'eau est appliquée pour étudier la stabilité contre la rupture par cisaillement et elle est également parfois utilisée pour analyser le gradient hydraulique au point de décharge d'infiltration, ce qui donne une idée approximative du potentiel de la conduite (Sherard et al. 1963).

6.3.2 La loi de Darcy pour l'écoulement dans les milieux poreux

En 1856, Darcy a mené une expérience en laboratoire pour montrer que la vitesse d'écoulement de l'eau à travers le milieu poreux est proportionnelle au gradient hydraulique (Smith 2006).

$$V = ki \quad (III.1)$$

$$Q = VA \quad (III.2)$$

$$Q = kiA \quad (III.3)$$

Où :

v : vitesse d'écoulement,

k : coefficient de perméabilité de Darcy,

i: gradient hydraulique

Q: Débit d'infiltration,

A: aire transversale d'écoulement,

6.3.3 Équation de Laplace

L'équation de Laplace est une formule mathématique appliquée comme fonction de base des méthodes d'analyse des infiltrations. La description de l'équation de Laplace pour l'écoulement de l'eau à travers les milieux poreux est que l'écoulement de l'eau dans les sols correspond à un flux de chaleur à l'état stationnaire et à un flux de courant dans des conducteurs homogènes (Budhu 2007).

La forme de l'équation de Laplace, connue sous le nom d'équation de continuité, pour l'écoulement bidimensionnel de l'eau à l'état stationnaire à travers les sols, est décrite par :

$$\frac{\partial}{\partial X} \left(K_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) = 0 \quad (\text{III.4})$$

Où :

H_{eau} : La charge d'eau,

K_x et K_y : coefficients de perméabilité dans les directions X et Y,

Le développement de l'équation de Laplace repose sur plusieurs hypothèses qui sont :

- La loi de Darcy est applicable,
- La strate de sol perméable homogène est saturée,
- L'eau et le sol sont incompressibles,
- Aucun changement de volume n'a lieu,

Ainsi, dans un sol isotrope $K_x = K_y$, l'équation de Laplace devient

$$\frac{\partial H^2}{\partial X^2} + \frac{\partial H^2}{\partial y^2} = 0 \quad (\text{III.5})$$

Toute solution d'équation différentielle nécessite la connaissance des conditions aux limites. Par conséquent, en raison de la complexité des conditions aux limites de la plupart des structures réelles, il est difficile d'obtenir la solution de forme fermée. De plus, pour obtenir des solutions approximatives, les méthodes approximatives devraient être utilisées, y compris une méthode approximative d'écoulement net, des modèles physiques et des méthodes numériques telles que les différences finies, les éléments finis et les éléments aux limites (Budhu 2007).

6.3.4 Méthode approximative des lignes écoulements

L'écoulement de l'eau à travers la fondation du barrage et l'énergie d'écoulement peuvent être représentés par les deux lignes de courbe orthogonales, qui sont des lignes d'écoulement et des lignes équipotentiels, appelées filets d'écoulement, voir (figure III.9). Les réseaux d'écoulement sont l'une des méthodes les plus acceptables et les plus utiles pour résoudre l'équation de Laplace de continuité (USACOE 1993). Les lignes d'écoulement représentent le déplacement des particules d'eau à travers le sol perméable du réservoir amont au côté aval. Les lignes équipotentiels sont les lignes le long desquelles l'énergie disponible pour induire l'écoulement est la même, ou la charge potentielle en tous points est égale (Das 2010).

Pour un sol isotrope, l'infiltration peut être calculée à partir des lignes écoulement comme suit :

$$q = K H_{df} \left(\frac{N_f}{N_d} \right) \quad (\text{III.6})$$

Où :

q : est le taux d'infiltration par unité de longueur,

K : est le coefficient de perméabilité,

H_{df} : est la différence de hauteur d'eau entre les côtés amont et aval,

N_f : Nombre de tube de courant,

N_d : nombre des lignes équipotentielles,

Pour tenir compte des infiltrations pour un sol anisotrope, le filet d'écoulement doit être modifié en ce qui concerne la conductivité hydraulique car l'équation de Laplace satisfait le sol isotrope.

$$q = \sqrt{k_x + k_y} H_{df} \left(\frac{N_f}{N_d} \right) \quad (\text{III.7})$$

Où :

$K_x = K_y$ coefficients de perméabilité dans les directions X et Y.

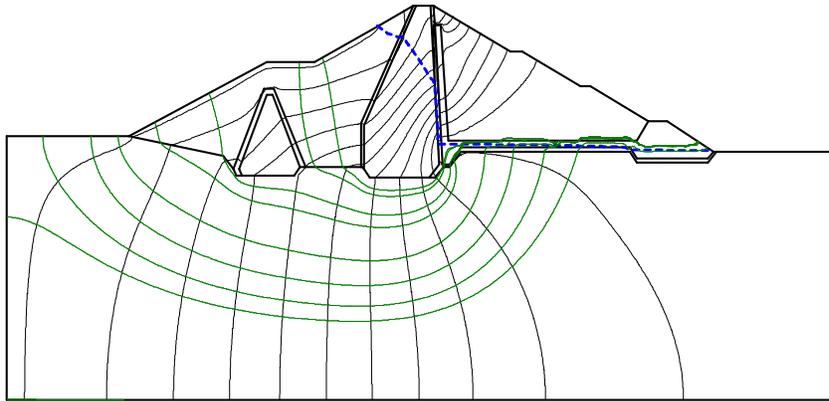


Figure III.9 Schématisation des lignes d'écoulements des infiltrations au niveau du barrage El izdihar.

6.3.5 Méthodes numériques

La modélisation est l'une des méthodes les plus approximatives largement utilisées pour résoudre l'équation de Laplace dans des conditions d'écoulement complexes. Les méthodes les plus courantes qui peuvent être utilisées pour la modélisation en flux à une, deux ou trois dimensions sont les méthodes aux différences finies et aux éléments finis (Al-labban 2007).

7 Modélisation numérique pour l'optimisation des paramètres conceptuels du voile d'injection du barrage

7.1 Paramètres d'influence sur la performance du voile d'injection

Dans l'objectif d'analyser l'efficacité de l'écran d'injection qui est utilisé pour la maîtrise des infiltrations dans les fondations du barrage El izdihar, une analyse numérique paramétrée des infiltrations, en régime permanent, a été engagée à l'aide du code de calcul SEEP/W. Les propriétés

géométriques et mécaniques du barrage d'El izdihar sont utilisées pour les modèles. Pour cette fin, les facteurs affectant la performance du rideau d'injection ont été intégrés dans la modélisation en vue de l'optimisation des paramètres conceptuels. Ces paramètres prennent en compte simultanément la position, l'inclinaison, la profondeur, le nombre et l'espacement des rideaux. Aussi, et tenant compte de la conjugaison de l'injection et du drainage pour la maîtrise des critères liés aux infiltrations dans les fondations du barrage, des cas de modélisation relatifs aux dimensions du drainage, de la profondeur et de la perméabilité du voile ont été traités. L'analyse comparative s'est basée sur l'évolution des pressions interstitielles, des débits et des gradients hydrauliques en fonction des variations des procédés conceptuels des injections et des drainages.

7.2 Caractérisation des paramètres d'influence et cas de modélisation traités

7.2.1 Profondeur et position du voile d'injection

Pour évaluer l'effet de la profondeur et position du rideau d'injection, différentes profondeurs et positions ont été considérés.

- Rapports R entre la profondeur du rideau d'injection et la hauteur du noyau central du barrage $R = D/H = 0.25, 0.5, 0.75$ et 1,
- Positions amont, aval et centrale du voile d'injection.

7.2.2 Inclinaison du voile d'injection

Le jugement sur la profondeur optimisée du voile dans le premier cas de modélisation ($D=60m$) a permis de lancer une seconde série d'analyse relative à l'influence de l'inclinaison du voile par rapport à la verticale. Les angles d'inclinaison du voile considérés varient sur une plage allant de 50° à 130° .

7.2.3 Couplage de plusieurs voiles d'injection

Tenant compte de l'effet de la pression d'injection et la vulnérabilité des sols de fondations par rapport à la fracturation, l'effet du nombre de voile a été analysé. Cet effet a été combiné avec l'influence du rapport R entre la profondeur du rideau d'injection et la hauteur du noyau central du barrage ainsi qu'une analyse combinée également avec la profondeur optimisée.

7.2.4 Espacement entre couple de rideaux

L'ensemble des investigations et cas de modélisation antérieurs ont été suivis d'une série de modélisation intégrant l'espacement entre rideaux. Cet espacement est relatif à des rideaux implantés sous le noyau du barrage.

La figure III.10 illustre les différents cas de modélisation traités en fonction des paramètres d'influence.

7.2.5 Conjugaison du voile d'injection avec un drainage horizontal

Afin d'étudier l'effet de la géométrie du drainage horizontal aval avec la combinaison du voile d'injection, une analyse a été menée avec la considération de la longueur du drainage variant de 0 à 150m. Cette analyse a considéré également l'effet de la profondeur du voile d'injection. La figure III.10 illustrent schématiquement l'ensemble des cas traités lors de la modélisation.

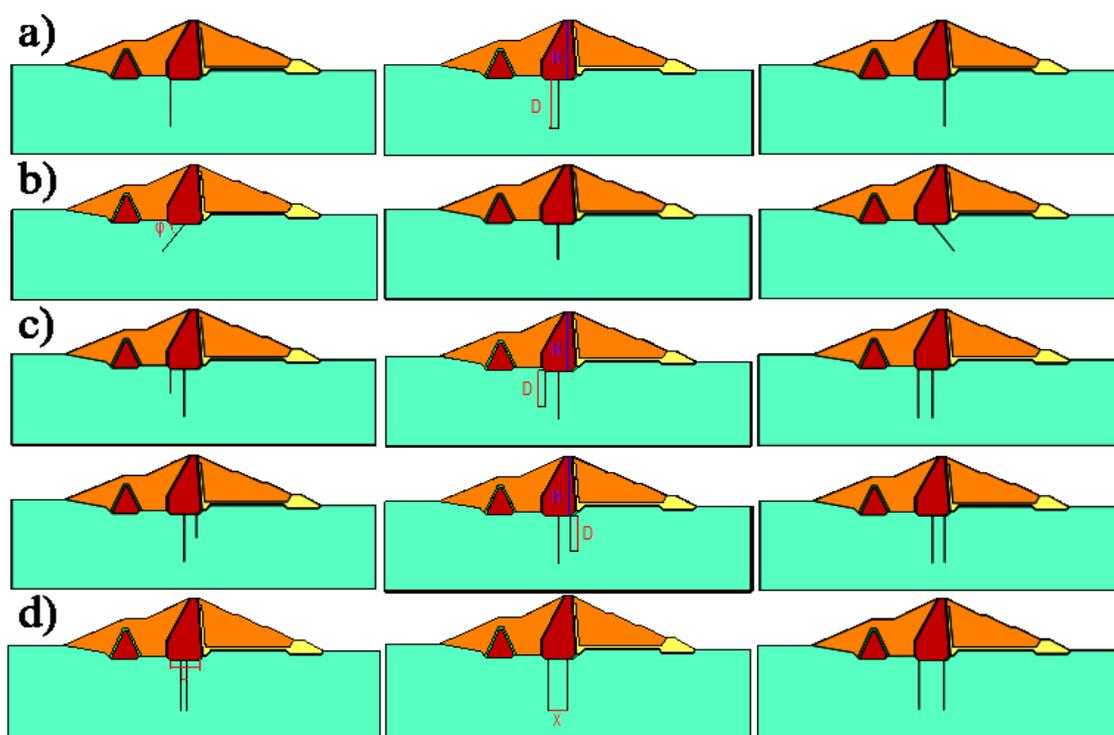


Figure III.10 Résumé des cas étudiés par modélisation : (a) Positions et profondeurs des rideaux d'injection, (b) Angles d'inclinaison du rideau d'injection, (c) Nombre de rideaux d'injection.

Le tableau III.2 présente les paramètres de modélisation où H est la hauteur du noyau du barrage, D la profondeur du voile d'injection et L la longueur du drainage aval horizontal.

Tableau III.2 Paramètres géométriques des modèles d'analyse.

Cas de modélisation	1	2	3	4
D/H	0.25	0.50	0.75	1
L_{Drain} (m)	0	50	100	150

8. Implémentation du modèle numérique

8.1 Le code de calcul SEEP / W

8.1.1 Description

L'analyse par éléments finis dans SEEP / W présente plusieurs avantages par rapport aux autres approches de modélisation. L'un des avantages les plus importants de SEEP / W est la capacité à exécuter une analyse en conditions non saturées aisément. SEEP / W peut également modifier l'anisotropie hydraulique des matériaux plutôt que de supposer qu'ils sont isotropes ou que l'anisotropie peut être reproduite à l'aide d'un modèle multicouche. Dans SEEP / W, on contrôle les trois parties principales de l'analyse par éléments finis : dessin de la géométrie et discrétisation du maillage, saisie des propriétés du matériau et spécification des conditions aux limites. Le modèle axisymétrique dans SEEP / W est idéal pour l'étalonnage car il peut simuler une analyse en 3D en faisant pivoter l'analyse 2D résultante autour de l'axe $x = 0$ (Geoslope 2012).



Figure III.11 Modèles d'analyse dans le programme Geostudio.

8.1.2 Modèles de matériaux en SEEP / W

Dans le code de calcul, les modèles matériaux implémentés se résument ainsi :

- a) Aucun (utilisé pour supprimer une partie d'un modèle dans une analyse)
- b) Modèle saturé / non saturé
 - Fonction de conductivité hydraulique, rapport et direction,
 - Fonction de teneur en eau,
 - Fonction de conductivité de l'air (uniquement si AIR / W ajouté).
- c) Modèle uniquement saturé
 - Conductivité hydraulique saturée (K_{sat}), rapport et direction,

- Teneur en eau saturée,
- Coefficient de compressibilité volumique (M_v),
- Conductivité de l'air réglée à zéro (uniquement si AIR / W ajouté).

d) Modèle d'interface

- Conductivité hydraulique normale et tangente,
- Conductivité de l'air (uniquement si AIR / W ajouté).

8.1.3 Méthode d'estimation

GeoStudio fournit plusieurs fonctions de teneur en eau « typiques » pour différents types de sols. La figure III.12 donne quelques exemples de fonctions y afférentes dans Geo-Studio.

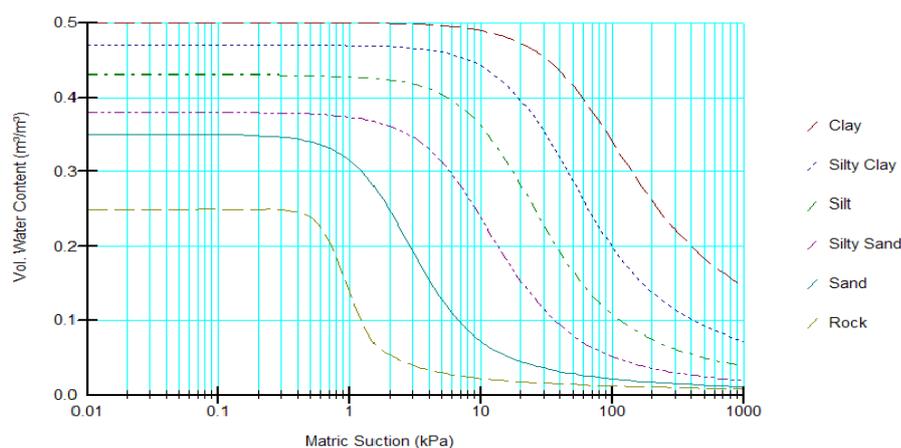


Figure III.12 Exemples de fonctions dans GeoStudio.

8.1.4 Conductivité hydraulique

La capacité d'un sol à transporter ou à mener de l'eau dans des conditions saturées et insaturées est reflétée par la fonction de conductivité hydraulique. Dans un sol saturé, tous les espaces poreux entre les particules solides sont remplis d'eau. Une fois la valeur d'entrée d'air dépassée, l'air entre dans les plus grands pores et les pores remplis d'air deviennent des conduits non conducteurs pour s'écouler et augmenter la tortuosité du trajet d'écoulement. SEEP / W a des méthodes prédictives intégrées pouvant être utilisées pour estimer la fonction de conductivité hydraulique une fois la fonction de teneur en eau spécifiée.

8.1.5 Types d'analyses en SEEP/W

a) Analyse en régime permanent

Dans une analyse en régime permanent, il existe deux choix de conditions aux limites : une pression constante (ou tête) et un débit constant. Pour des raisons de commodité, le débit de flux peut être spécifié comme un flux nodal total ou un flux unitaire appliqué à un bord d'élément, mais le résultat final appliqué aux équations est identique. Il s'agit soit d'une pression connue à ce stade,

soit d'un flux entrant ou sortant d'eau continu. Quelques autres caractéristiques de condition aux limites ont été ajoutées à l'analyse pour aider à modéliser différents scénarios de la vie réelle tels que les faces d'infiltration, mais ce ne sont que des façons différentes de dire au modèle comment trouver une valeur de limite H ou Q à mettre dans l'équation solveur.

b) Analyse en régime transitoire

Une analyse transitoire par définition signifie une analyse en constante évolution. Elle considère le temps que met le sol pour répondre aux conditions aux limites de l'utilisateur. Des exemples d'analyses transitoires comprennent la prévision du temps qu'il faut au corps d'un barrage pour « s'humidifier » lorsque le réservoir se remplit rapidement, ou prédire où l'infiltration sortira de la face d'un barrage si un événement de fortes pluies est appliqué sur la surface du sol.

8.2 Discrétisation de la géométrie du barrage

Lors de la modélisation du problème d'infiltration du barrage en terre, le barrage peut être analysé avec un modèle 2D. Le modèle se situe entre $X_{\min} = 0$ et $X_{\max} = 490$ m dans le sens horizontal, tandis que dans le sens vertical il se situe entre $Y_{\min} = 0$ et $Y_{\max} = 200$ m. La limite droite et gauche peut être prise à 70 m de l'amont et du pied aval du barrage. Le cas peut être modélisé avec un modèle géométrique dans lequel le sol de fondation est modélisé à une profondeur de 100 m. De plus, pour définir les conditions aux limites, les fixités standard peuvent être utilisées.

8.3 Modèle géométrique du barrage

Dans le programme SEEP /W 2D, avec la création d'un modèle de géométrie, la génération d'un modèle d'éléments finis s'active. Le modèle géométrique contient des points, des lignes et des clusters. L'outil ligne de géométrie peut être utilisé pour compléter le modèle de géométrie. La figure III.13 et III.14 présentent respectivement le modèle géométrique du barrage El Izdihar discrétisé ainsi que la génération du maillage en élément finis.

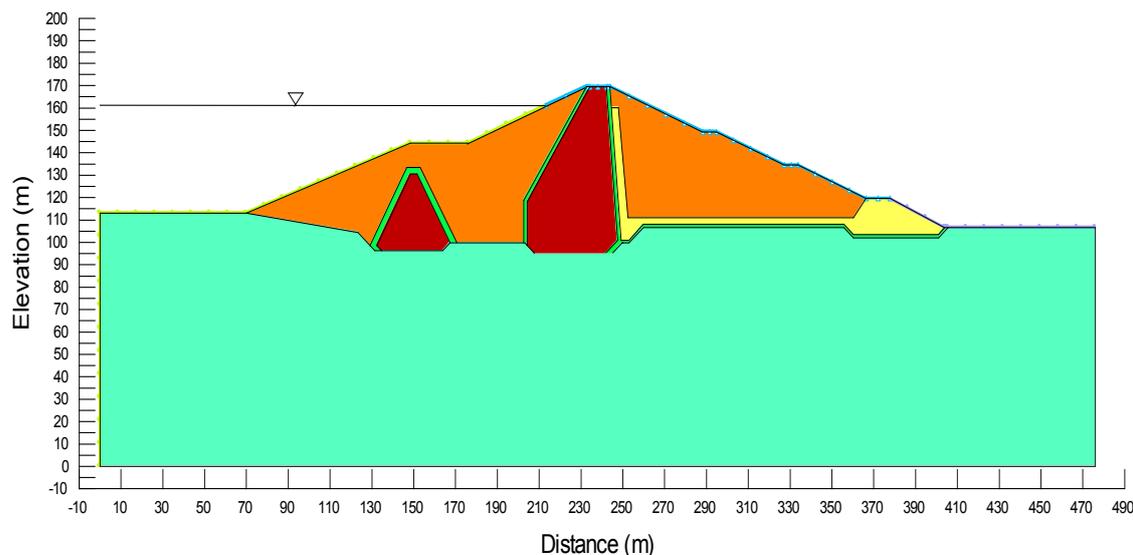


Figure III.13 Implémentation du modèle géométrique du barrage El Izdihar.

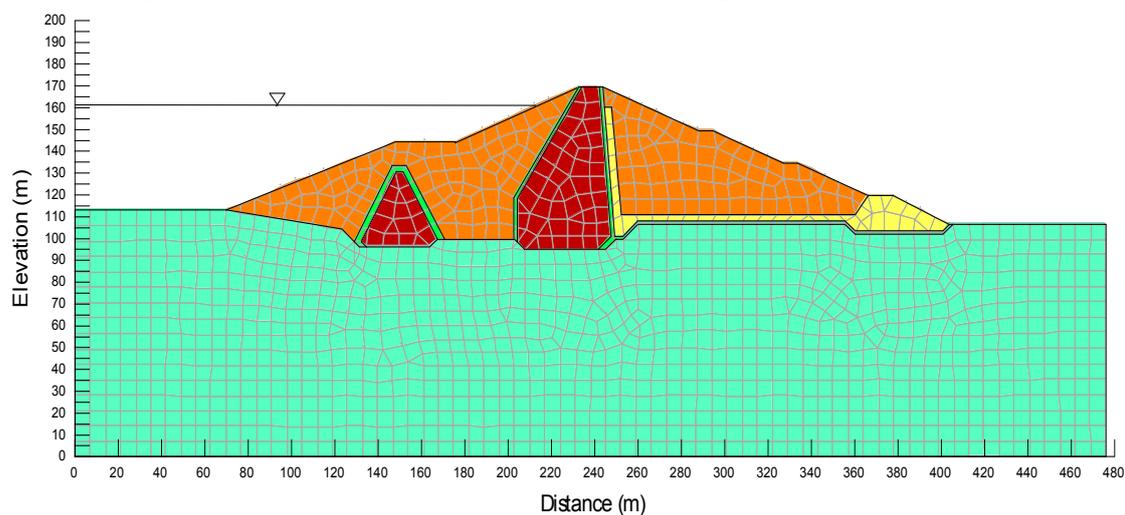


Figure III.14 Discrétisation du maillage du barrage El izdihar en éléments finis.

8.4 Conditions aux limites

SEEP / W est formulé pour s'adapter à un très large éventail de conditions aux limites. Dans une analyse en régime permanent, toutes les conditions aux limites sont soit des têtes fixes (ou pression), soit des valeurs de flux fixes.

- Le niveau d'eau est considéré égal au niveau d'eau normal (50 m), tandis qu'en aval, le niveau d'eau est à la surface de la fondation, comme le montre la figure III.15,
- En termes de coefficient de perméabilité du rideau d'injection, ce dernier est considéré imperméable pour tenir compte de son efficacité pour réduire les infiltrations,

- En mode d'écoulement SEEP / W, Le modèle Van Genuchten est utilisé pour la modélisation d'écoulement confiné.

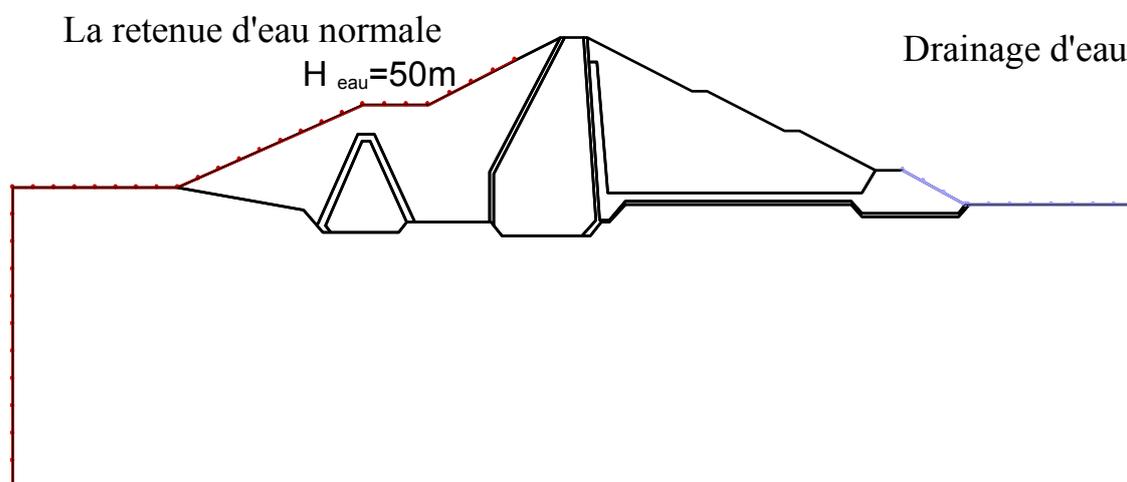


Figure III.15 Conditions aux limites du modèle.

8.5 Evaluation de la fiabilité du maillage

Avant de débiter la modélisation du barrage dans les différents cas à traiter, un test a été réalisé pour l'ajustement du maillage selon la précision souhaitée. Le paramètre sur la base duquel cet essai a été réalisé est le gradient hydraulique. La figure III.16 illustre la variation de l'erreur relative ER en fonction du nombre d'éléments du maillage utilisés pour la modélisation.

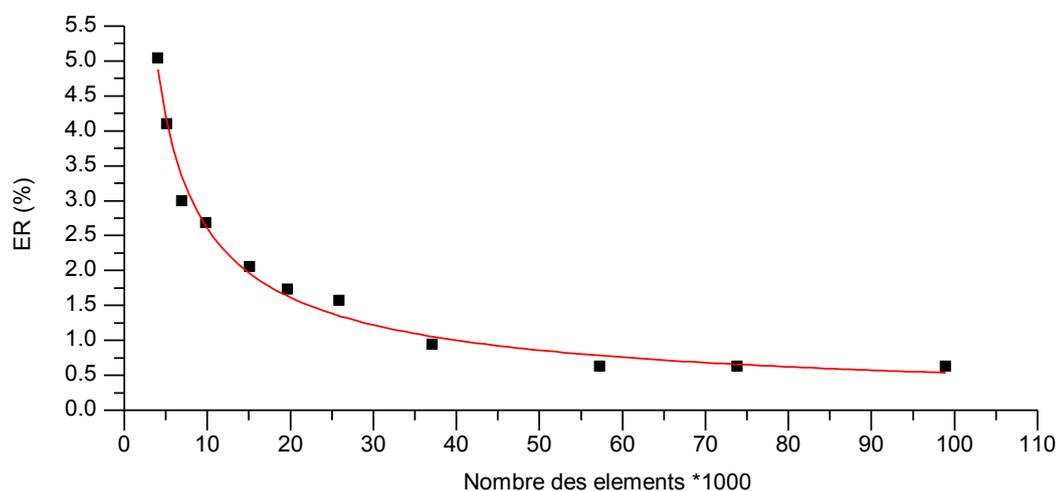


Figure III.16 Erreur relative pour le nombre optimal des éléments en simulation numérique.

La figure III.16 montre que lorsque le nombre d'éléments augmente jusqu'à 57 227 mailles, l'erreur relative RE est devenue inférieure à 1%. L'erreur relative est presque constante lorsque le nombre d'éléments est compris entre 57 227 et 98 945. Par conséquent, ce nombre d'éléments est sélectionné pour la modélisation numérique.

9 Conclusion

La complexité des procédés d'injection et de drainage dans les barrages, tant sur le plan conceptuel que sur le plan de la mise en œuvre, l'aspect onéreux des opérations de traitement des fondations exigent des critères conceptuels optimisés avant le choix définitif des solutions. La modélisation peut être d'un grand apport pour l'atteinte de cet objectif à incidence financière et sécuritaires. L'analyse d'une telle situation implique obligatoirement l'implémentation d'une exploration multicritère de toute solution technique plausible.

De multiples paramètres influencent l'efficacité et les performances des rideaux d'injection combinés aux drainages. La profondeur, la position, le nombre, l'inclinaison et l'espacement des rideaux, les caractéristiques du coulis d'injection en l'occurrence sa perméabilité ainsi que la géométrie des drainages sont les paramètres fondamentaux à considérer pour l'analyse de la faisabilité technique et financière de ces procédés en relation avec les critères sécuritaires à satisfaire.

CHAPITRE IV

ANALYSE MULTICRITERE DE LA PERFORMANCE DES PROCEDES D'INJECTION DES FONDATIONS DU BARRAGE EL IZDIHAR

1 Choix de la combinaison des paramètres de l'analyse multicritère

Les fondations d'un barrage représentent l'élément le plus complexe d'un aménagement hydraulique et c'est aussi l'une des composantes les plus importantes en ce qui a trait à la sécurité de l'ouvrage.

Les fondations de tout barrage, qu'il soit existant, en construction ou en projet, sont une composante structurale critique et requièrent une attention particulière tout au long de son existence. Les fondations ont trois fonctions, celles de fournir la stabilité, de fournir la rigidité suffisante pour limiter les déformations de façon à maintenir un comportement acceptable sous les charges du barrage et des forces agissantes sur lui, et de contrôler les infiltrations, à la fois au niveau des débits, par une étanchéité adéquate et principalement, au niveau des sous-pressions et des contraintes d'érosion, par un bon arrangement de filtres et de drains. Si une de ces fonctions n'est que marginalement rencontrée, le comportement du barrage peut être affecté, à l'extrême le barrage peut devenir non sécuritaire voire subir une rupture. Les conditions de fondations d'un site deviennent un facteur déterminant dans le choix du type de barrage. L'analyse appropriée de ces facteurs fournit la meilleure assurance du succès complet du projet (CIGB 2005).

La qualité des sols de fondations des barrages n'est jamais parfaite et peut ne pas répondre aux critères conceptuels et de sécurité désirée. Ces derniers requièrent souvent des procédés d'amélioration de leurs caractéristiques hydrauliques (étanchéité) et mécaniques (résistance). Ces procédés se traduisent par les injections et les drainages. Ils visent la maîtrise, sous des seuils admissibles, des paramètres relatifs aux infiltrations dans les fondations à savoir les débits de fuite, les sous pressions et les gradients hydrauliques.

Le cas du barrage El Izdihar a été sélectionné pour notre thématique de recherche. La spécificité de la géologie de ses fondations et de son voile d'injection, les désordres enregistrés au niveau des fondations lors du remplissage du réservoir ainsi que les multiples interventions de réhabilitation du rideau d'injection ont constitué les principaux critères ayant motivé ce travail.

L'objectif de la recherche vise, en première étape, une analyse multicritère des choix conceptuels en fonction des paramètres d'influence sur la performance des voiles d'injection afin de les optimiser. Dans une seconde étape, l'influence des drainages combinés avec les injections a été traitée. Le tableau IV.1 récapitule l'ensemble des situations de l'analyse paramétrée. L'analyse a été orientée en fonction des estimations des paramètres caractérisant les infiltrations dans les fondations du barrage : pressions interstitielles, débits d'écoulement et gradients hydrauliques.

Tableau IV.1 Synthèse des situations de modélisation de l'analyse paramétrée.

Paramètres d'influence	Critères de l'analyse paramétrée
Traitement des fondations par injections	
Profondeur du rideau	D/H = 0.25, D/H= 0.50, D/H= 0.75 et D/H= 1 D : profondeur du voile, H : hauteur du noyau
Position du rideau	Amont noyau, axe noyau et aval noyau avec D/H=1 D/H = 0.25, D/H= 0.50, D/H= 0.75 et D/H= 1
Angle d'inclinaison du rideau	Angle d'inclinaison de 50 à 130° avec des pas de 10° D/H = 0.75 et position centrale
Nombre de rideaux	Couple de rideaux amont et axe noyau Couple de rideaux axe et aval noyau
Espacement entre rideaux	X/L _N = 0.2, X/L _N = 0.4, X/L _N = 0.6, X/L _N = 0.8 et X/L _N = 1 L _N : largeur en base du noyau X : espacement entre voiles
Traitement combiné par injections et drainages	
Profondeur du rideau / longueur du drainage	D/H = 0.25, D/H= 0.50, D/H= 0.75 et D/H= 1 L _{drain} = 0, 50, 100 et 150 m
Perméabilité du rideau	K= 10 ⁻³ m/s, K= 10 ⁻⁵ m/s, K= 10 ⁻⁷ m/s et K= 10 ⁻⁹ m/s D/H = 1
Combinaison profondeur / perméabilité du rideau	K= 10 ⁻³ m/s, K= 10 ⁻⁵ m/s, K= 10 ⁻⁷ m/s et K= 10 ⁻⁹ m/s D/H = 0.25, D/H= 0.50, D/H= 0.75 et D/H= 1 K : perméabilité du voile
Combinaison perméabilité du Rideau /longueur du drainage	D/H= 0.75 K= 10 ⁻³ m/s, K= 10 ⁻⁵ m/s, K= 10 ⁻⁷ m/s et K= 10 ⁻⁹ m/s L _{drainage} = 0-150 m avec des pas de 50 m
Combinaison voile d'injection/Rideau de drainage	d/H = 0.25, d/H = 0.50, d/H = 0.75 et d/H = 1 D/H= 1, d : profondeur du voile de drainage

2 Mise en évidence de la nécessité du traitement des fondations du barrage El Izdihar

Dans un premier temps, une analyse des conditions d'écoulement sous le barrage sans traitement de ses fondations a été engagée. La figure IV.1 illustre une interface graphique des lignes

équipotentiels discrétisées sous le barrage d'El-izdihar sans traitement des fondations. Dans ce cas, le débit à travers la fondation du barrage est de $2,23.10^{-4} \text{ m}^2 / \text{s}$.

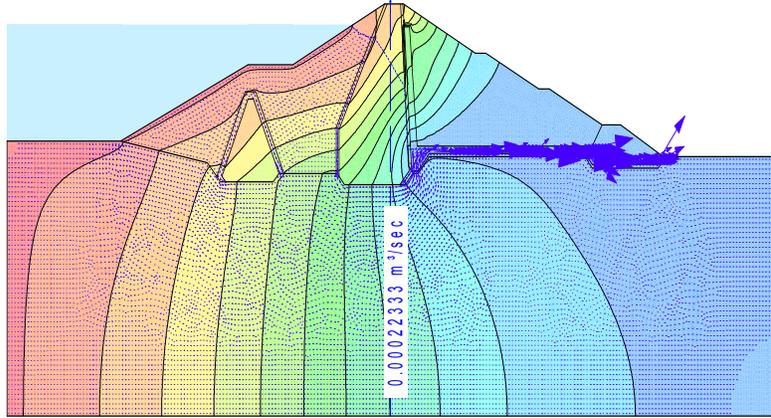


Figure IV.1 Développement des paramètres d'écoulement sans traitement des fondations

Charges d'eau et débit d'infiltration.

La figure IV.2 montre le réseau d'écoulement dans les fondations du barrage. Le gradient hydraulique est important entre l'amont et l'aval. Le gradient hydraulique, est d'autant plus important que les lignes équipotentiels sont relativement rapprochées et différence de niveau Δh est grande.

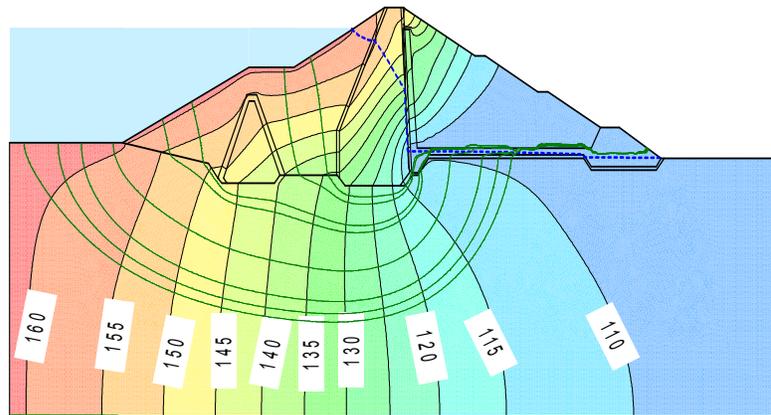


Figure IV.2 Développement des paramètres d'écoulement sans traitement des fondations

Réseau d'écoulement et valeur des charges hydrauliques totales.

La figure IV.3 représente la variation de la pression interstitielle sous le barrage, les valeurs maximales des pressions interstitielles se situent du côté d'amont sous le noyau central du barrage.

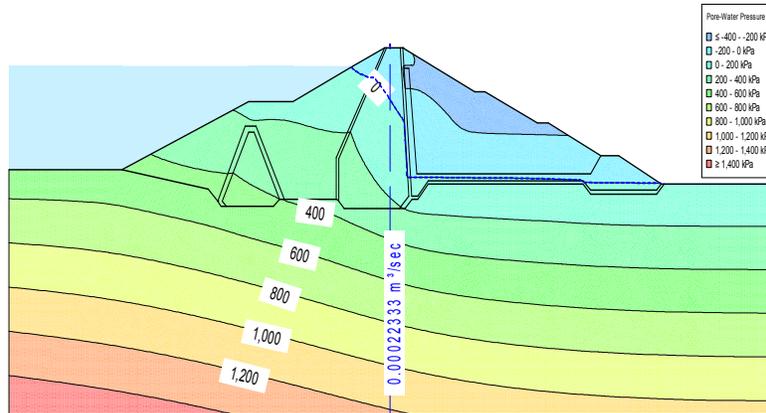


Figure IV.3 Développement des paramètres d'écoulement sans traitement des fondations
Evolution des pressions interstitielles.

Tableau IV.2 Paramètres maximaux des écoulements dans les fondations du barrage sans traitement.

Paramètres base du barrage	Max
Débit (m ² /s)	2,23.10 ⁻⁴
Gradient hydraulique	0.83
Vitesse (m/s)	7,67.10 ⁻⁶
Pression interstitielle (Kpa)	623.17

3 Analyse des paramètres influençant la performance des injections

3.1 Effet de la profondeur du rideau d'injection

L'effet de la position du rideau d'injection a été étudié en considérant trois positions, en amont, en aval et sur l'axe du noyau central du barrage. De plus, une variation de la profondeur du rideau d'injection a été considérée avec le rapport R entre la profondeur du rideau D et la hauteur du noyau central H respectivement, $R = D / H = 0.25, 0.5, 0.75$ et 1.

3.1.1 Analyse des charges hydrauliques

Les résultats, sous interface graphique de l'analyse, pour une charge amont de 50 m, sont représentés sur la figure IV.4. Le rapprochement de lignes équipotentielles est inversement proportionnel à la profondeur du rideau d'injection. Ceci s'explique par la décroissance des gradients hydrauliques lorsque la profondeur du rideau augmente. L'effet des longueurs d'écoulement est donc capital.

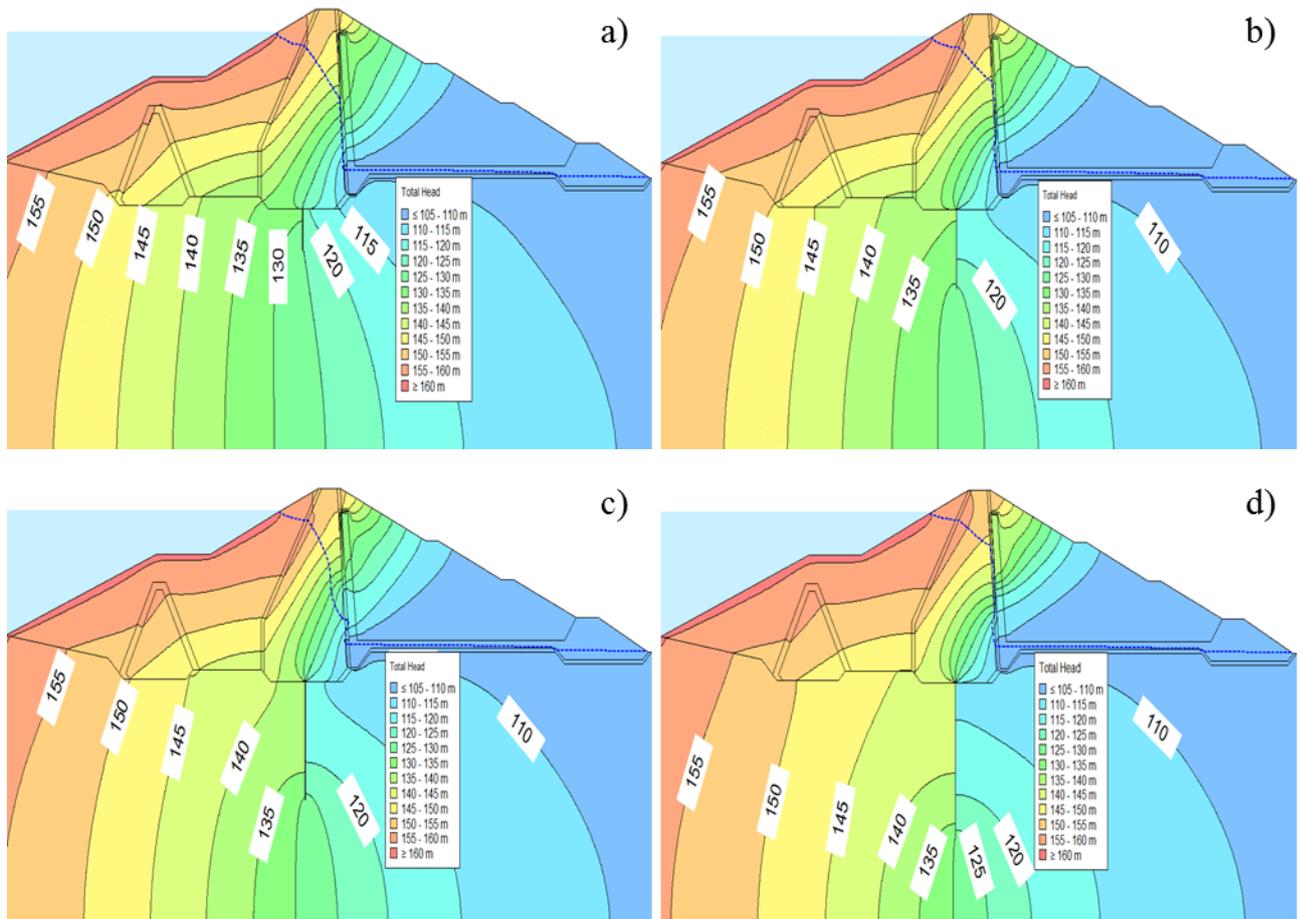
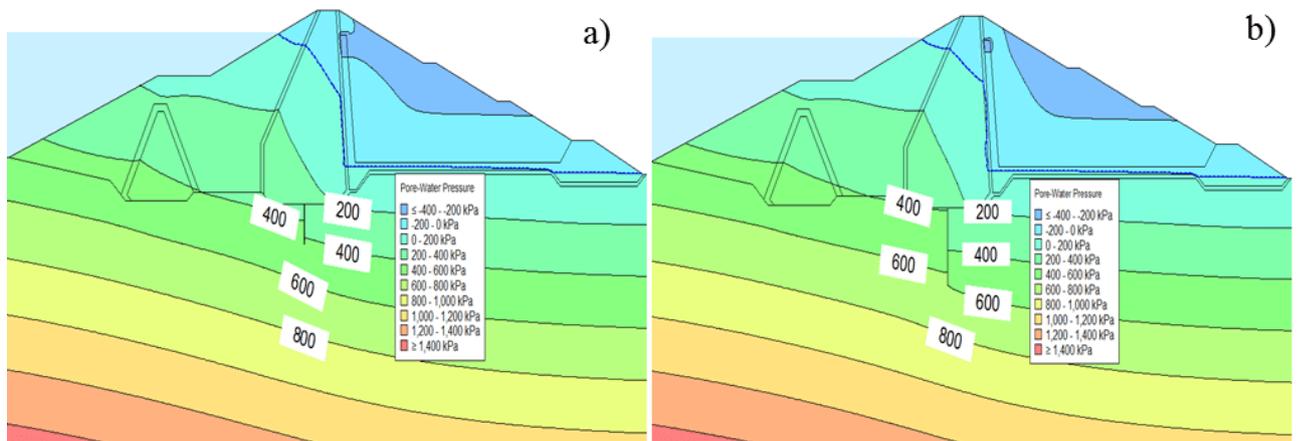


Figure IV.4 Evolution des charges hydrauliques et équipotentiels sous le barrage pour différentes profondeurs du rideau d'injection - a) $D/H = 0.25$, b) $D/H = 0.5$, c) $D/H = 0.75$, d) $D/H = 1$.

3.1.2 Analyse des pressions interstitielles

La figure IV.5 représente l'effet de profondeur du rideau d'injection sur l'évolution de la pression interstitielle.



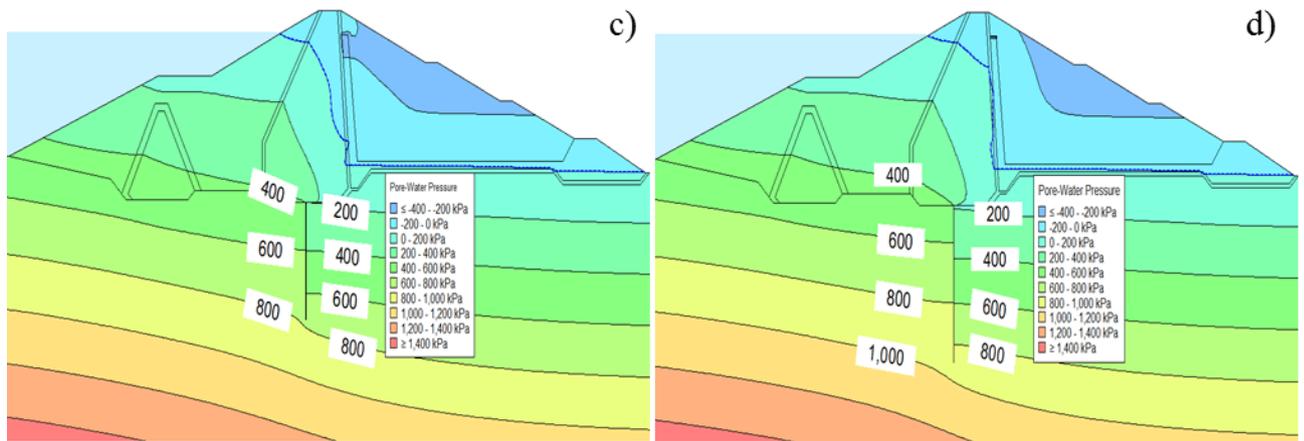
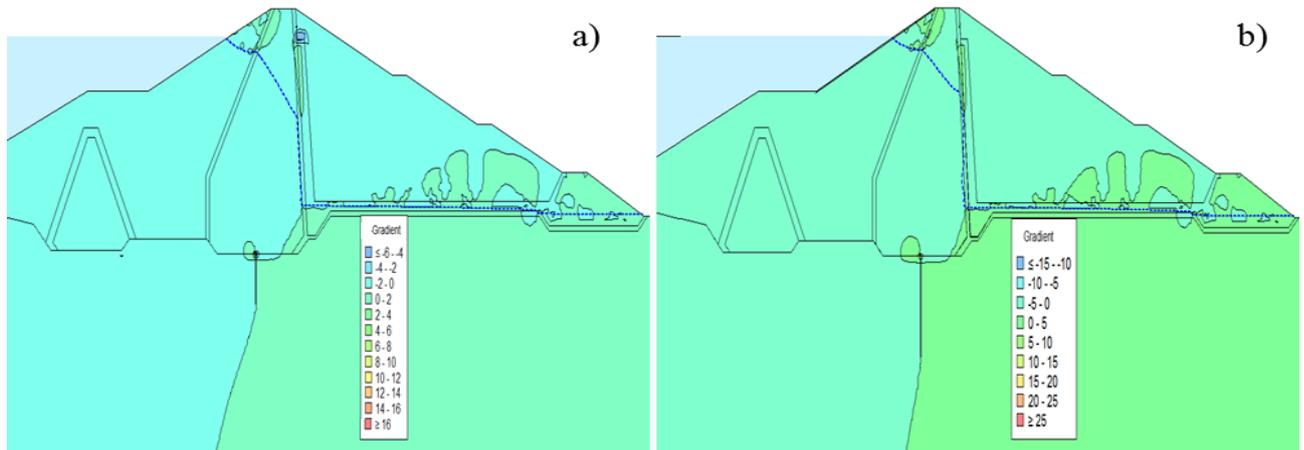


Figure IV.5 Evolution de la pression interstitielle dans les fondations du barrage pour différentes profondeurs du rideau d'injection - a) $D/H = 0.25$, b) $D/H = 0.5$, c) $D/H = 0.75$, d) $D/H = 1$.

A partir de la figure IV.5 ci-dessus, on peut déduire que la profondeur du rideau d'injection a une grande influence sur la diminution de la pression interstitielle, notamment dans la zone aval du rideau d'injection.

3.1.3 Analyse des gradients hydrauliques

La figure IV.6 représente l'effet de profondeur du rideau d'injection sur l'évolution du gradient hydraulique.



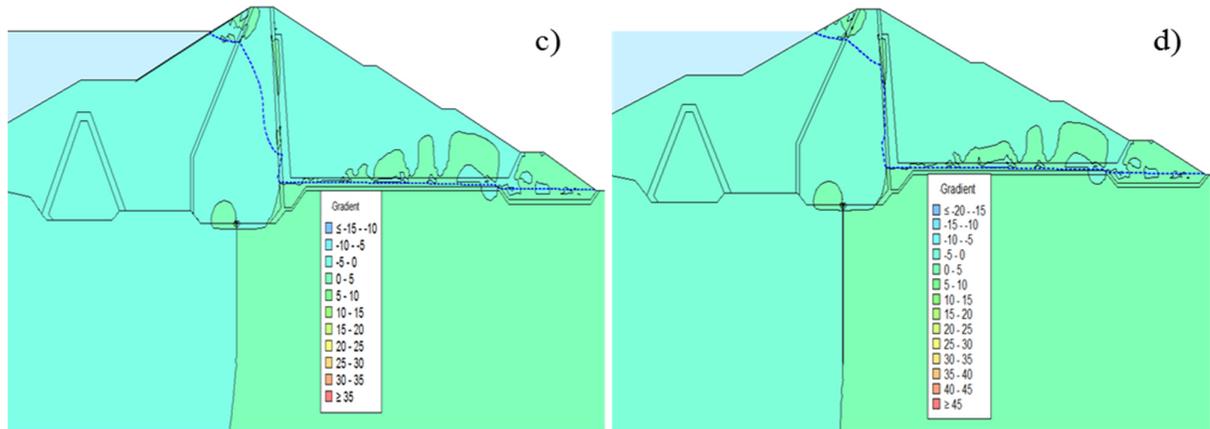


Figure IV.6 Evolution du gradient hydraulique dans les fondations du barrage pour différentes profondeurs du rideau d'injection - a) $D/H=0.25$, b) $D/H=0.5$, c) $D/H=0.75$, d) $D/H=1$.

3.1.4 Analyse des débits d'infiltrations

La figure IV.7 représente l'effet de profondeur du rideau d'injection sur l'évolution des débits d'infiltrations.

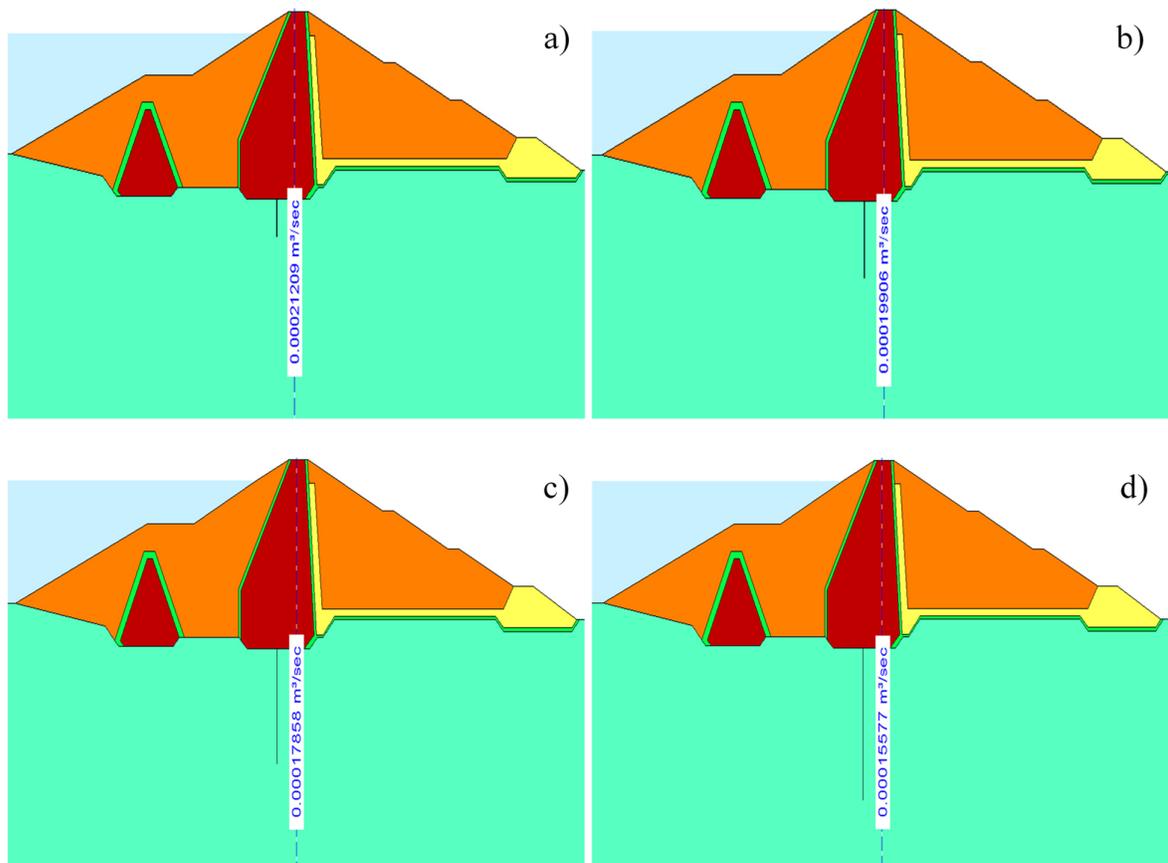


Figure IV.7 Evolution des débits d'infiltrations dans les fondations du barrage pour différentes profondeurs du rideau d'injection - a) $D/H=0.25$, b) $D/H=0.5$, c) $D/H=0.75$, d) $D/H=1$.

3.2 Effet de la combinaison de la position et de la profondeur du rideau d'injection

En tenant compte de la variation relative de la profondeur du rideau d'injection, trois positions d'implantation du rideau d'injection ont été analysées (position amont, centrale et aval) par rapport au noyau central du barrage.

3.2.1 Rideau dans la zone amont du noyau central

3.2.1.1 Analyse des charges hydrauliques

Le figure IV.8 donne l'évolution des charges hydrauliques dans les fondations du barrage.

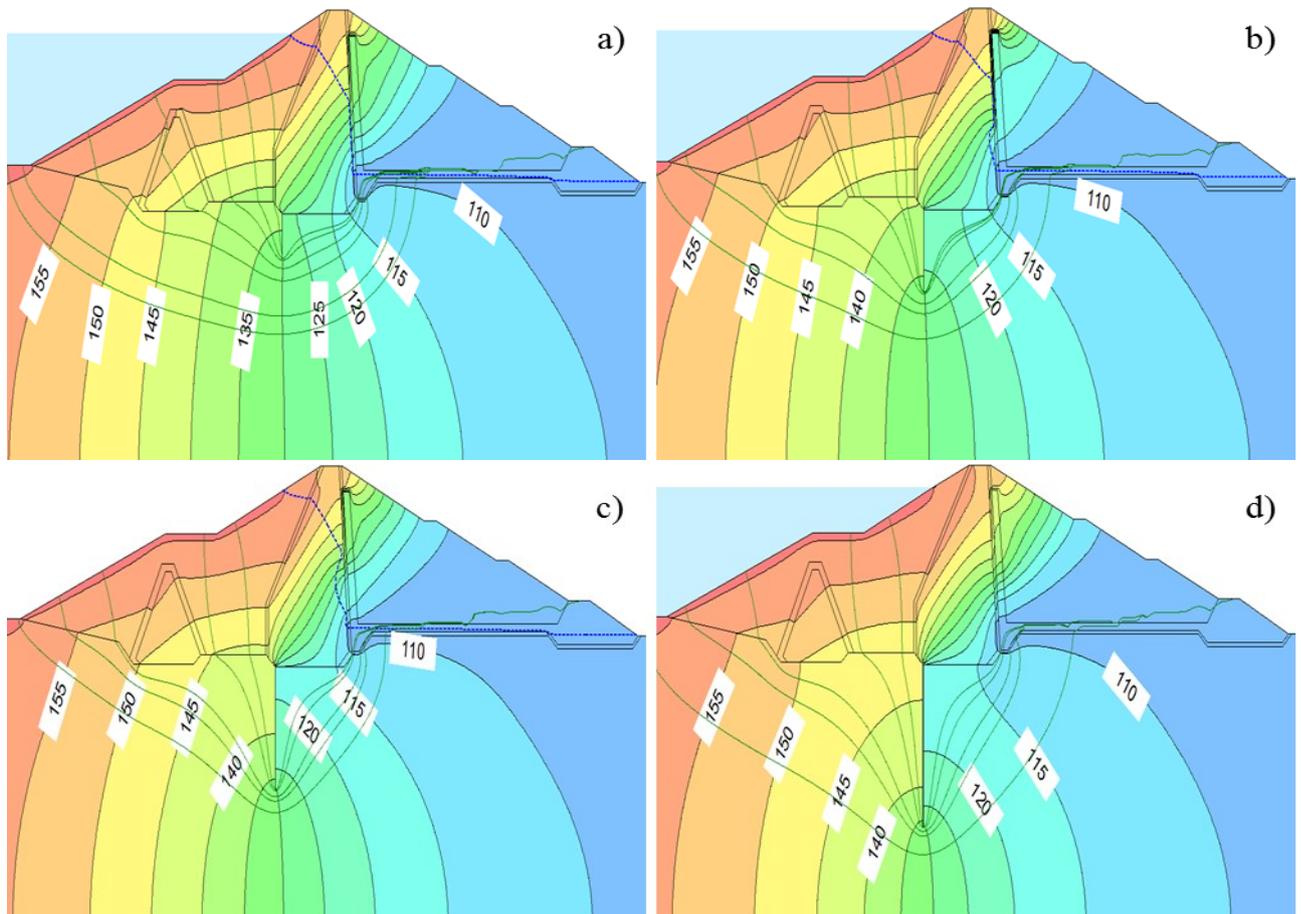


Figure IV.8 Evolution des charges hydrauliques dans les fondations du barrage

Rideau d'injection implanté à l'amont du noyau central.

a) $D/H=0.25$, b) $D/H=0.5$, c) $D/H=0.75$, d) $D/H=1$.

3.2.1.2 Analyse des pressions interstitielles

Le figure IV.9 donne l'évolution des pressions interstitielles dans les fondations du barrage.

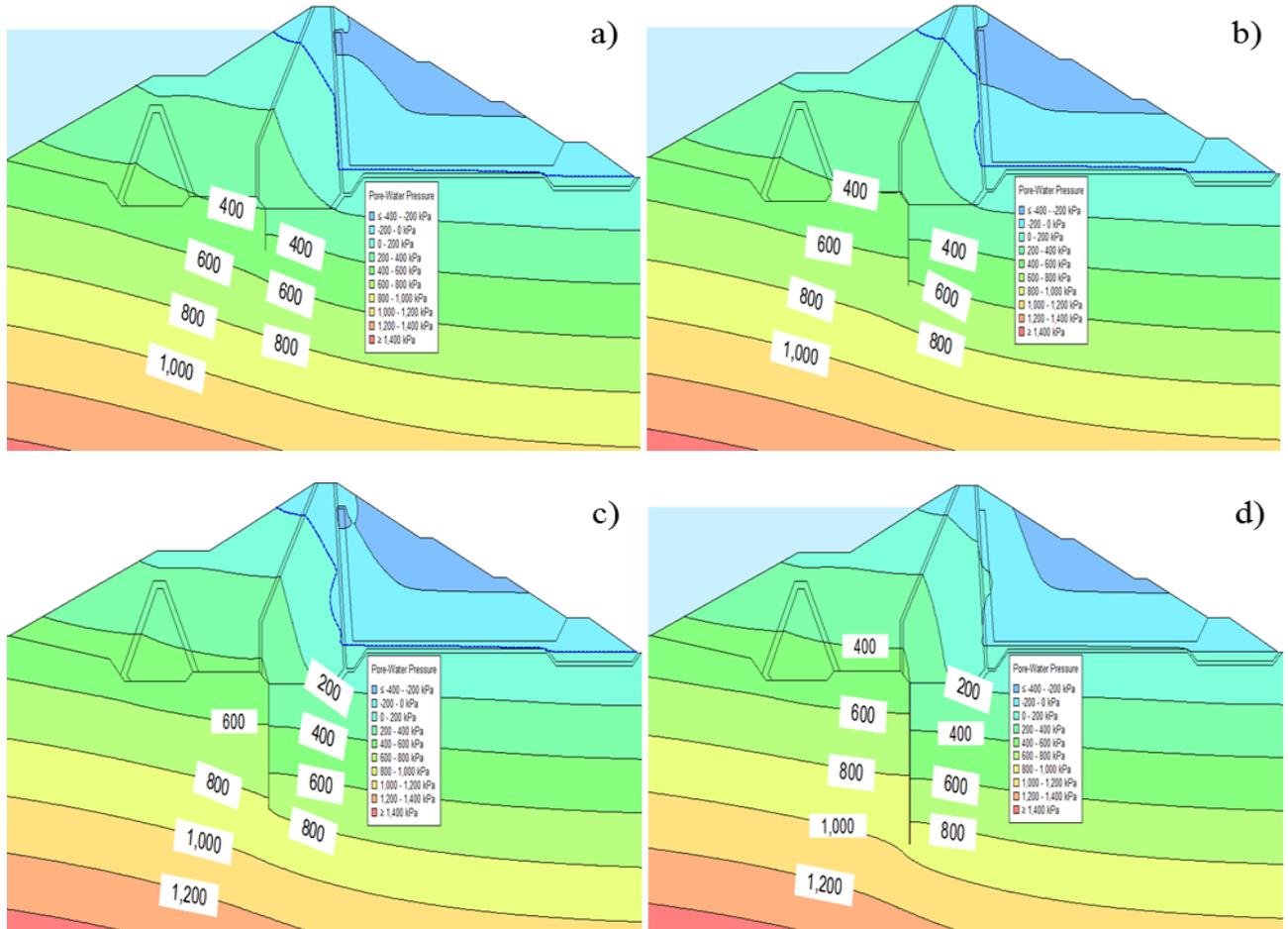
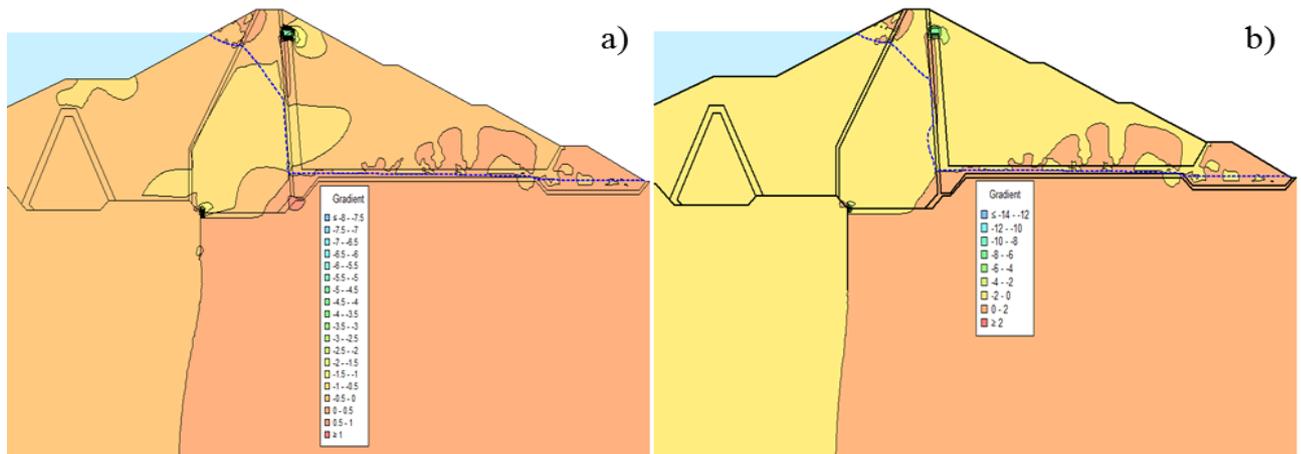


Figure IV.9 Evolution des pressions interstitielles dans les fondations du barrage Rideau d'injection implanté à l'amont du noyau central.
a) $D/H=0.25$, b) $D/H=0.5$, c) $D/H=0.75$, d) $D/H=1$.

3.2.1.3 Analyse des gradients hydrauliques

La figure IV.10 donne l'évolution des gradients hydrauliques dans les fondations du barrage.



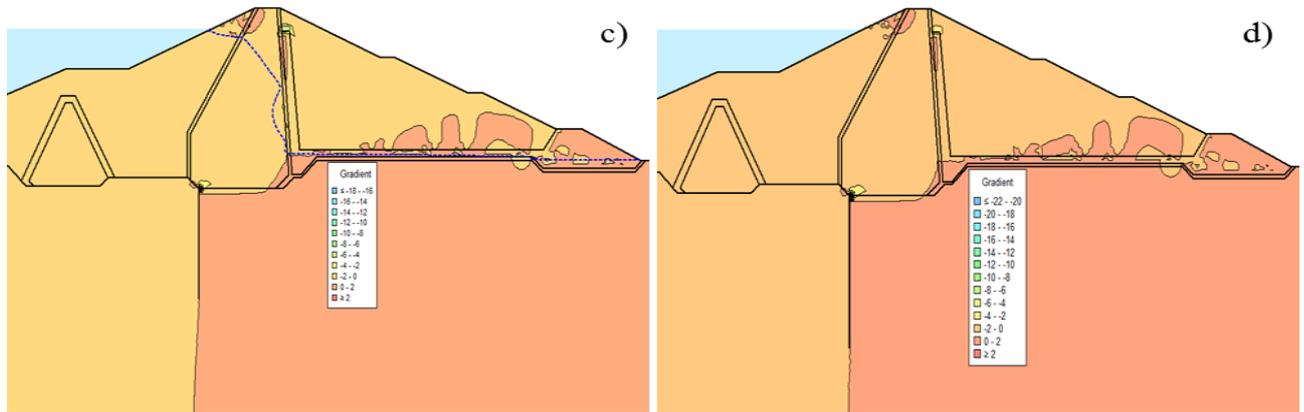


Figure IV.10 Evolution des gradients hydrauliques dans les fondations du barrage Rideau d'injection implanté à l'amont du noyau central.

a) $D/H=0.25$, b) $D/H=0.5$, c) $D/H=0.75$, d) $D/H=1$.

3.2.1.4 Analyse des débits d'infiltrations

Le figure IV.11 donne l'évolution des débits d'infiltrations dans les fondations du barrage.

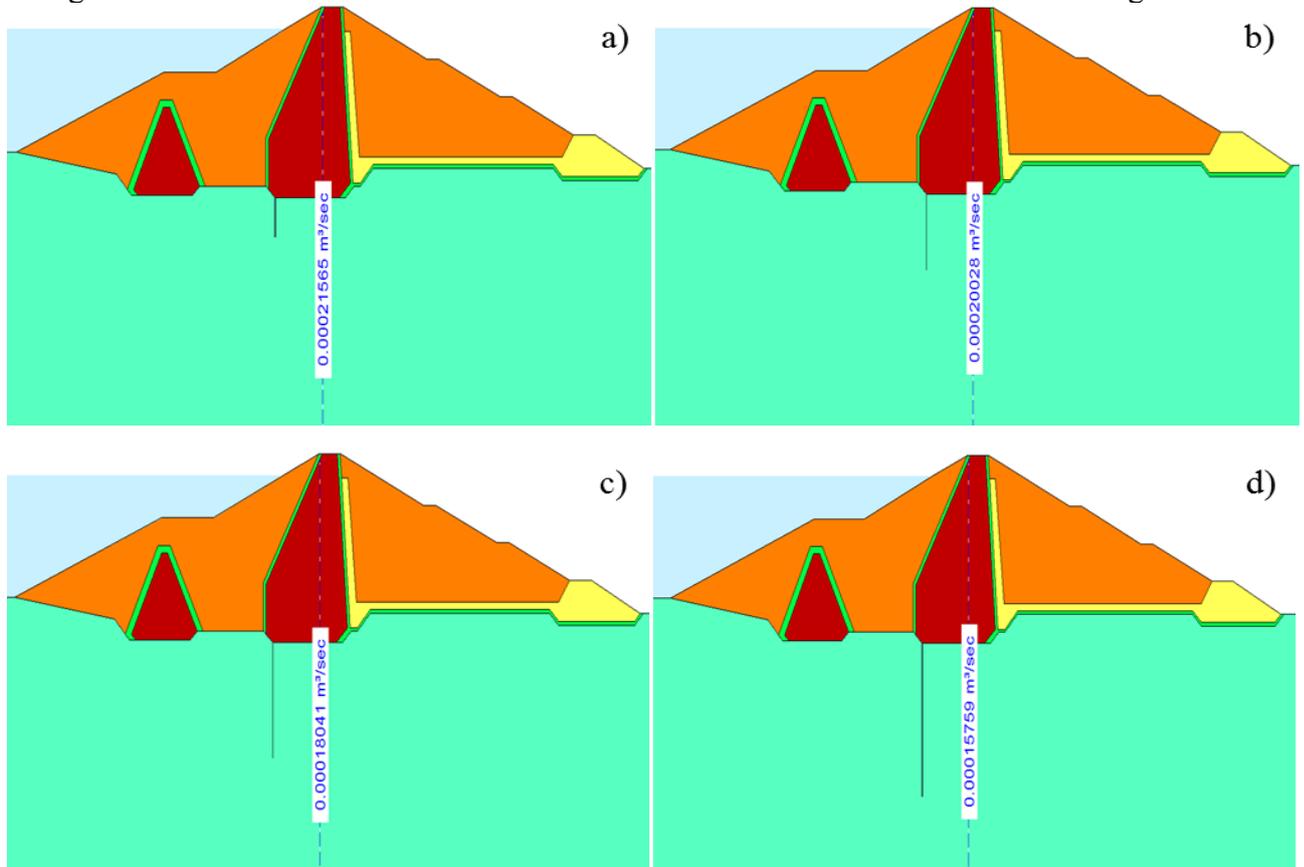


Figure IV.11 Evolution des débits d'infiltrations dans les fondations du barrage Rideau d'injection implanté à l'amont du noyau central.

a) $D/H=0.25$, b) $D/H=0.5$, c) $D/H=0.75$, d) $D/H=1$.

3.2.2 Rideau au niveau de l'axe du noyau central

3.2.2.1 Analyse des charges hydrauliques

La figure IV.12 représente l'effet de profondeur du rideau d'injection sur l'évolution des charges hydrauliques.

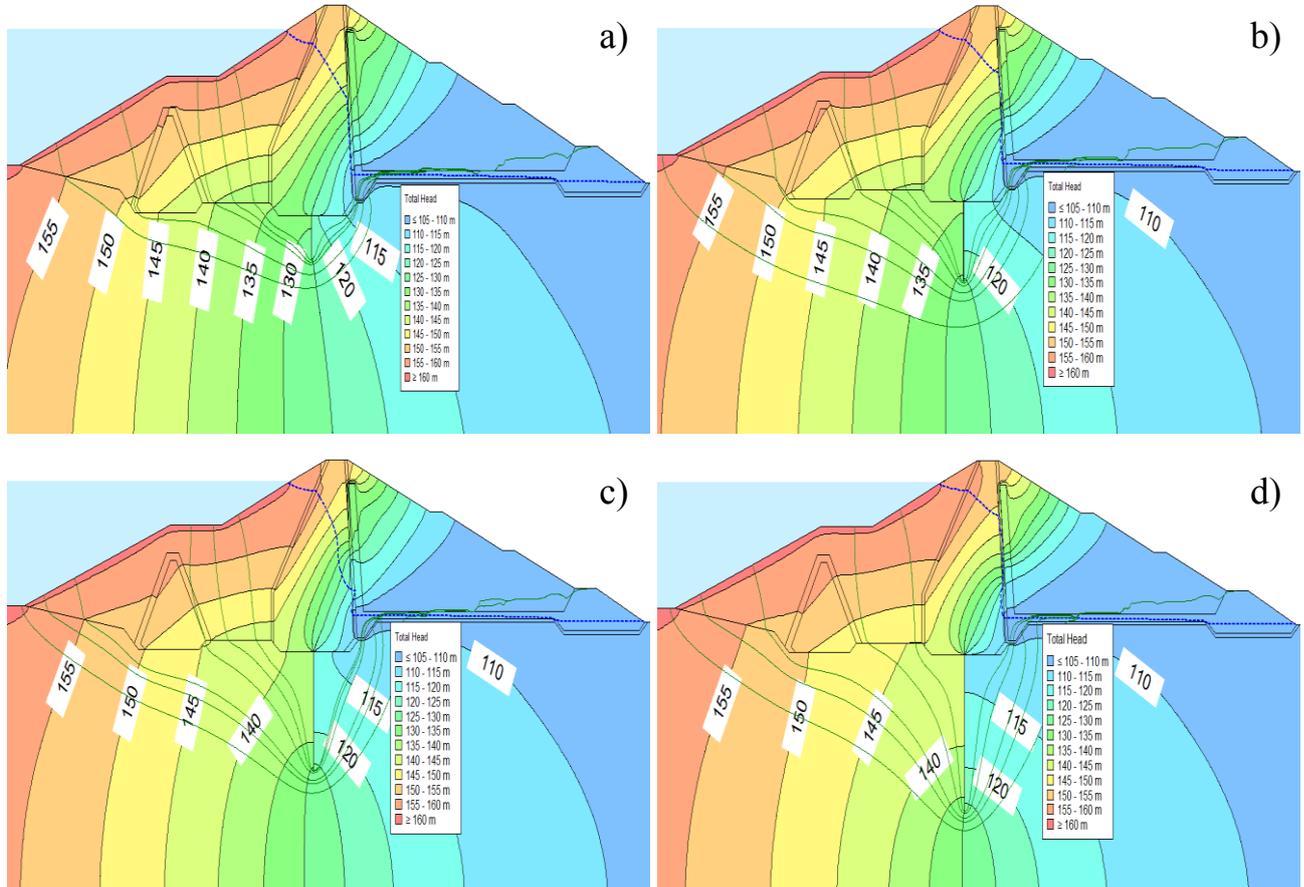
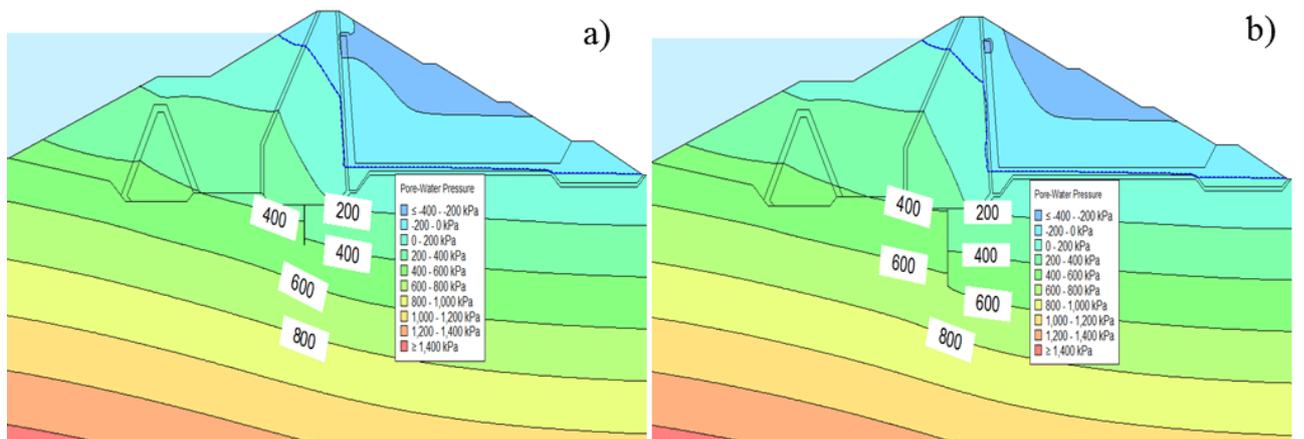


Figure IV.12 Evolution des charges hydrauliques dans les fondations du barrage
Rideau d'injection implanté à de l'axe du noyau central.

a) $D/H=0.25$, b) $D/H=0.5$, c) $D/H=0.75$, d) $D/H=1$.

3.2.2.2 Analyse des pressions interstitielles

La figure IV.13 représente l'effet de profondeur du rideau d'injection sur l'évolution de la pression interstitielle.



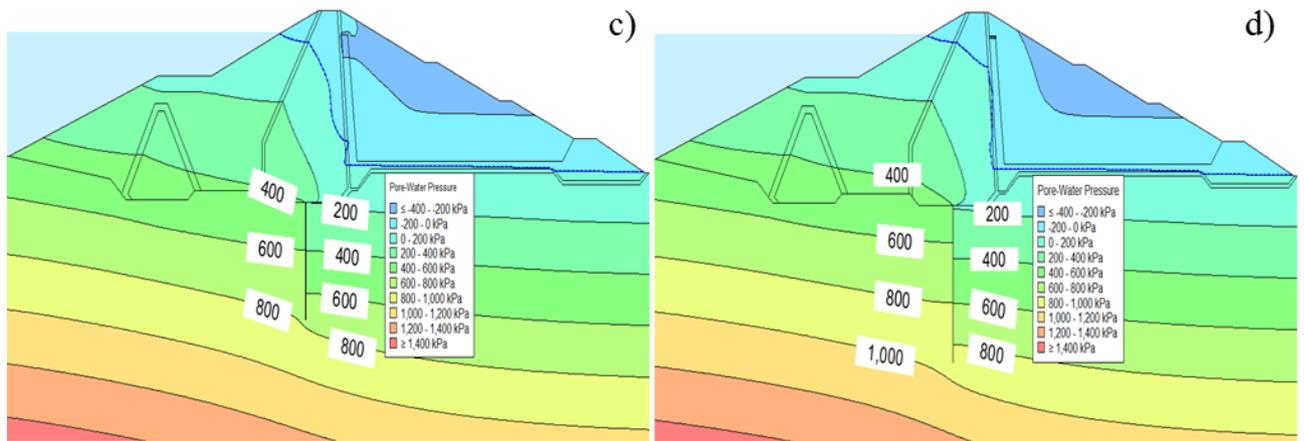


Figure IV.13 Evolution des pressions interstitielles dans les fondations du barrage
Rideau d'injection implanté à de l'axe du noyau central.

a) $D/H=0.25$, b) $D/H=0.5$, c) $D/H=0.75$, d) $D/H=1$.

3.2.2.3 Analyse des gradients hydrauliques

La figure IV.14 représente l'effet de profondeur du rideau d'injection sur l'évolution des gradients hydrauliques.

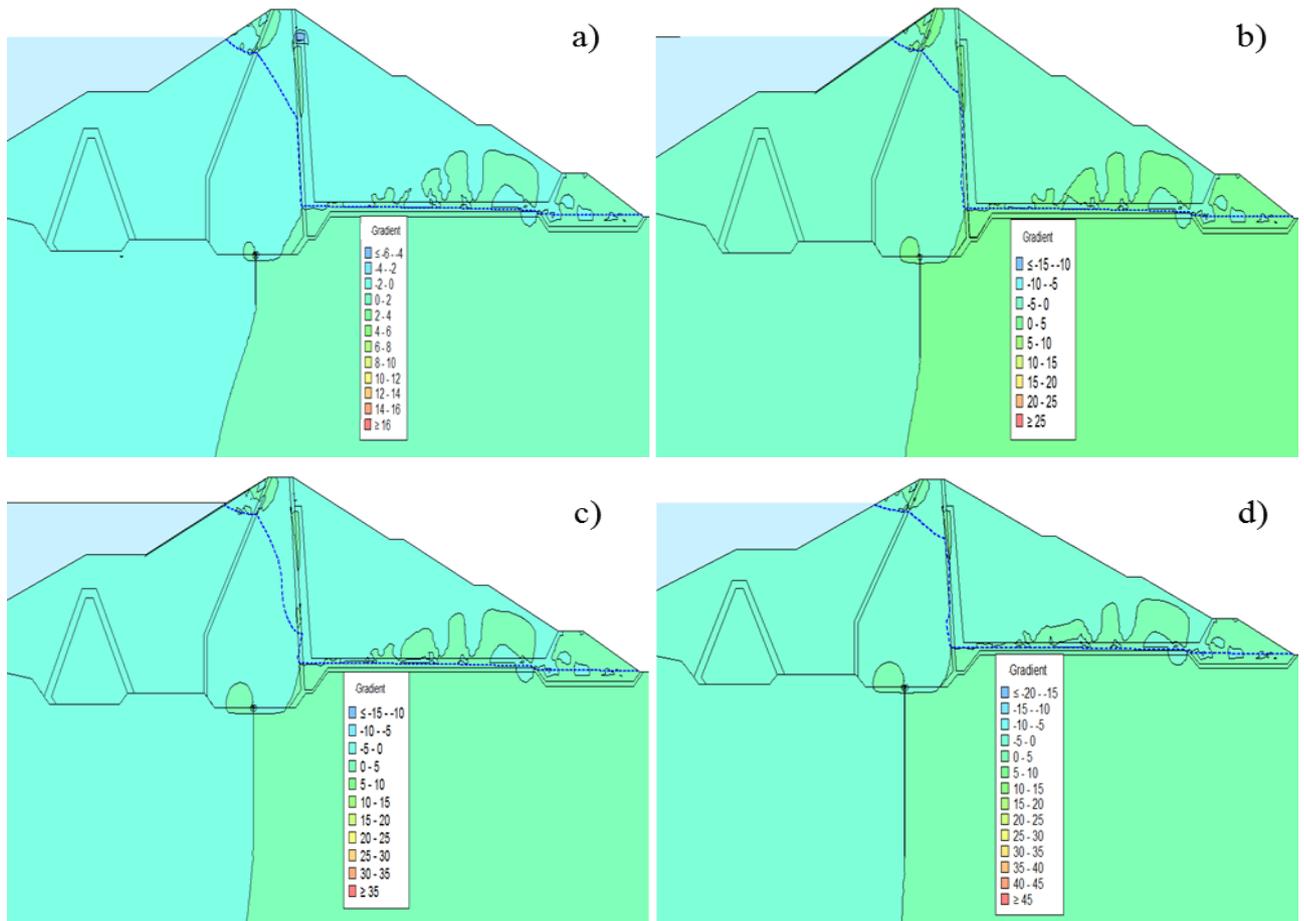


Figure IV.14 Evolution des gradients hydrauliques dans les fondations du barrage
Rideau d'injection implanté à de l'axe du noyau central.

a) $D/H=0.25$, b) $D/H=0.5$, c) $D/H=0.75$, d) $D/H=1$.

3.2.2.4 Analyse des débits d'infiltrations

La figure IV.15 représente l'effet de profondeur du rideau d'injection sur l'évolution des débits d'infiltrations.

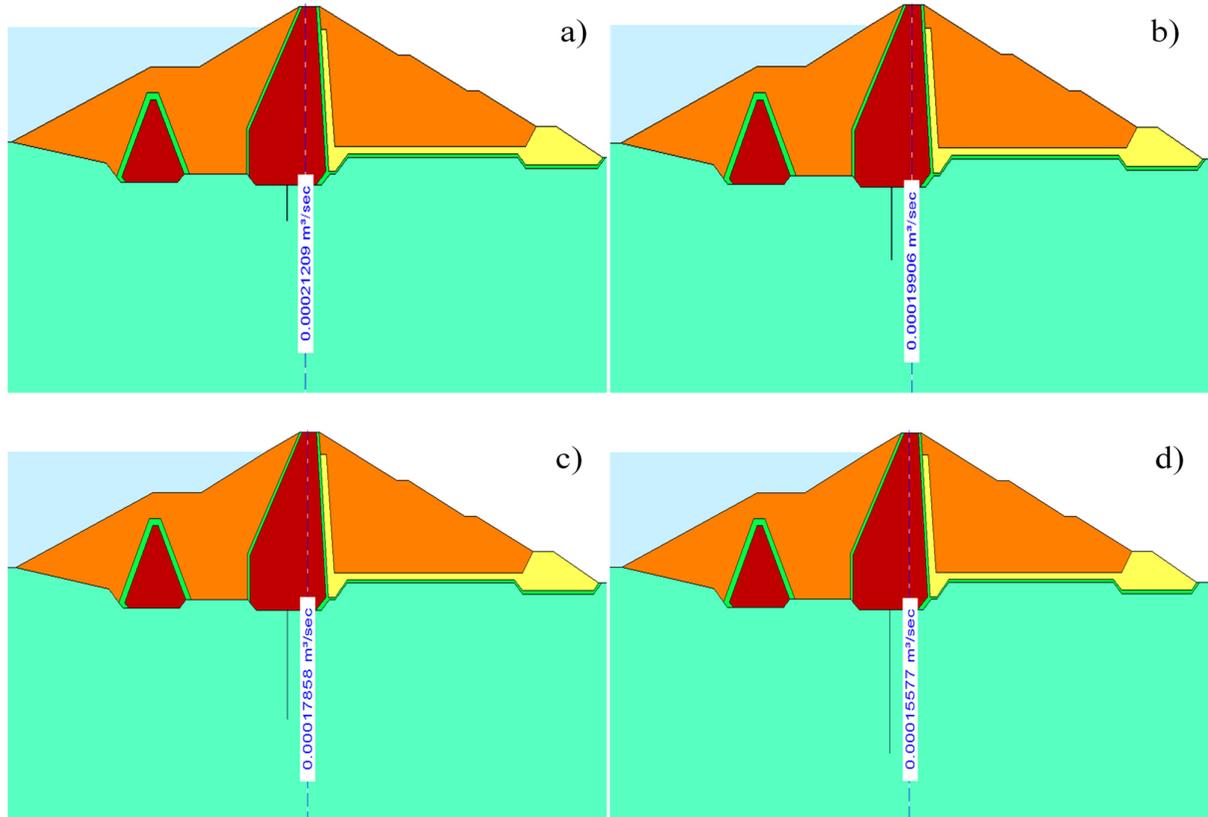
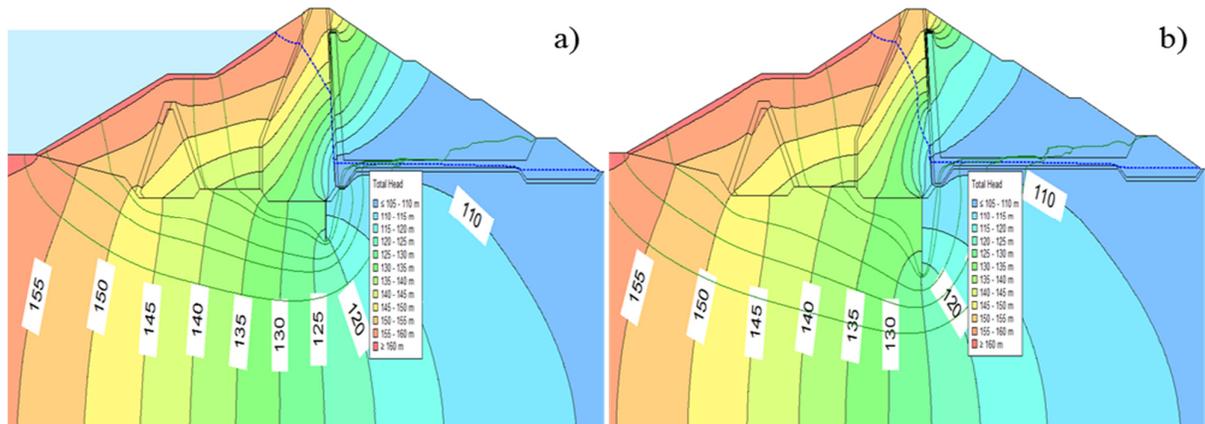


Figure IV.15 Evolution des débits d'infiltrations dans les fondations du barrage
Rideau d'injection implanté à de l'axe du noyau central.
a) $D/H=0.25$, b) $D/H=0.5$, c) $D/H=0.75$, d) $D/H=1$.

3.2.3 Rideau dans la zone aval du noyau central

3.2.3.1 Analyse des charges hydrauliques

La figure IV.16 donne l'évolution des charges hydrauliques dans les fondations du barrage.



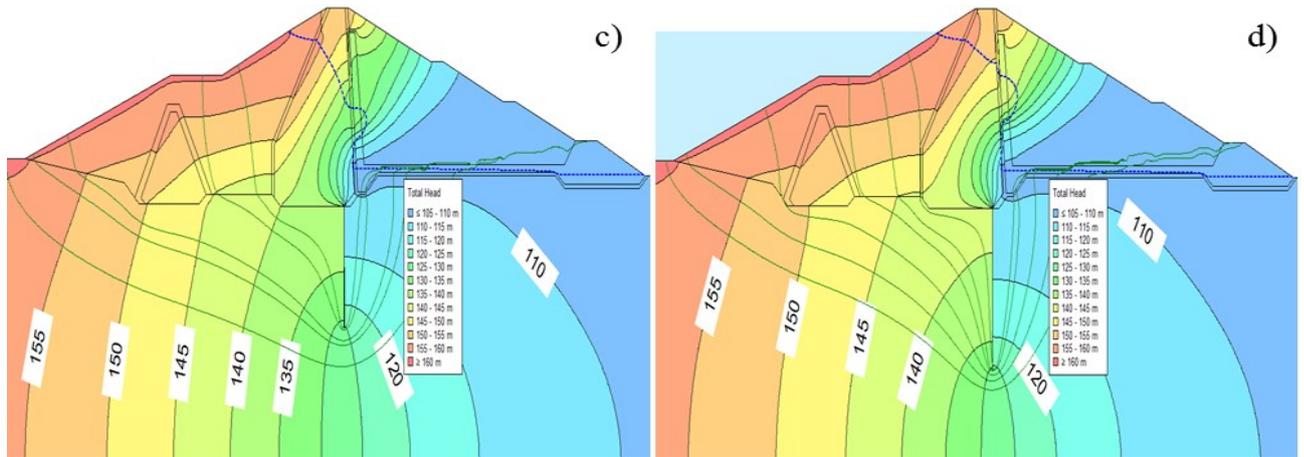


Figure IV.16 Evolution des charges hydrauliques dans les fondations du barrage Rideau d'injection implanté à l'aval du noyau central.
a) $D/H=0.25$, b) $D/H=0.5$, c) $D/H=0.75$, d) $D/H=1$.

3.2.3.2 Analyse des pressions interstitielles

Le figure IV.17 donne l'évolution des pressions interstitielles dans les fondations du barrage.

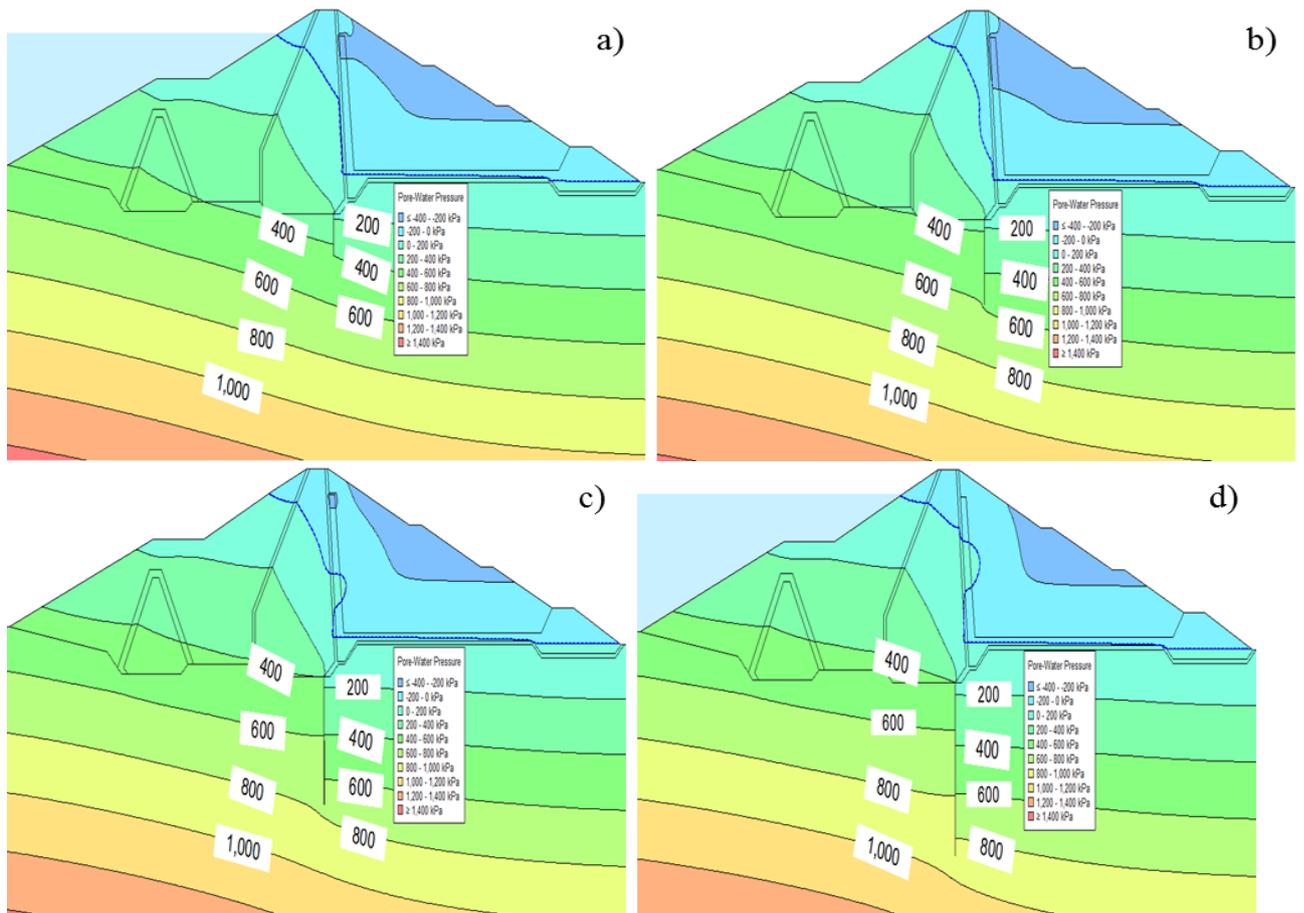


Figure IV.17 Evolution des pressions interstitielles dans les fondations du barrage Rideau d'injection implanté à l'aval du noyau central.
a) $D/H=0.25$, b) $D/H=0.5$, c) $D/H=0.75$, d) $D/H=1$.

3.2.3.3 Analyse des gradients hydrauliques

Le figure IV.18 donne l'évolution des gradients hydrauliques dans les fondations du barrage.

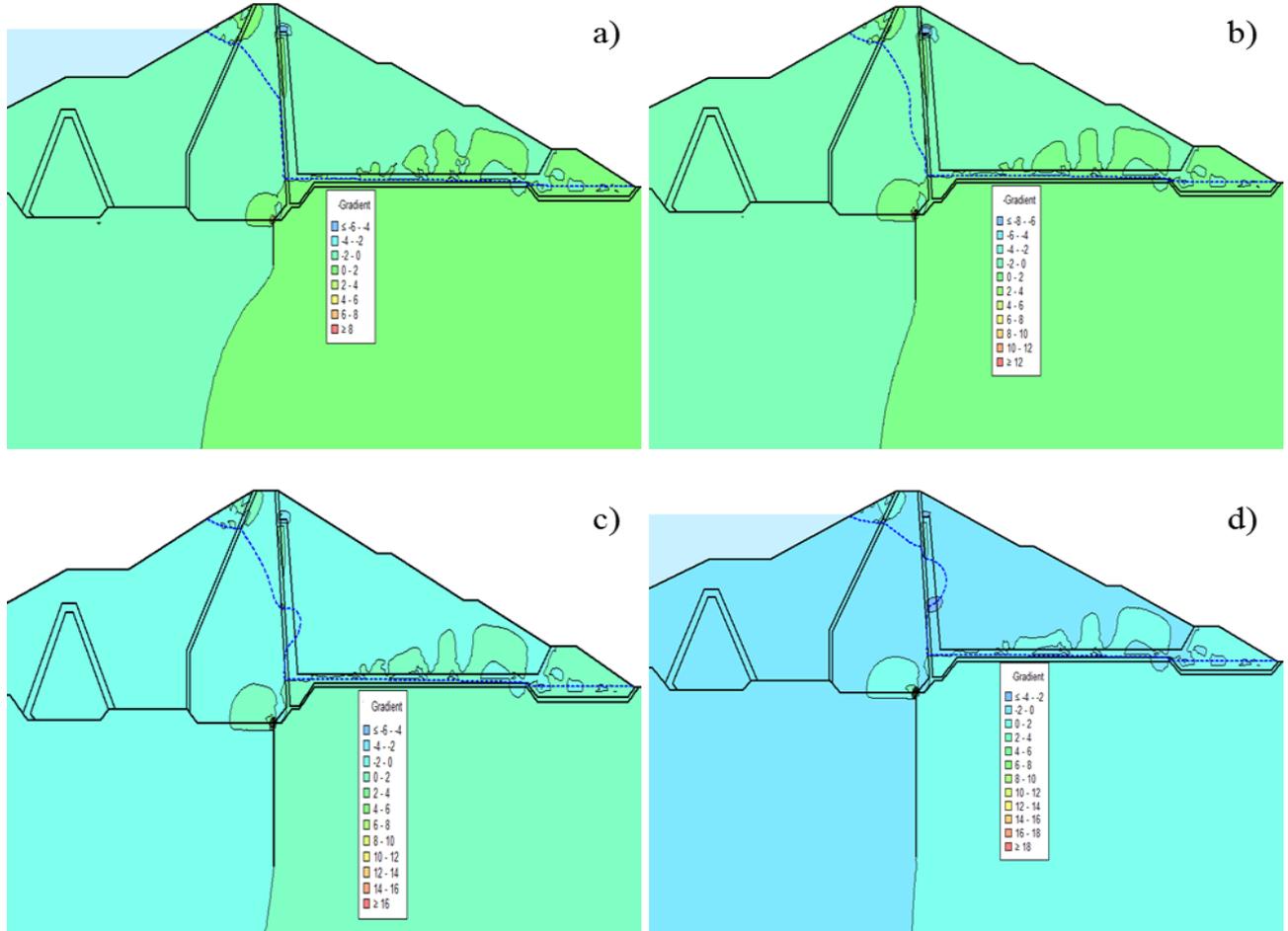
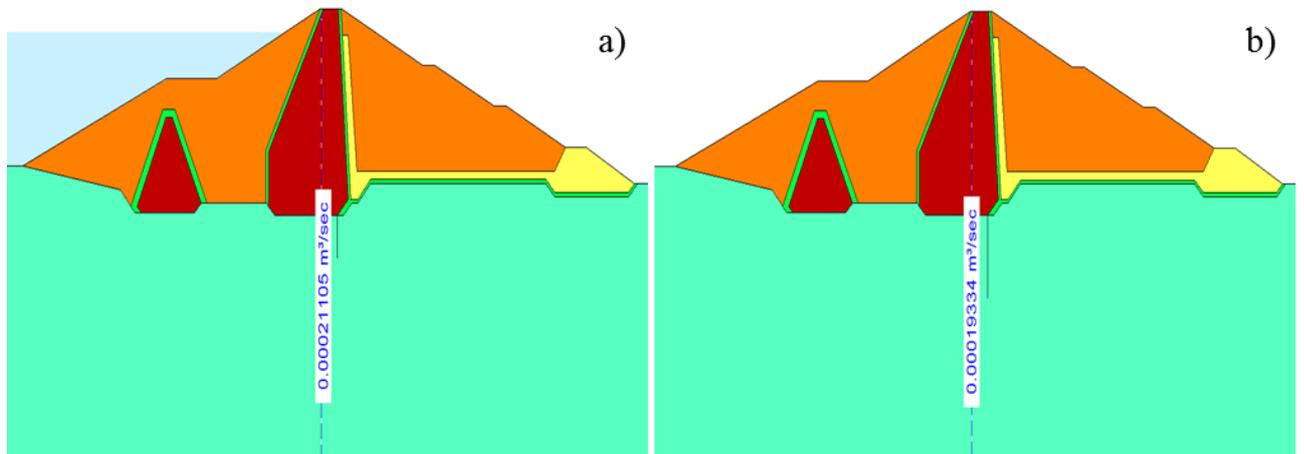


Figure IV.18 Evolution des gradients hydrauliques dans les fondations du barrage
Rideau d'injection implanté à l'aval du noyau central.

a) $D/H = 0.25$, b) $D/H = 0.5$, c) $D/H = 0.75$, d) $D/H = 1$.

3.2.3.4 Analyse des débits d'infiltration

Le figure IV.19 donne l'évolution des débits d'infiltrations dans les fondations du barrage.



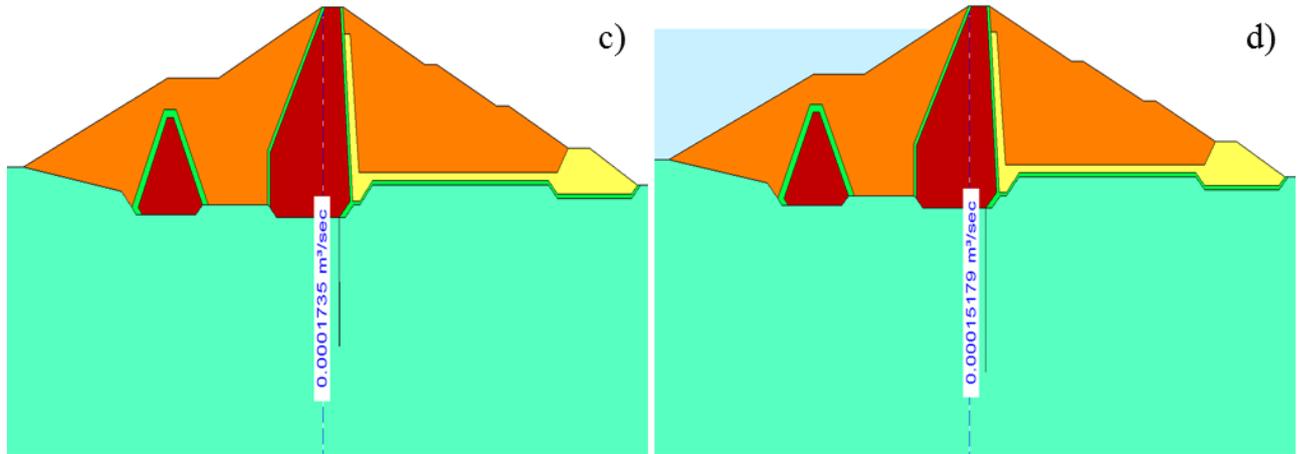


Figure IV.19 Evolution des débits d'infiltrations dans les fondations du barrage Rideau d'injection implanté à l'aval du noyau central.

a) $D/H = 0.25$, b) $D/H = 0.5$, c) $D/H = 0.75$, d) $D/H = 1$.

3.2.4 Synthèse sur l'influence conjuguée de la profondeur et de la position du rideau d'injection

Les figures IV.20, IV.21, IV.22 et IV.23 résument, pour différentes profondeurs du rideau d'injection, respectivement, les variations des pressions interstitielles dans les fondations du barrage en fonction de la position des rideaux ainsi qu'une exploration comparative de ce paramètre sur les trois positions.

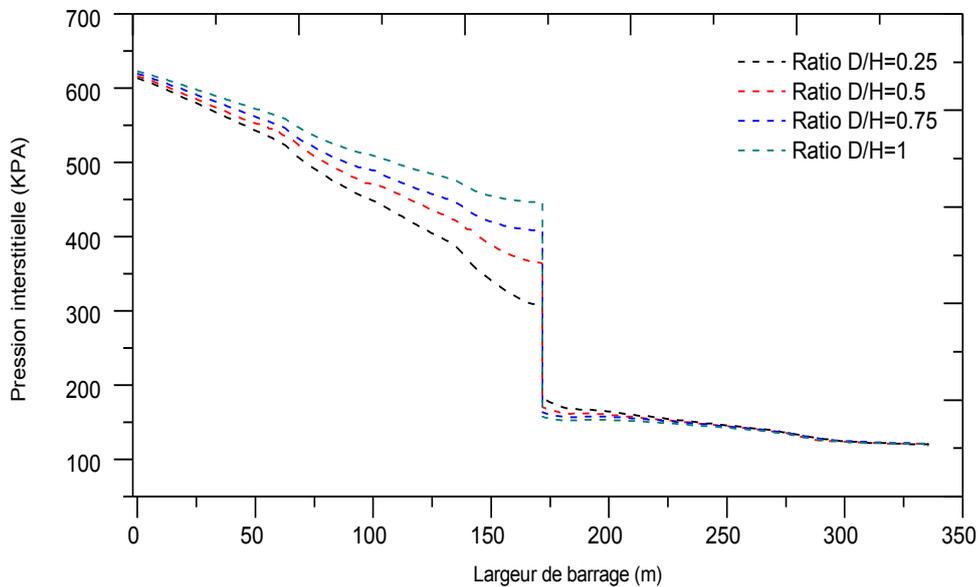


Figure IV.20 Evolution des pressions interstitielles dans les fondations du barrage en fonction du rapport R - Rideau d'injection implanté à l'aval du noyau central.

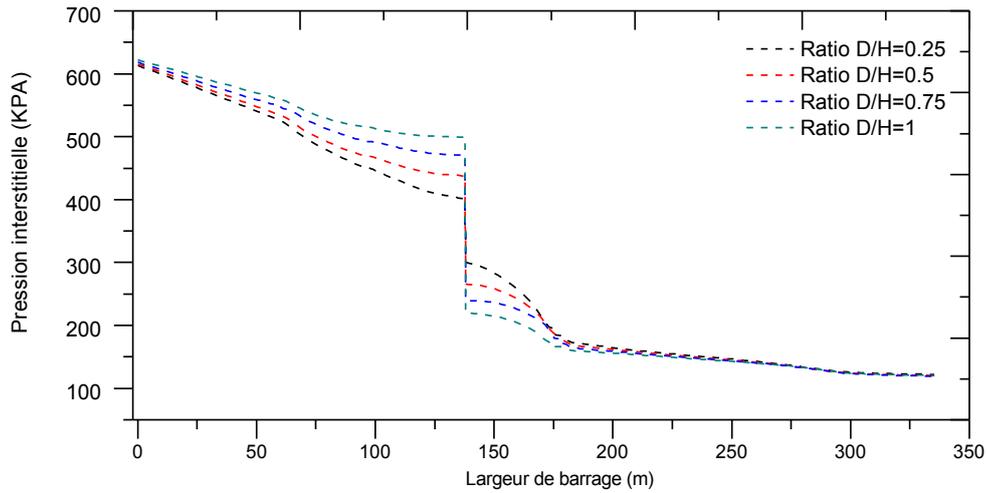


Figure IV.21 Evolution des pressions interstitielles dans les fondations du barrage en fonction du rapport R - Rideau d'injection implanté à l'amont du noyau central.

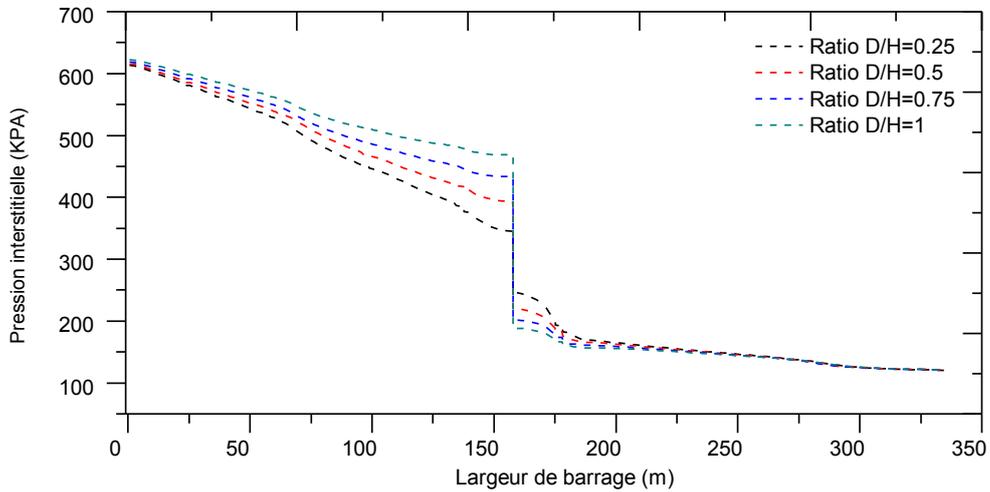


Figure IV.22 Evolution des pressions interstitielles dans les fondations du barrage en fonction du rapport R - Rideau d'injection implanté à l'axe du noyau central.

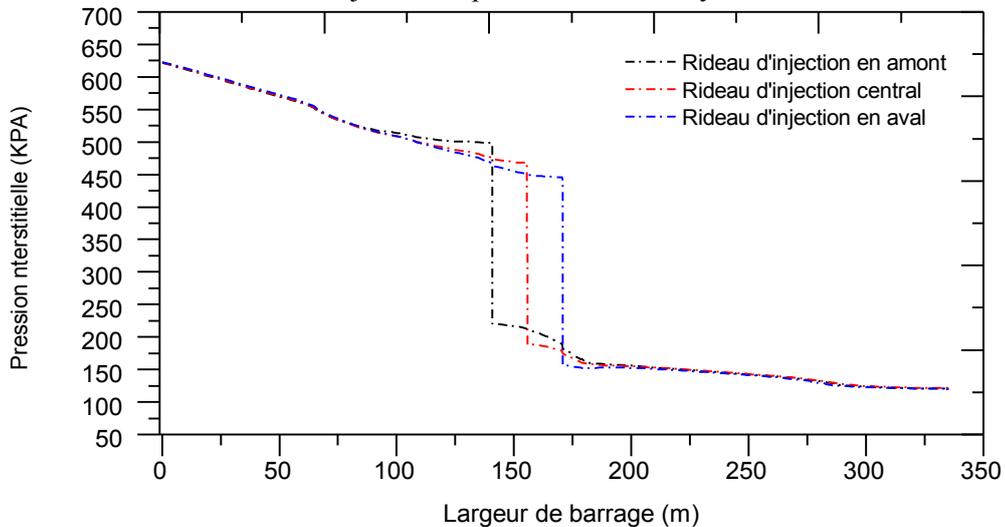


Figure IV.23 Evolution des pressions interstitielles dans les fondations du barrage en fonction de la position du rideau d'injection avec R=1.

Les figures IV.24 et IV.25 donnent respectivement les variations des débits et des gradients hydrauliques pour différentes valeurs du rapport R.

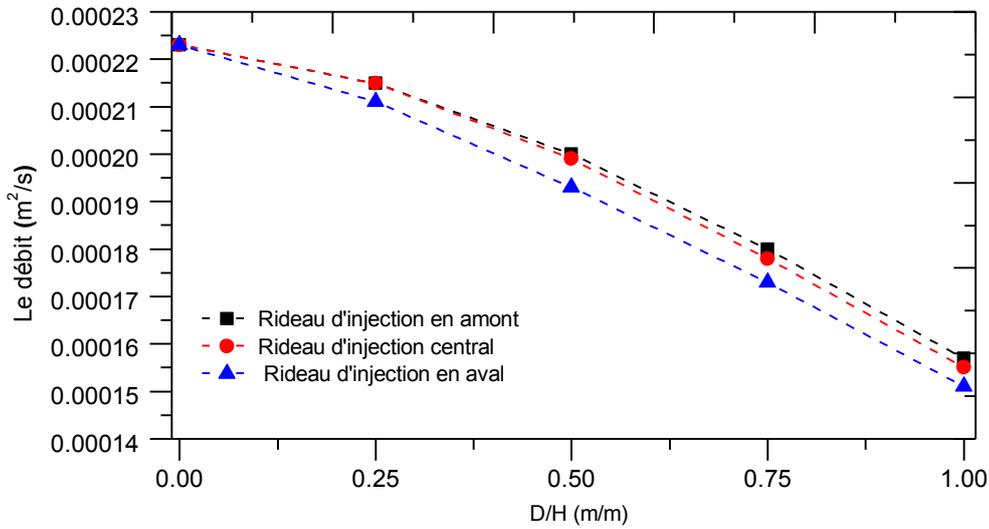


Figure IV.24 Variation des débits en fonction du rapport R et de la position du rideau d'injection.

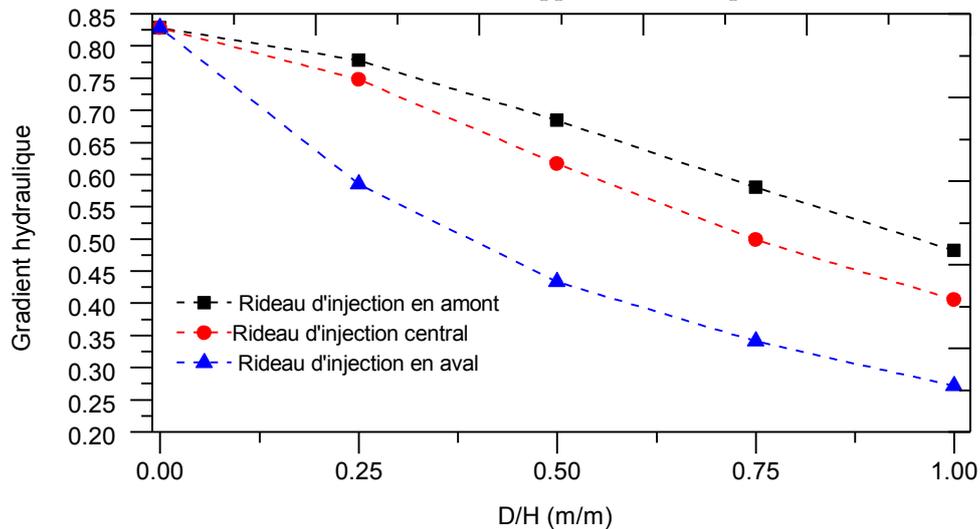


Figure IV.25 Variation du gradient en fonction du rapport R et les positions du rideau d'injection.

Les évolutions des gradients hydrauliques et les pressions interstitielles dans la fondation sont inversement proportionnelles à la profondeur des rideaux d'injection. L'efficacité du rideau est maximale pour une profondeur égale à la hauteur du noyau central du barrage. Pour cette situation, la réduction maximale des pressions interstitielles est obtenue pour une position amont du rideau d'injection avec le rapport $R=1$.

D'après les évolutions des débits d'infiltration et des gradients hydrauliques, la position du rideau en aval du noyau central avec un rapport R égal à 1 représente la situation favorable vis-à-vis de l'efficacité des rideaux. En termes de performance par rapport aux problèmes d'érosion mécanique, l'efficacité du rideau est enregistrée pour des rapports $D/H = 0.75$, $D/H = 1$ et $D/H = 0.5$ respectivement pour des positions centrale, amont et aval du rideau.

En ce qui concerne les débits d'écoulement, ils sont de $1,57 \cdot 10^{-4}$, $1,55 \cdot 10^{-4}$ et $1,52 \cdot 10^{-4}$ m/s² respectivement pour les positions amont, axiale et aval du rideau d'injection.

3.3 Effet de l'angle d'inclinaison du rideau d'injection

Dans cette section, l'effet de l'angle d'inclinaison du rideau d'injection sur la pression interstitielle et le gradient hydraulique ainsi que sur le débit d'écoulement est étudié pour le cas d'un rideau implanté à l'axe du noyau central avec un rapport $D/H = 0.75$.

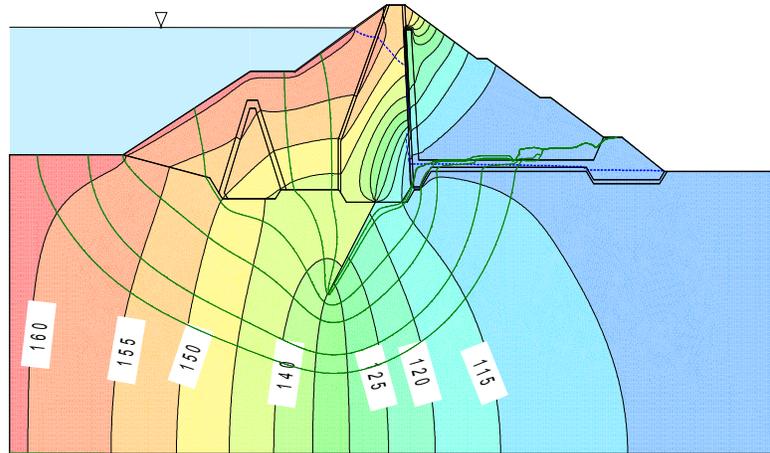


Figure IV.26 Evolution des charges hydrauliques dans les fondations du barrage
Rideau incliné avec $D/H = 0.75$.

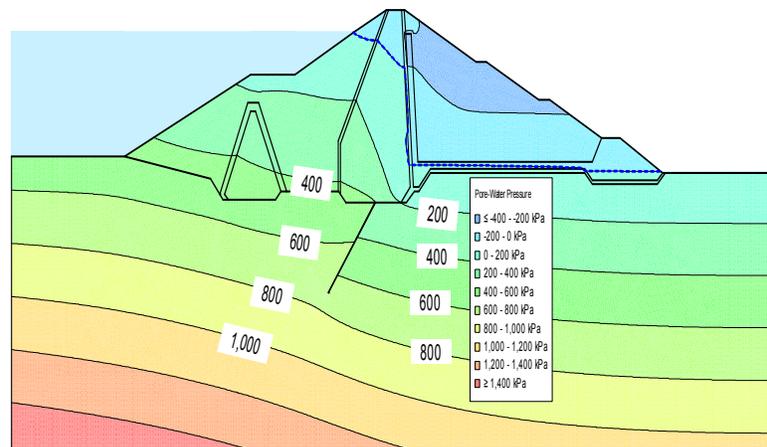


Figure IV.27 Evolution des pressions interstitielles dans les fondations du barrage
Rideau incliné avec $D/H = 0.75$.

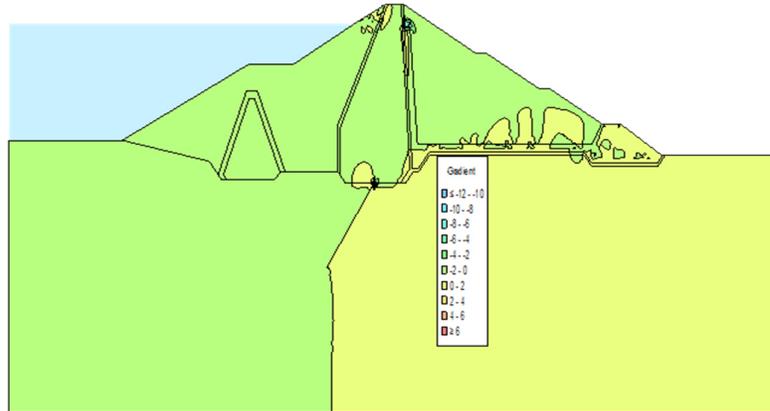


Figure IV.28 Evolution des gradients hydrauliques dans les fondations du barrage Rideau incliné avec $D/H=0.75$.

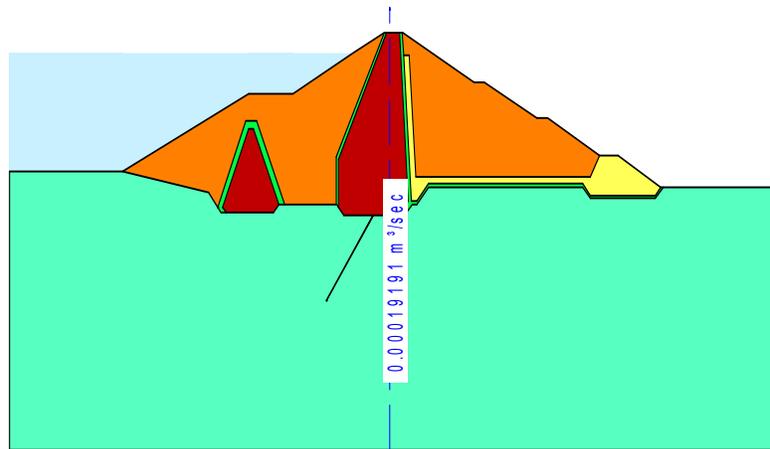


Figure IV.29 Evolution des débits d'infiltrations dans les fondations du barrage Rideau incliné avec $D/H=0.75$.

D'après les figures IV.26 et IV.27, on peut déduire que l'inclinaison du rideau d'injection a une influence significative sur les paramètres caractéristiques de l'écoulement, notamment dans la zone amont.

Afin d'analyser dans le détail l'influence de l'inclinaison du rideau d'injection, les variations du débit d'écoulement, du gradient hydraulique et de la pression interstitielle ont été corrélées à la variation des angles d'inclinaison du rideau d'injection avec un rapport $D/H = 0.75$ comme le montre, respectivement, les figures IV.30, IV.31 et IV.32.

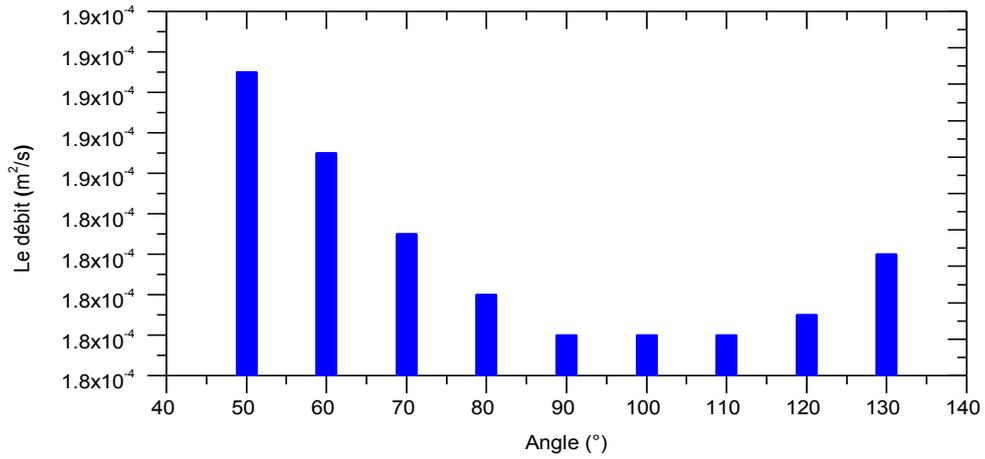


Figure IV.30 Variation du débit en fonction des inclinaisons du rideau d'injection avec R = 0.75.

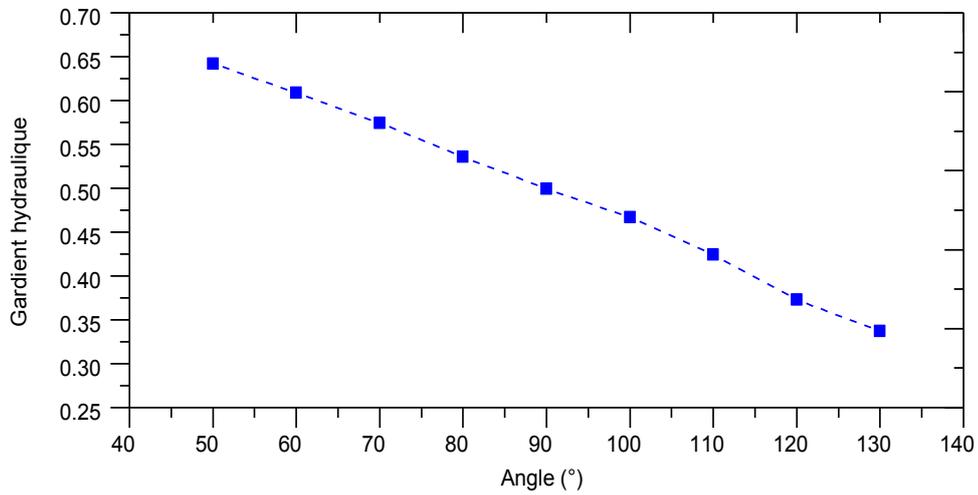


Figure IV.31 Variation du gradient hydraulique en fonction des angles d'inclinaison du rideau d'injection avec R = 0.75.

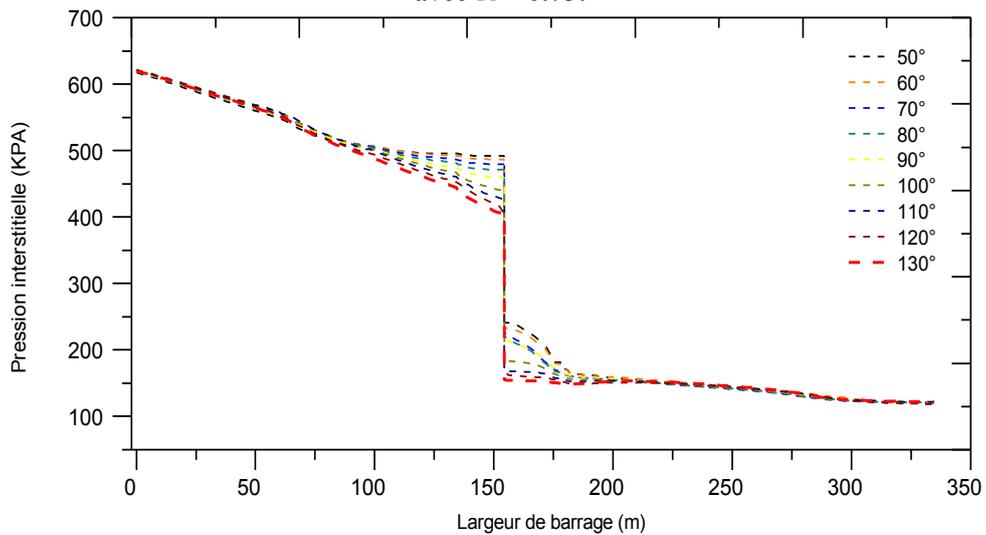


Figure IV.32 Variation des pressions interstitielles en fonction des angles d'inclinaison du rideau d'injection avec R = 0.75.

Selon la figure IV.30, les situations favorables par rapport au débit sont obtenues pour des angles d'inclinaison du rideau d'injection variant de 90 à 110 °. Selon la figure IV.31, la variation du gradient hydraulique est proportionnelle aux angles d'inclinaison du rideau d'injection.

Selon la figure IV.32, les pressions interstitielles les plus faibles sont enregistrées lorsque l'inclinaison du rideau d'injection est dirigée vers l'aval du noyau central.

3.4 Effet du nombre des rideaux d'injections

L'effet du nombre de rideaux d'injection a été analysé en considérant des couples de rideaux implantés, respectivement, dans les positions amont - axe du noyau et axe - aval du noyau. Pour l'évolution des pressions interstitielles, des débits d'écoulement et des gradients hydrauliques, des modélisations ont été réalisées pour des rapports D/H de 0.25, 0.50, 0.75 et 1. Les figures IV.33, IV.34, IV.35 et IV.36 donnent, les évolutions des charges hydrauliques et des pressions interstitielles, des gradients hydrauliques et débits d'infiltrations respectivement, pour des positions des couples de rideaux d'injections amont - axe du noyau et axe - aval du noyau.

3.4.1 Couples de rideaux d'injection en amont- axe du noyau

3.4.1.1 Analyse des charges hydrauliques

Le figure IV.33 donne l'évolution des charges hydrauliques dans les fondations du barrage.

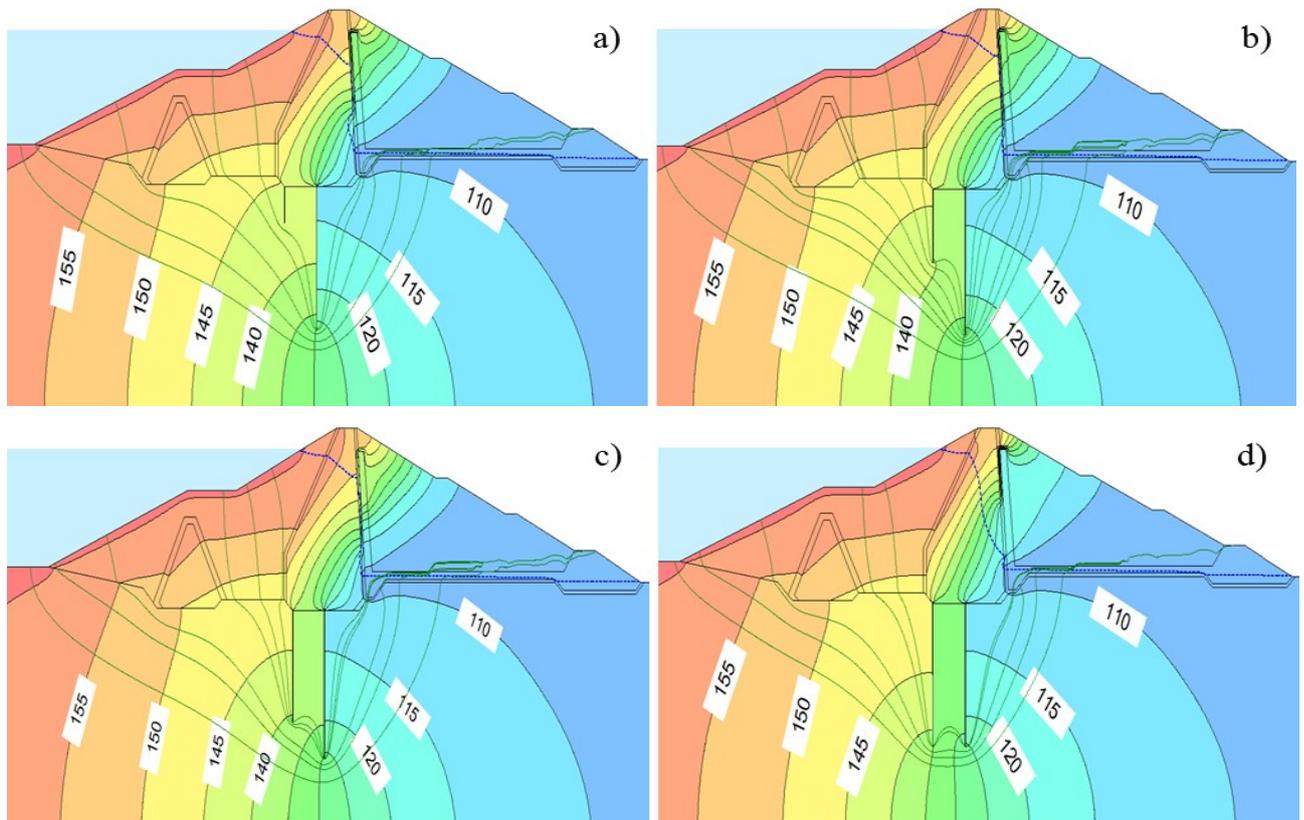


Figure IV.33 Evolution des charges hydrauliques dans les fondations du barrage
Couple de rideaux en amont - axe du noyau. - a) D/H =0.25, b) D/H=0.5, c) D/H=0.75, d) D/H=1.

3.4.1.2 Analyse des pressions interstitielles

Le figure IV.34 donne l'évolution des pressions interstitielles dans les fondations du barrage.

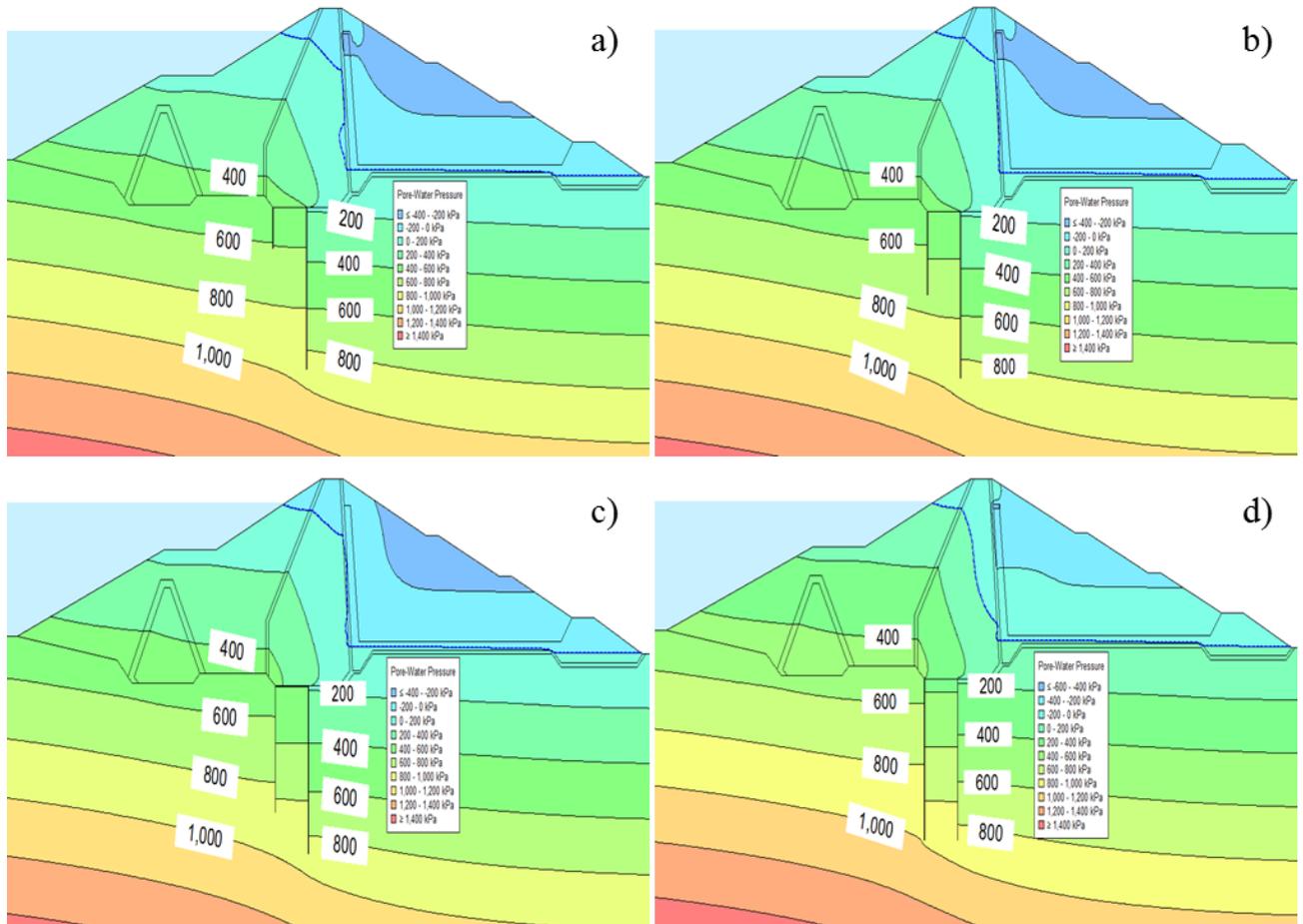
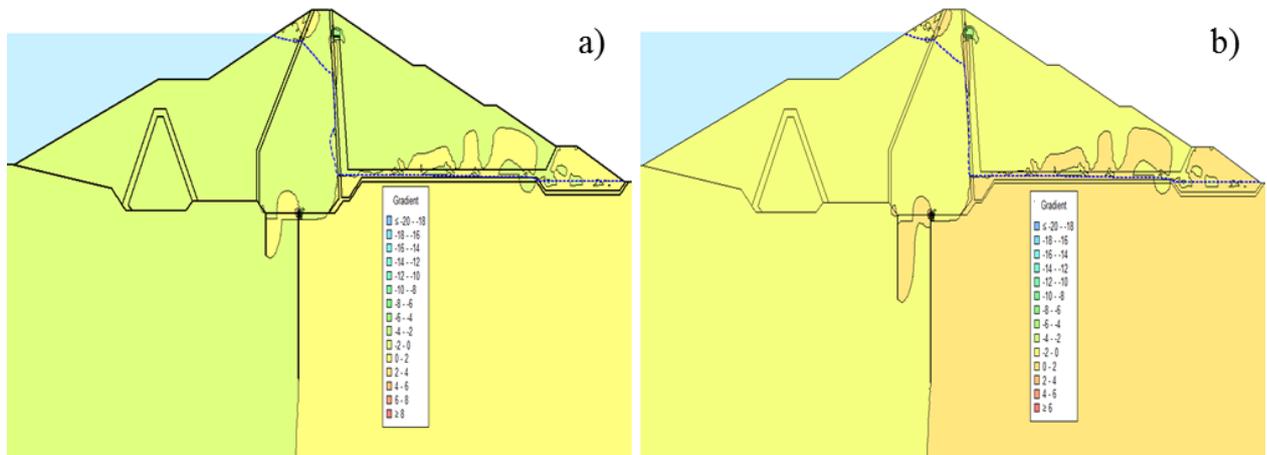


Figure IV.34 Evolution des pressions interstitielles dans les fondations du barrage
Couple de rideaux en amont - axe du noyau. - a) $D/H = 0.25$, b) $D/H = 0.5$, c) $D/H = 0.75$, d) $D/H = 1$.

3.4.1.3 Analyse des gradients hydrauliques

Le figure IV.35 donne l'évolution des gradients hydrauliques dans les fondations du barrage.



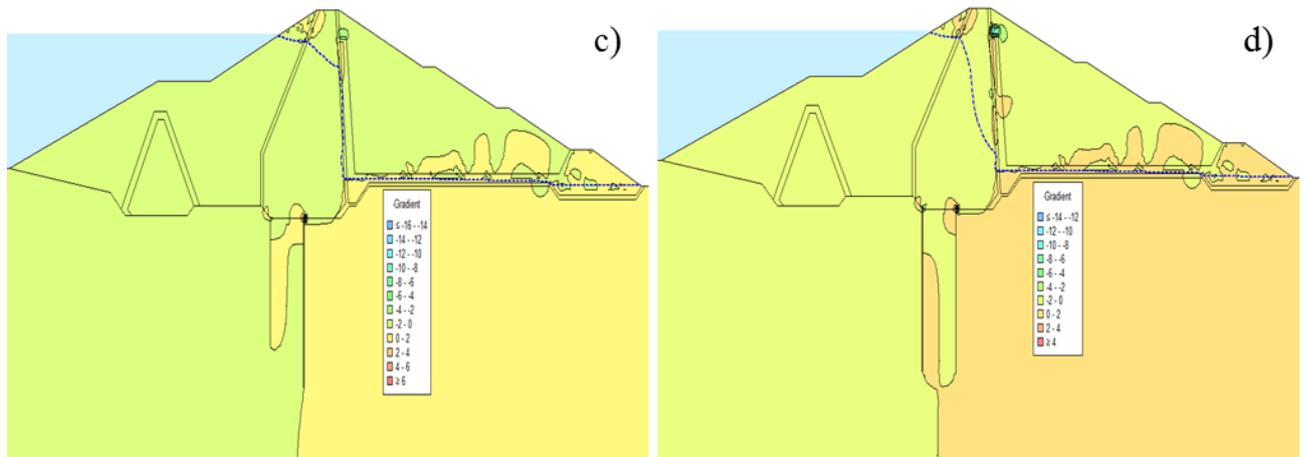


Figure IV.35 Evolution des gradients hydrauliques dans les fondations du barrage
Couple de rideaux en amont - axe du noyau. - a) $D/H = 0.25$, b) $D/H = 0.5$, c) $D/H = 0.75$, d) $D/H = 1$.

3.4.1.4 Analyse des débits d'infiltrations

Le figure IV.36 donne l'évolution des débits d'infiltrations dans les fondations du barrage.

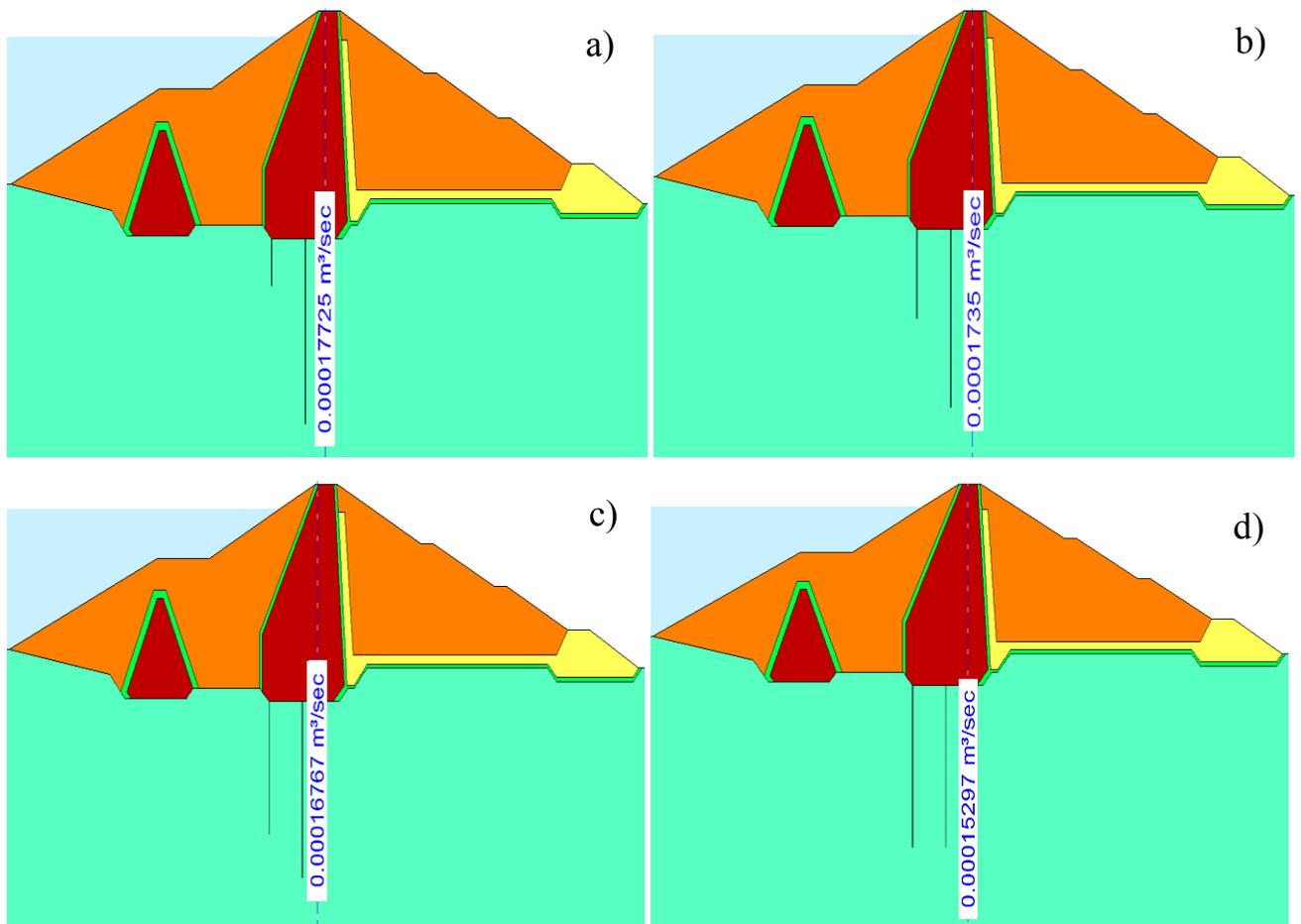


Figure IV.36 Evolution des débits d'infiltrations dans les fondations du barrage
Couple de rideaux en amont - axe du noyau. a) $D/H = 0.25$, b) $D/H = 0.5$, c) $D/H = 0.75$, d) $D/H = 1$.

3.4.2 Couples de rideaux d'injections en axe - aval du noyau

3.4.2.1 Analyse des charges hydrauliques

Le figure IV.37 donne l'évolution des charges hydrauliques dans les fondations du barrage.

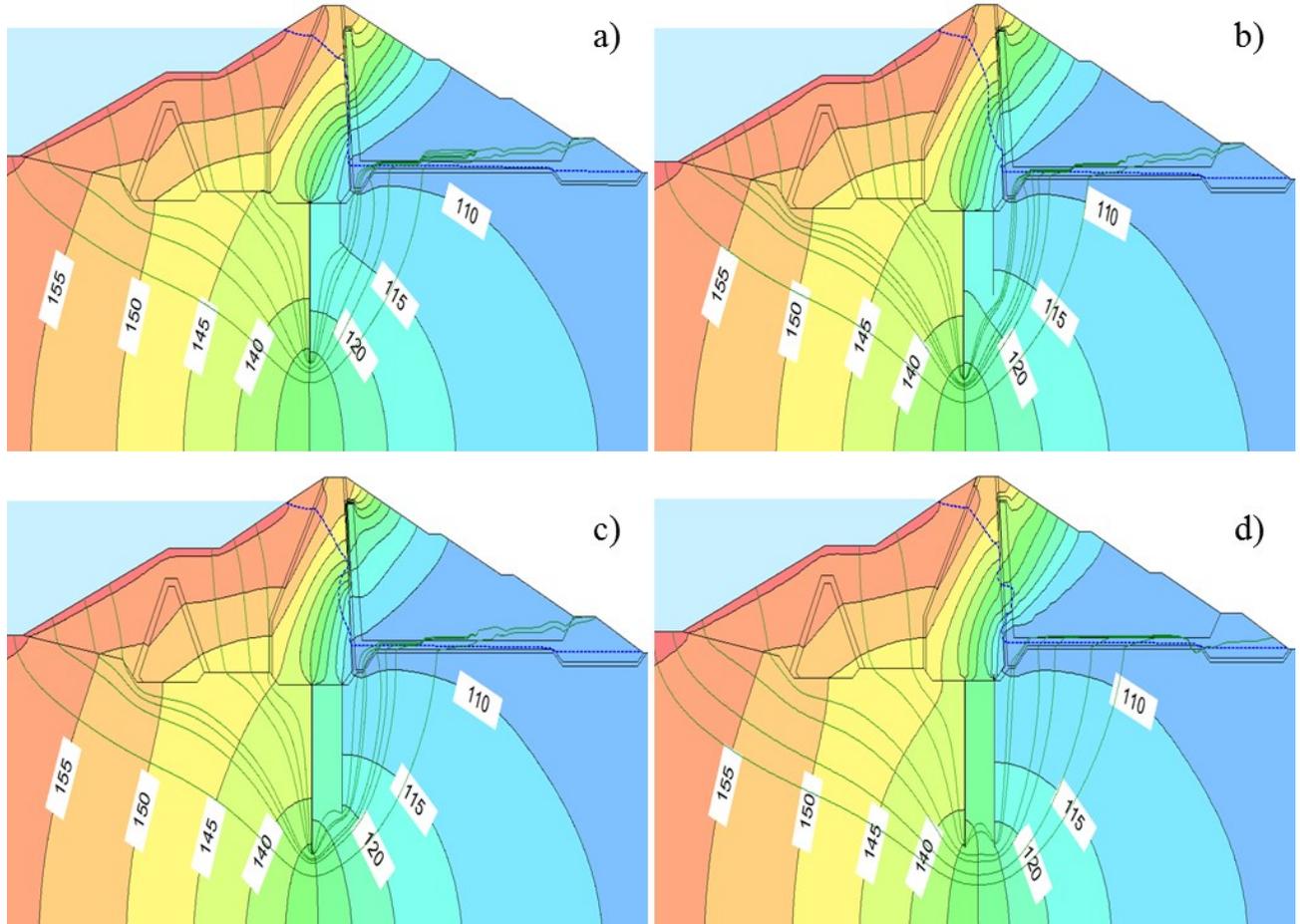
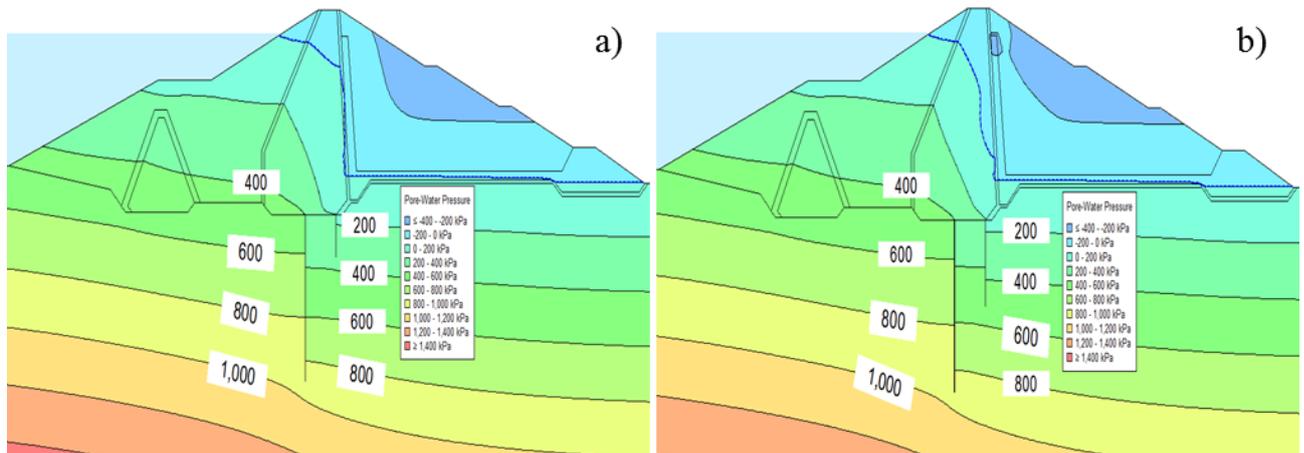


Figure IV.37 Evolution des charges hydrauliques dans les fondations du barrage

Couple de rideaux en axe - aval du noyau. - a) $D/H = 0.25$, b) $D/H = 0.5$, c) $D/H = 0.75$, d) $D/H = 1$.

3.4.2.2 Analyse des pressions interstitielles

Le figure IV.38 donne l'évolution des pressions interstitielles dans les fondations du barrage.



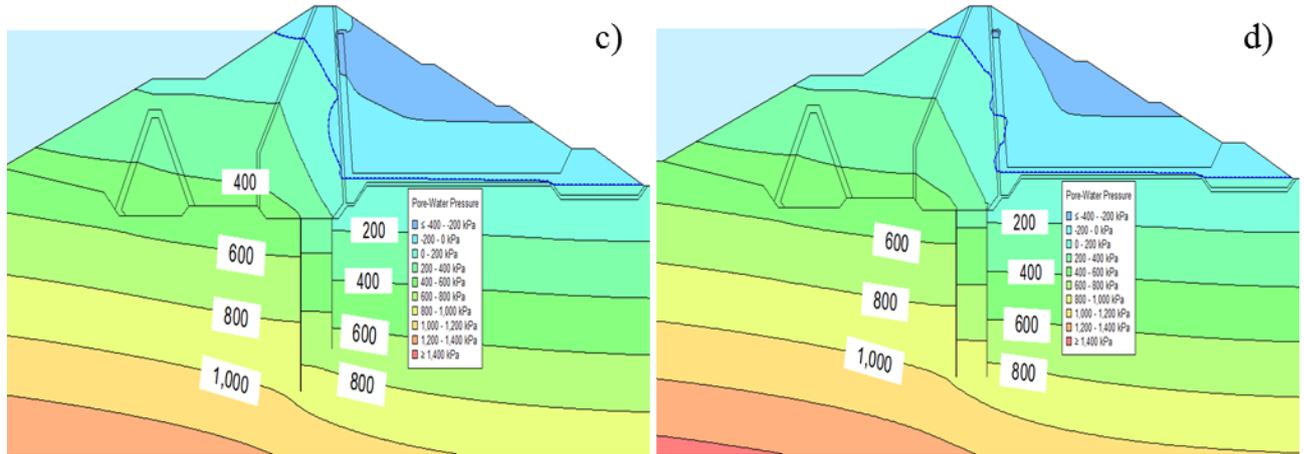


Figure IV.38 Evolution des pressions interstitielles dans les fondations du barrage

Couple de rideaux en axe - aval du noyau. - a) $D/H=0.25$, b) $D/H=0.5$, c) $D/H=0.75$, d) $D/H=1$.

3.4.2.3 Analyse des gradients hydrauliques

Le figure IV.39 donne l'évolution des gradients hydrauliques dans les fondations du barrage.

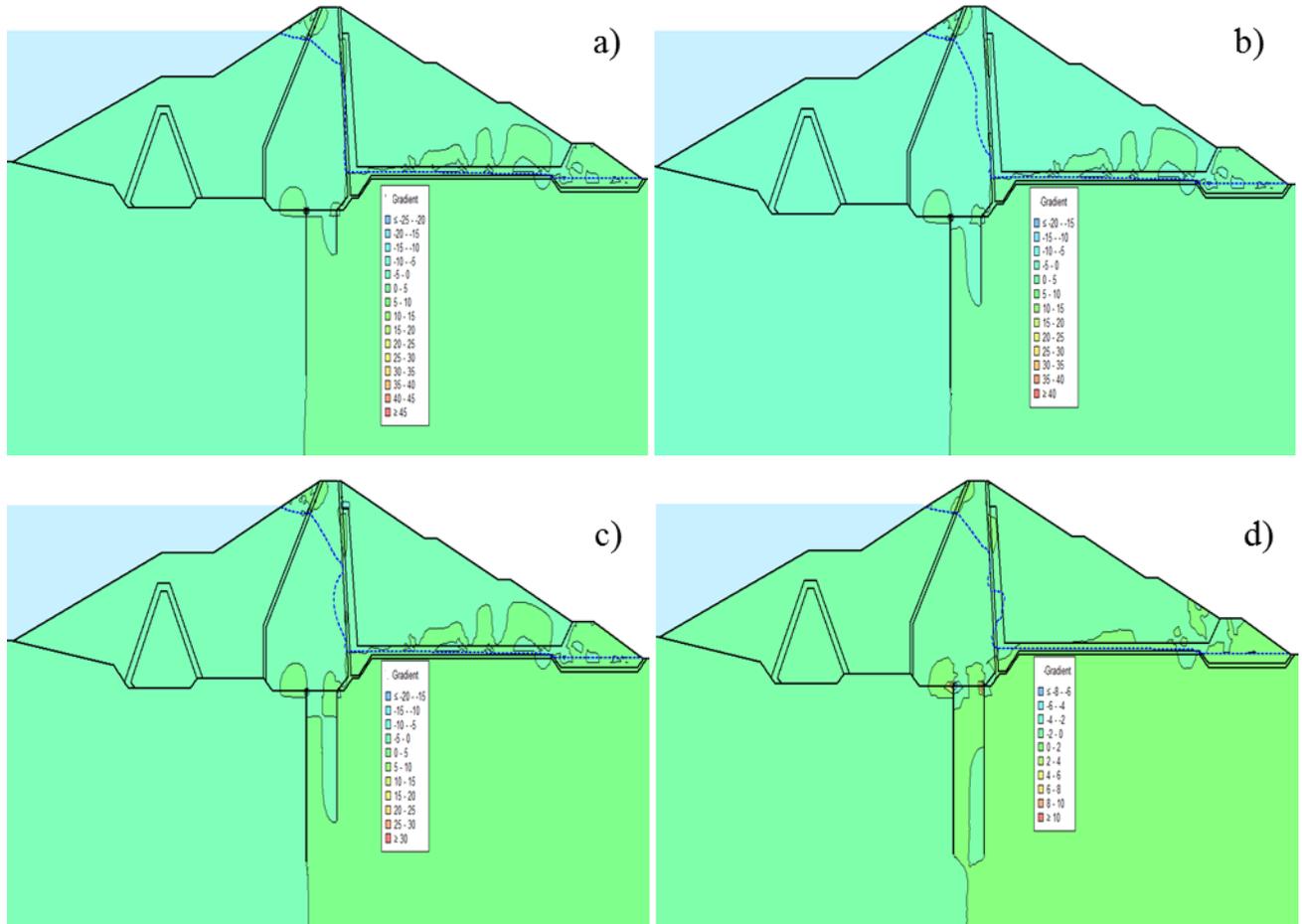


Figure IV.39 Evolution des gradients hydrauliques dans les fondations du barrage

Couple de rideaux en axe - aval du noyau. a) $D/H=0.25$, b) $D/H=0.5$, c) $D/H=0.75$, d) $D/H=1$.

3.4.2.4 Analyse des débits

Le figure IV.40 donne l'évolution des débits d'infiltrations dans les fondations du barrage.

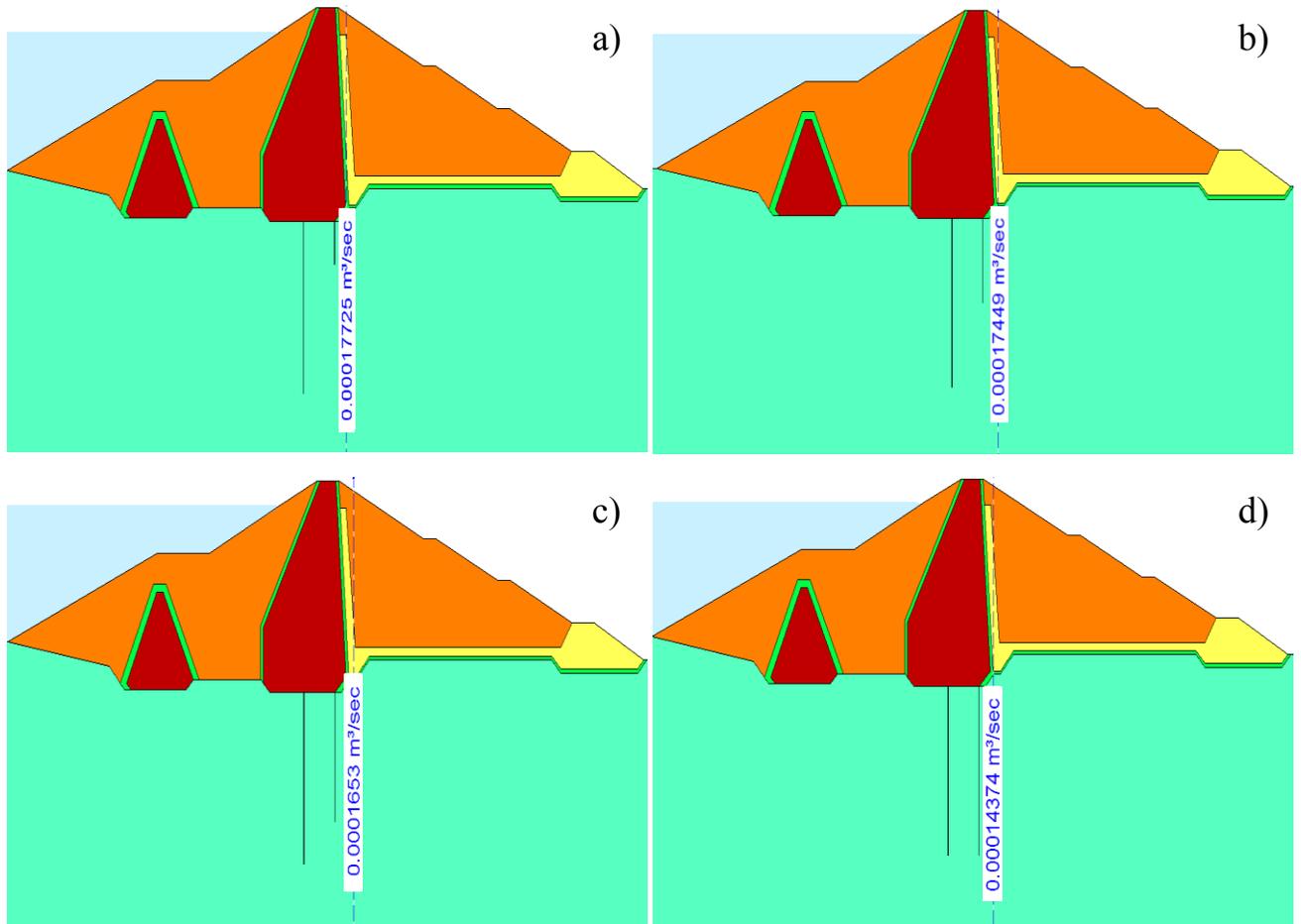


Figure IV.40 Evolution des débits d'infiltrations dans les fondations du barrage
Couple de rideaux en axe - axe du noyau. - a) $D/H = 0.25$, b) $D/H = 0.5$, c) $D/H = 0.75$, d) $D/H = 1$.

Pour un couple des rideaux d'injection, les figures IV.41, IV.42 et IV.43 montrent les variations des gradients hydrauliques, des débits d'écoulement et des pressions interstitielles pour différentes positions du couple des rideaux d'injections.

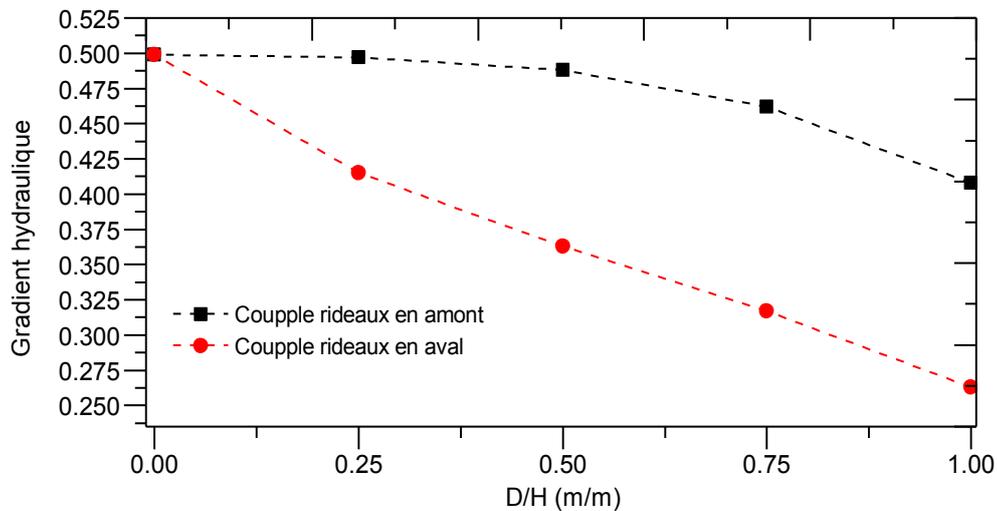


Figure IV.41 Variation des gradients hydrauliques en fonction des différentes profondeurs et positions du couple de rideaux d'injection.

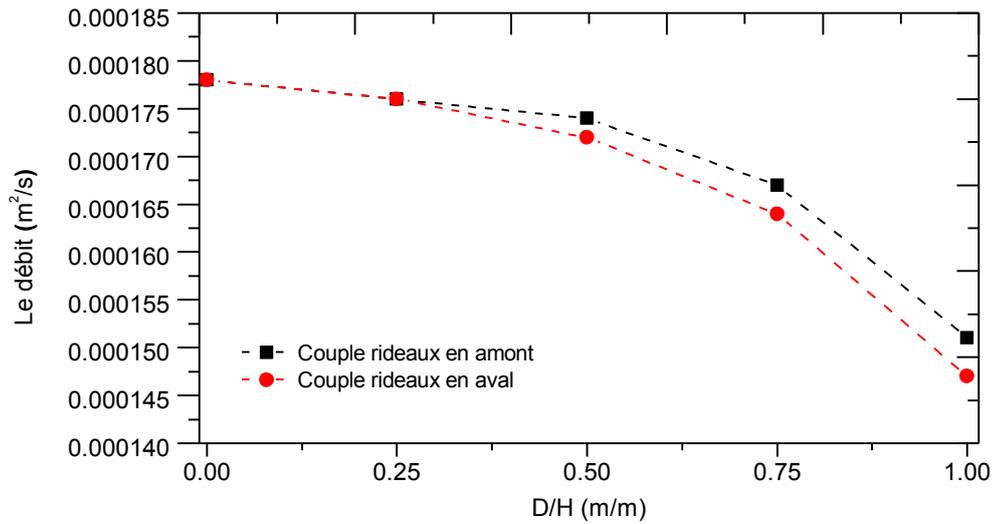


Figure IV.42 Variation des débits en fonction des différentes profondeurs et positions du couple de rideaux d'injection.

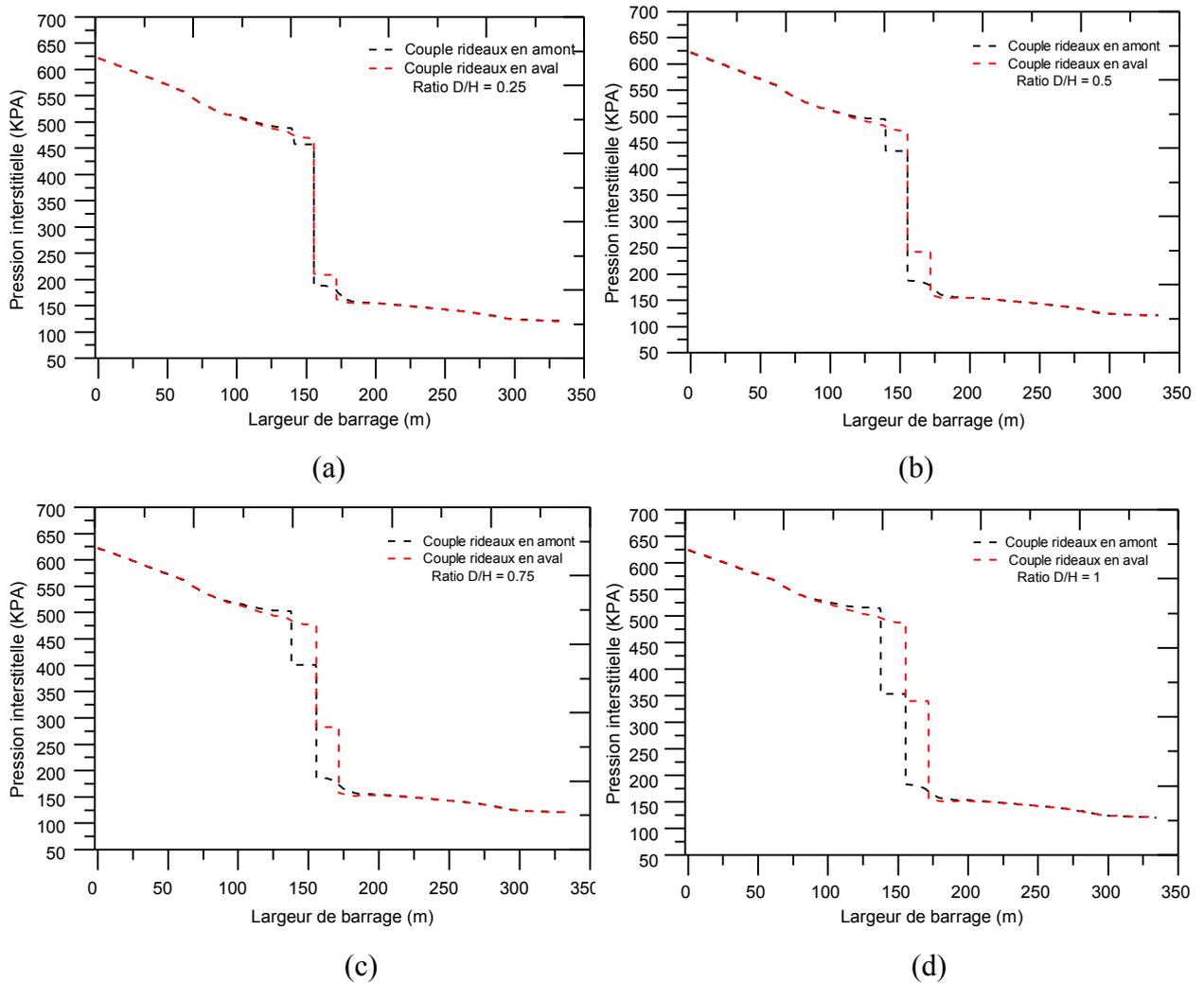


Figure IV.43 Variation des pressions interstitielles en fonction des différentes profondeurs et positions du couple de rideaux d'injection (a) D/H=0.25, (b) D/H =0.5, (c) D/H =0.75, (d) D/H =1.

D'après les figures, dans le cas d'un couple de rideaux d'injection, une valeur du rapport R égale à 1 et une position des deux rideaux situés respectivement à l'axe et en aval du noyau central sont situations les plus favorables en ce qui concerne le débit et le gradient hydraulique. Par contre, la réduction considérable des pressions interstitielles est obtenue pour un couple de rideaux d'injection situés respectivement en amont et sur l'axe du noyau central.

3.5 Effet de l'espacement entre rideaux d'injection

Les pressions d'injection dans le cas de terrains à risque élevé de fracturation sont limitées. On opte pour ces situations à des injections comportant plusieurs lignes. L'espacement entre rideaux reste un paramètre important et décisif. La distance considérée est le rapport entre l'espacement entre deux rideaux d'injection (X) et la largeur en base (L) du noyau ($R = X/L_{\text{noyau}}$). Pour cette partie d'analyse, nous avons tenu compte d'un rapport R possédant les valeurs 0.2, 0.4, 0.6, 0.8 et 1, la profondeur des deux rideaux intégrés dans la modélisation est celle avec une valeur égale à la hauteur du noyau central du barrage.

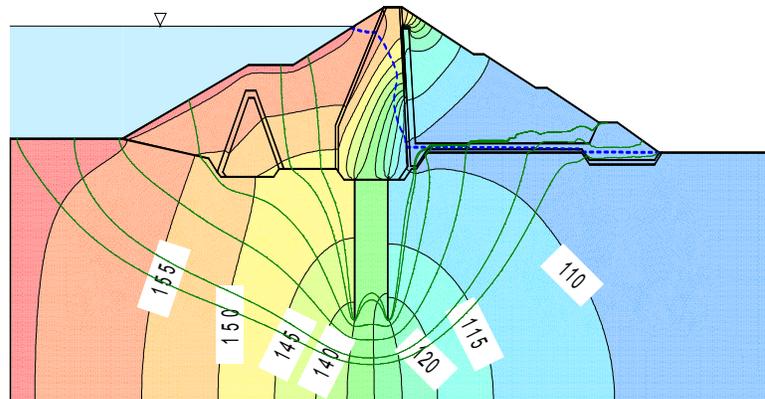


Figure IV.44 Evolution des charges hydrauliques dans les fondations du barrage
Effet de l'espacement entre rideaux d'injection.

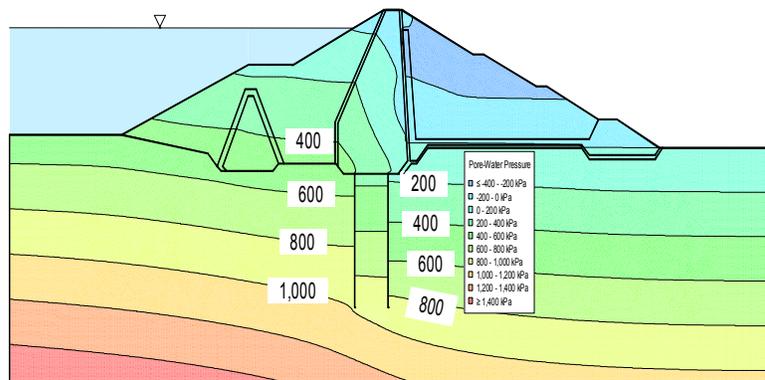


Figure IV.45 Evolution des pressions interstitielles dans les fondations du barrage
Effet de l'espacement entre rideaux d'injection.

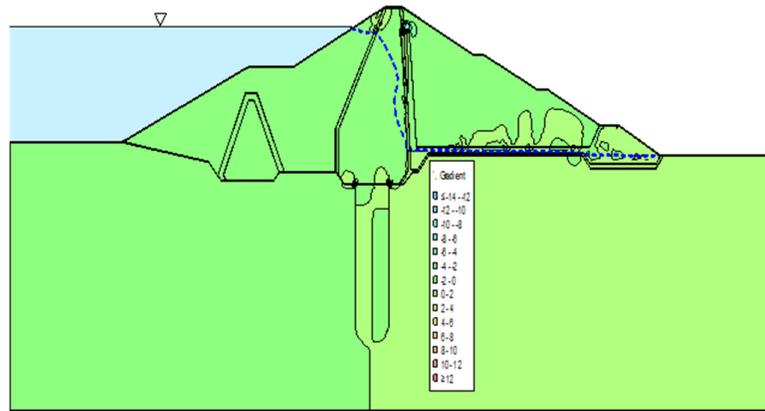


Figure IV.46 Evolution des gradients hydrauliques dans les fondations du barrage
Effet de l'espacement entre rideaux d'injection.

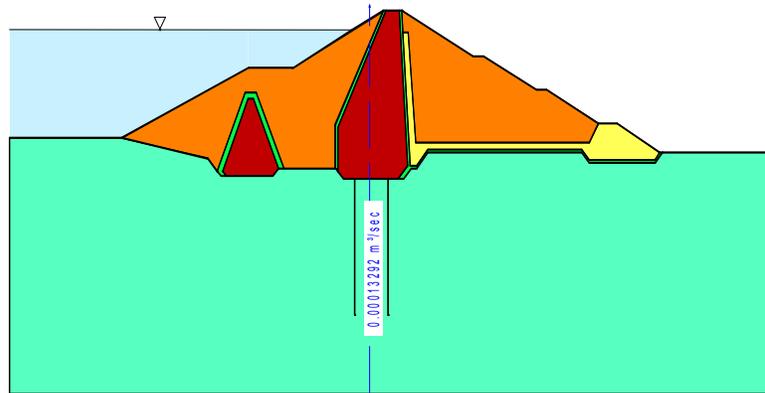


Figure IV.47 Evolution des débits d'infiltrations dans les fondations du barrage
Effet de l'espacement entre rideaux d'injection.

Les figures IV.48, IV.49 et IV.50 illustrent les résultats de l'influence de l'espacement entre deux rideaux d'injections verticaux sur la pression interstitielle, le gradient hydraulique et le débit à travers la fondation du barrage El Izdihar.

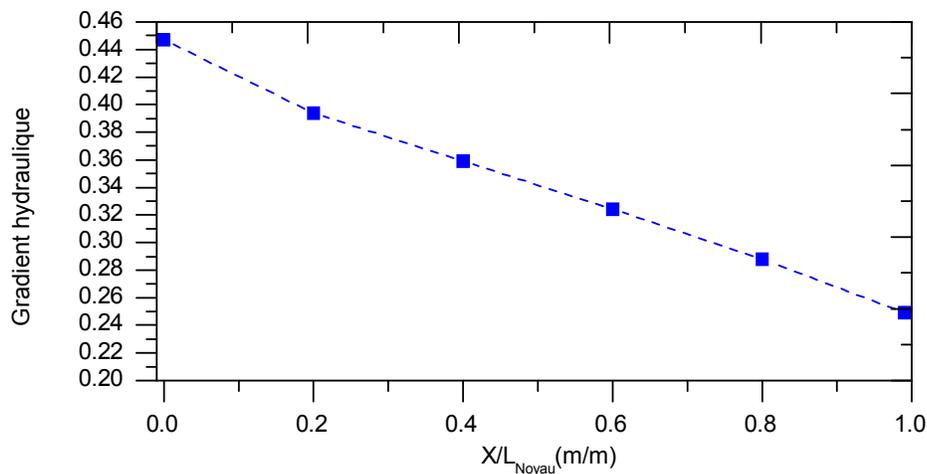


Figure IV.48 Variation des gradients en fonction de l'espacement entre deux rideaux d'injection.

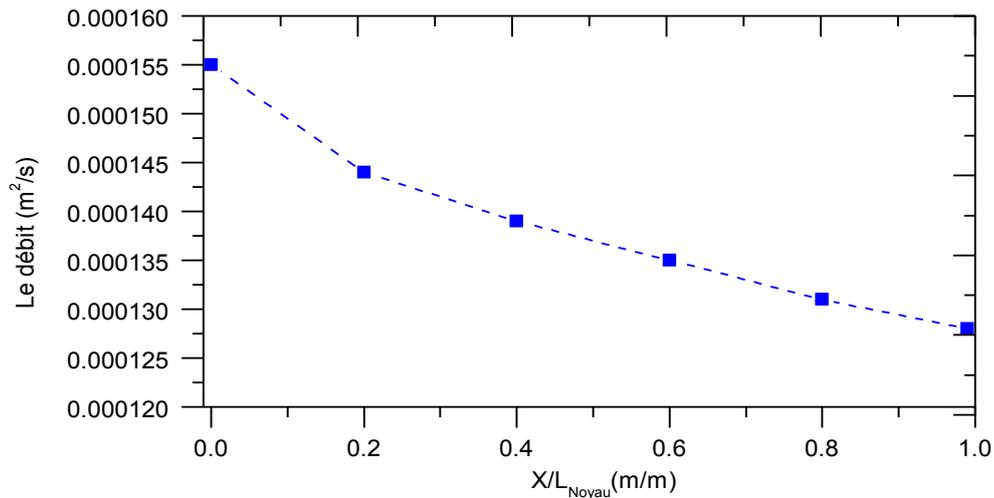


Figure IV.49 Variation des débits en fonction de l'espacement entre deux rideaux d'injection.

Les figures IV.48 et IV.49 montrent qu'une augmentation de la distance horizontale entre les rideaux d'injection à partir de l'axe sous le noyau central, occasionnent une réduction du débit d'infiltration sous le barrage et du gradient d'hydraulique. Les réductions respectives sont d'environ 20% pour le débit et 46% pour le gradient hydraulique.

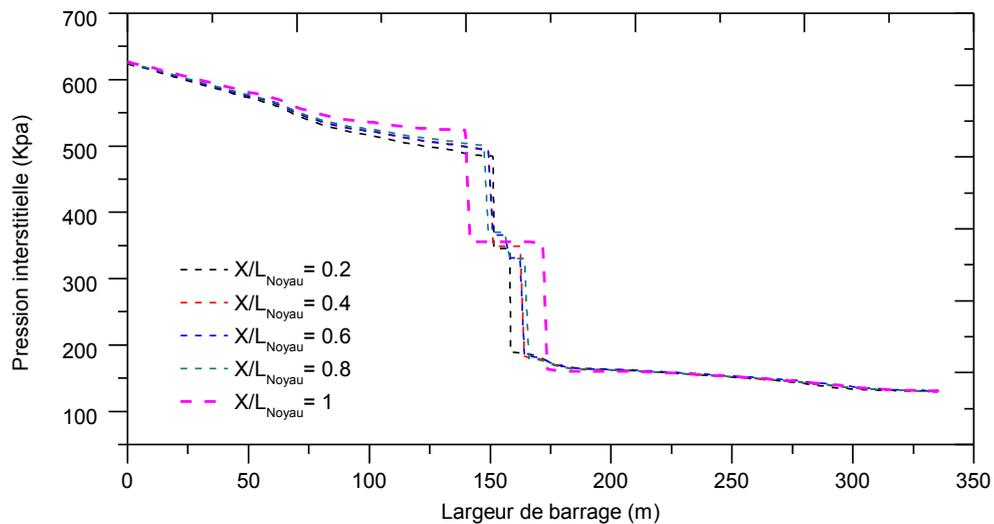


Figure IV.50 Variation des pressions interstitielles en fonction de l'espacement entre deux rideaux d'injection.

En plus, et selon la figure IV.50, une réduction considérable des pressions interstitielles est obtenue quand on augmente l'espacement entre les deux rideaux d'injection jusqu'à $X/L=1$.

4 Conclusions

Le traitement de la fondation par injection du coulis de ciment est une procédure assez complexe formée d'une succession d'opérations dont le succès ou l'échec va conditionner le résultat final

par rapport aux critères sécuritaires. Bien que des nombreuses recherches se soient intéressées à l'étude de certains paramètres de la procédure d'injection, le traitement des fondations des grands ouvrages par injection du coulis est toujours resté une problématique d'actualité. La nécessité continue de construction des barrages soumet les concepteurs à la rencontre de formations géologiques nouvelles sous les ouvrages nécessitant des considérations et des précautions non redondantes. Il convient donc de rechercher la faisabilité technique et économique des procédés d'injection garantissant une viabilité des structures avec une enveloppe financière rationnelle.

Les injections sont effectuées le plus souvent pour réduire les fuites à travers les matériaux sur lesquels sont fondés des grands barrages (voile d'étanchéité). Elles sont aussi effectuées parfois pour améliorer la pérennité et les caractéristiques mécaniques des roches ou sols de fondation, afin de pouvoir supporter le poids des structures à construire.

Il s'agit, à la fois, d'améliorer les propriétés de déformabilité et de résistance et de réduire, voire supprimer des débits d'infiltration et des vitesses de percolation et donc des risques d'érosion.

Les préoccupations des concepteurs ne sont jamais de même importance. La projection de voiles d'injection dans les fondations des barrages modifie les conditions d'écoulement et entraîne par conséquent des paramètres d'infiltration. Il est impératif de considérer, d'une manière non dissociable, la vulnérabilité des sols de fondations à l'érosion, les pertes d'eau par infiltration et les risques d'instabilité des ouvrages provoqués par des sous pressions interstitielles.

La contribution de cette recherche, fondée sur une analyse paramétrée des critères conceptuels d'influence sur la performance des injections dans les fondations du barrage El Izdihar, se localise dans la production d'un panel de situations combinées permettant aux concepteurs d'être doté d'indicateurs d'aide à la décision par rapport aux choix des paramètres conjugués relatifs et leur influence sur les critères sécuritaires généraux adaptés à une catégorie donnée de géologie des fondations .

De nombreux paramètres influencent l'efficacité et les performances des rideaux d'injection pour le traitement des fondations des barrages. La profondeur, la position, le nombre, l'inclinaison et l'espacement des rideaux d'injection sont recherchés pour optimiser les choix de conception. L'utilisation de la modélisation numérique constitue un outil pour ces investigations. La base fondamentale de cette optimisation est l'analyse, au niveau des sols de fondation du barrage, de l'évolution des paramètres liés aux infiltrations, notamment la variation des pressions interstitielles, des débits et les gradients hydrauliques.

CHAPITRE V

**ANALYSE MULTICRITERE DE LA PERFORMANCE
DES PROCEDES D'INJECTION COMBINES AUX
DRAINAGES DANS LES FONDATIONS DU BARRAGE
EL IZDIHAR**

1 Pertinence scientifique de l'analyse

Les problèmes potentiels liés à la qualité de fondations sont de trois ordres : déformabilité, résistance et étanchéité. Quel que soit la nature du terrain des fondations d'un barrage, il existe toujours des percolations de l'eau au-dessous des fondations qui influent négativement sur la stabilité du corps du barrage, les sous-pressions sont le résultat de ces percolations. La maîtrise des écoulements et leurs canalisations doit être opérée de telle manière que les paramètres liés aux infiltrations restent en dessous des paramètres critiques (débits, pressions interstitielles, et gradients hydrauliques ...etc.).

La nature des matériaux à l'interface remblai-fondation peut nécessiter la mise en place de dispositifs d'étanchéité et de drainage afin d'obtenir un débit de fuites acceptable et d'éviter tout risque de renard (érosion interne régressive) et de sous-pression à l'aval.

Le but de drainage est notamment de diminuer l'effet des sous pressions sous l'ouvrage et de capter les percolations. Il renforce ainsi la sécurité de l'ouvrage et des fondations. Le système de drainage permet par ailleurs de contrôler la tenue du voile d'étanchéité. Cependant, pour être réellement efficace, le drainage doit être projeté relativement en aval, c'est-à-dire depuis une galerie.

Pour les barrages non équipés de galerie, le drainage peut être constitué d'une ligne de forages implantés près du pied aval et inclinés vers l'amont. Cette solution permet d'améliorer la situation des sous pressions sous le coin aval du barrage.

Les forages drainants sont généralement implantés à l'aval d'un voile d'injection pour tenir compte du gradient de pression décroissant de l'amont vers l'aval du voile. Ils peuvent être verticaux ou inclinés en fonction de la structure géologique.

Les forages drainants peuvent être exécutés à partir de la galerie de pied du barrage une fois les travaux d'injection achevés. Leurs parois sont libres, toutefois, selon la nature des sols de fondations, ils peuvent être équipés d'un tube partiellement ou totalement perforé. Il n'est pas rare qu'au fil du temps, ces forages drainants soient obturés par des dépôts de calcite. Il devient alors nécessaire soit de les renforcer, soit d'en forer des nouveaux.

La modification des conditions d'écoulement à travers la projection de rideaux d'injection exige leur combinaison avec des systèmes de drainage. Nous analysons dans cette partie de la recherche, l'effet des drainages combiné aux injections sur les critères de sécurité du barrage El Izdihar.

En ce qui concerne le drainage des écoulements provenant de la fondation, une des solutions la plus satisfaisante consiste à mettre en place un tapis drainant à la base de la recharge aval, au contact remblai-fondation. C'est cette solution conceptuelle qui sera traitée dans ce chapitre. Pour

tenir compte à la fois des caractéristiques du coulis d'injection (perméabilité), de l'effet important de la profondeur du rideau d'injection ainsi que des caractéristiques du système de drainage, certaines conjugaisons des paramètres ont été considérées et qui sont mentionnées sur le tableau IV.1 du chapitre IV. Il s'agit de :

- Influence de la profondeur du rideau d'injection combinée aux dimensions du drainage,
- Influence de la perméabilité du rideau d'injection,
- Influence de la profondeur du rideau d'injection combinée à la perméabilité du coulis,
- Influence des dimensions du drainage combinée à la perméabilité du coulis.

2 Effet de la conjugaison du drainage horizontal avec le rideau d'injection

Afin d'étudier l'effet combiné des dimensions du drainage en aval du barrage et de la profondeur du rideau d'injection sur l'évolution de la pression interstitielle, du débit de percolation et du gradient hydraulique, Une série de modélisation a été engagée, simultanément, pour des longueurs du drainage variant de 0 à 150 m avec des incréments de 50 m et pour des rapports R égaux respectivement à 0.25, 0.5, 0.75 et 1.

2.1 Analyse des charges hydrauliques

La figure V.1, montre l'évolution des charges hydrauliques en fonction des dimensions du drainage avec un voile d'injection implanté à l'axe du noyau central du barrage.

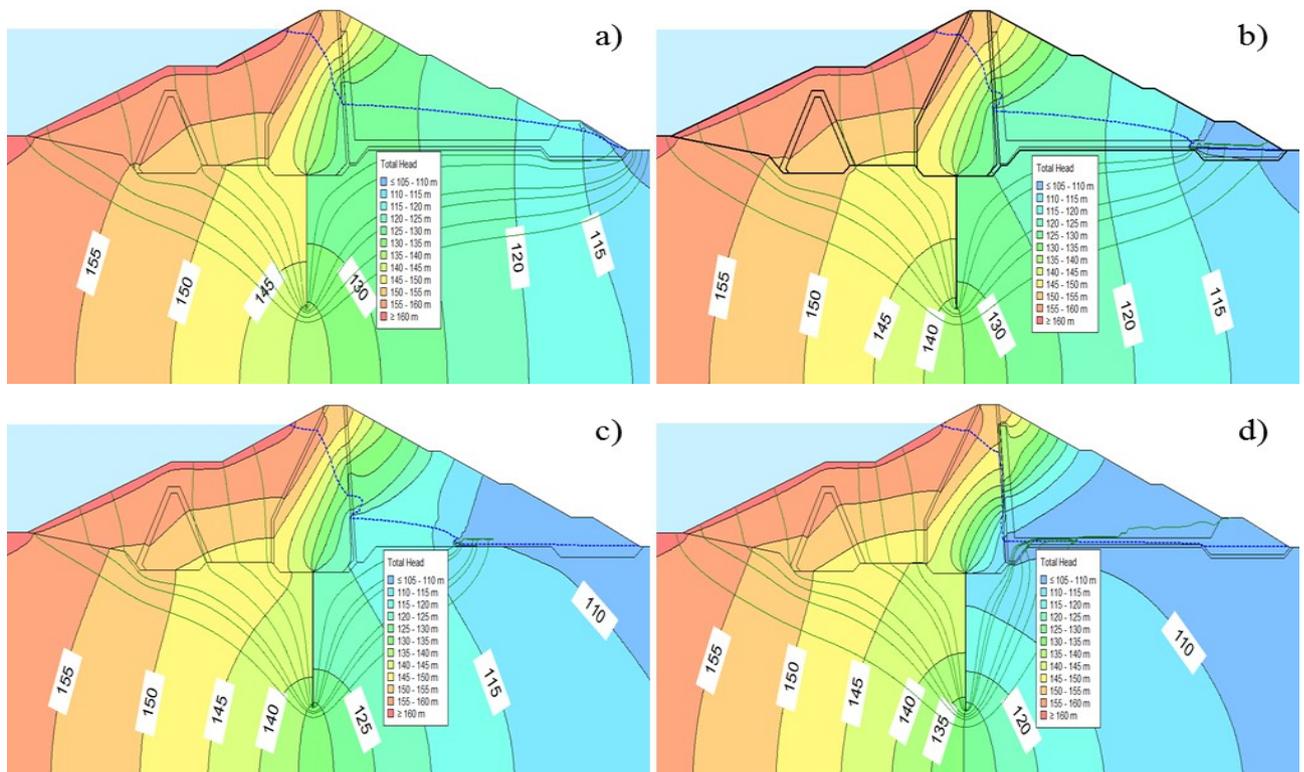


Figure V.1 Evolution des charges hydrauliques en fonction du drainage
a) $L_{\text{Drain}} = 0$ m, b) $L_{\text{Drain}} = 50$ m, c) $L_{\text{Drain}} = 100$ m, d) $L_{\text{Drain}} = 150$ m.

2.2 Analyse des pressions interstitielles

La figure V.2, montre des pressions interstitielles en fonction des dimensions du drainage avec un voile d'injection implanté à l'axe du noyau central du barrage.

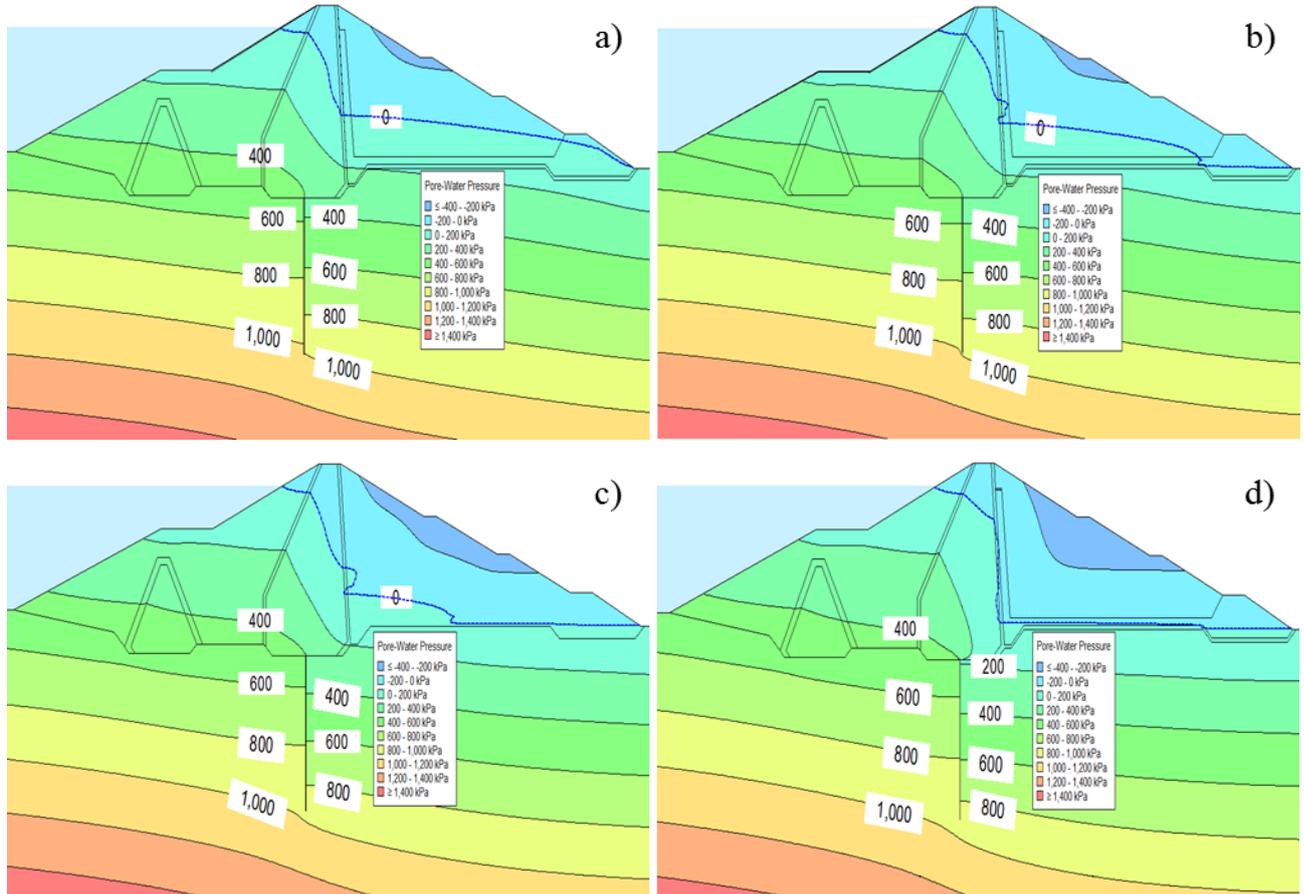
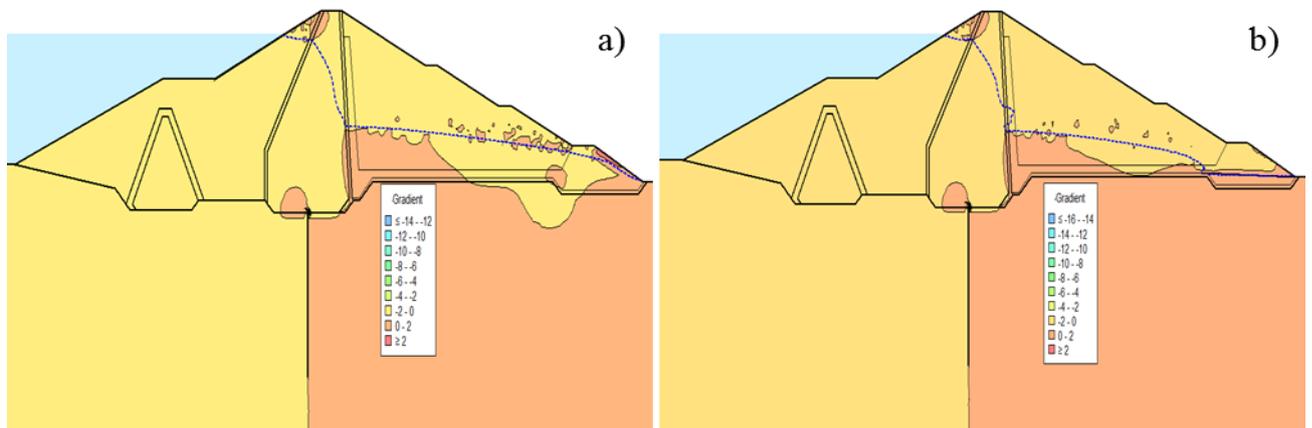


Figure V.2 Evolution des pressions interstitielles en fonction du drainage

a) $L_{\text{Drain}} = 0$ m, b) $L_{\text{Drain}} = 50$ m, c) $L_{\text{Drain}} = 100$ m, d) $L_{\text{Drain}} = 150$ m.

2.3 Analyse des gradients hydrauliques

La figure V.3, montre des gradients hydrauliques en fonction des dimensions du drainage avec un voile d'injection implanté à l'axe du noyau central du barrage.



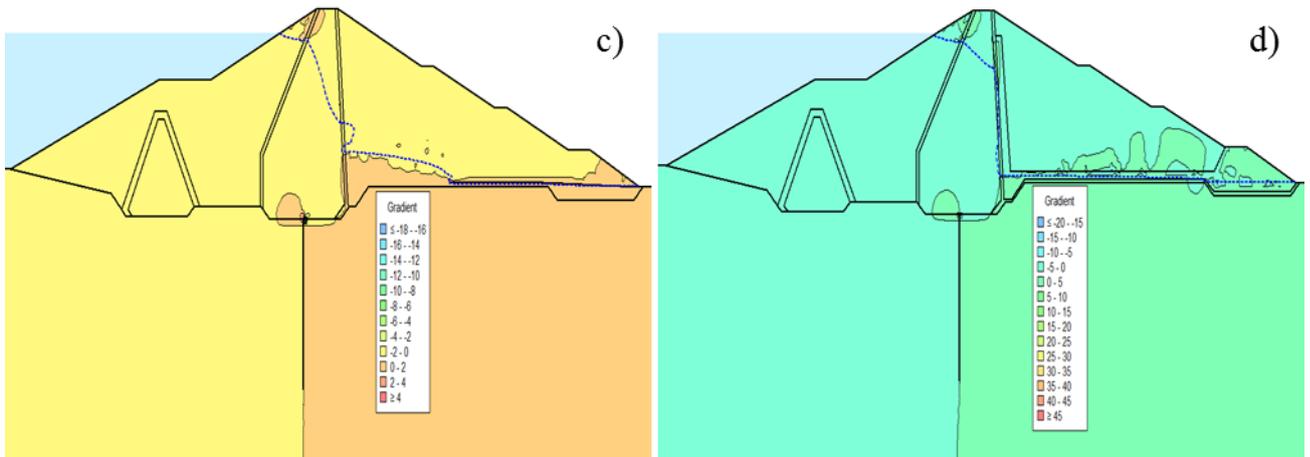


Figure V.3 Evolution des gradients hydrauliques en fonction du drainage

a) $L_{\text{Drain}} = 0$ m, b) $L_{\text{Drain}} = 50$ m, c) $L_{\text{Drain}} = 100$ m, d) $L_{\text{Drain}} = 150$ m.

2.4 Analyse des débits d'infiltrations

La figure V.4, montre des débits d'infiltrations en fonction des dimensions du drainage avec un voile d'injection implanté à l'axe du noyau central du barrage.

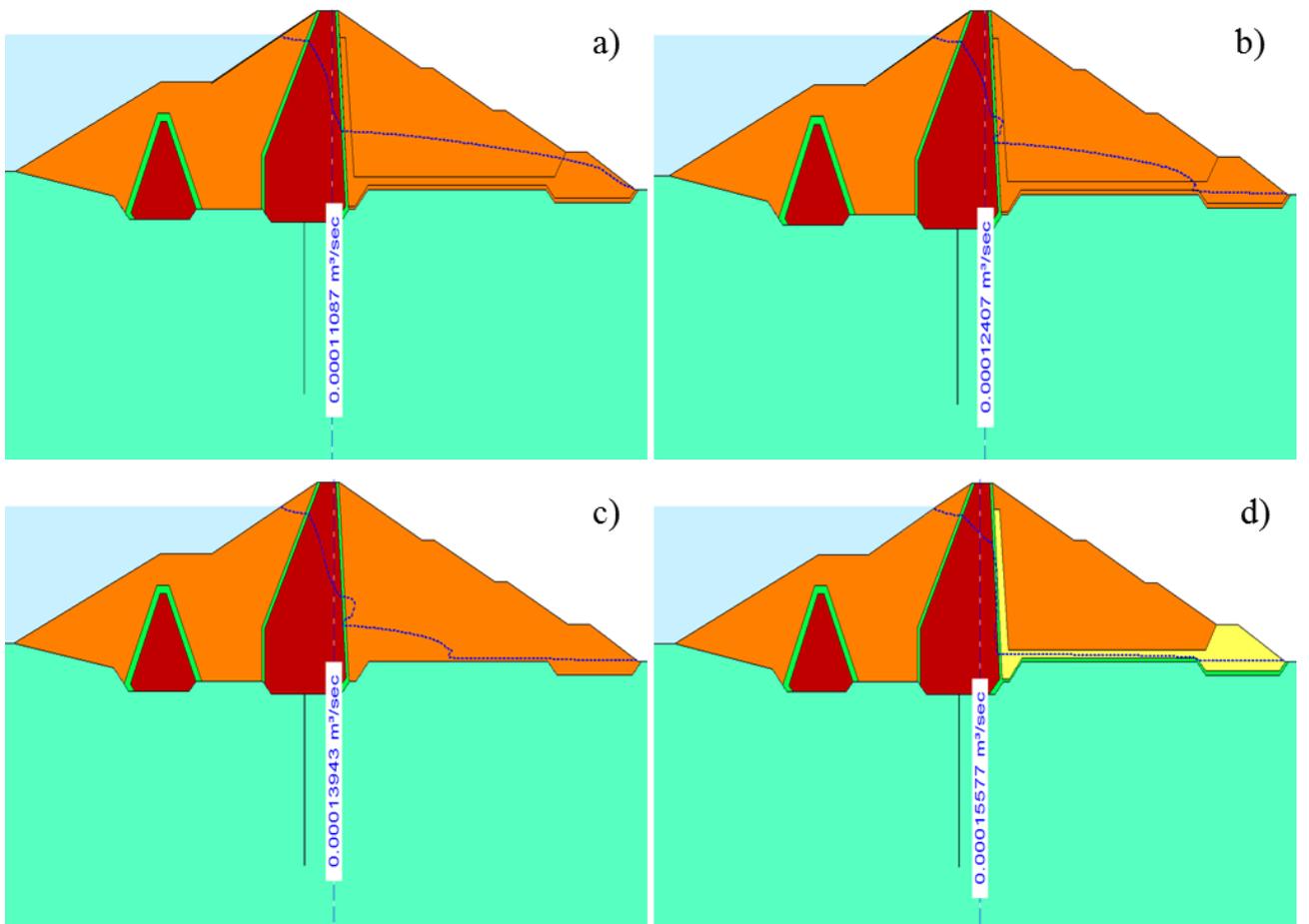


Figure V.4 Evolution des débits d'infiltrations en fonction du drainage

a) $L_{\text{Drain}} = 0$ m, b) $L_{\text{Drain}} = 50$ m, c) $L_{\text{Drain}} = 100$ m, d) $L_{\text{Drain}} = 150$ m.

Les dispositifs particuliers, tels que les voiles d'injection dans la fondation et les voiles de drainage en fondation, visant à réduire le diagramme des sous-pressions, sont pris en considération à l'aide du coefficient de rabattement λ . Ce coefficient est le rapport entre le gradient de charge à l'amont du voile comparé au gradient aval. Par référence à la figure V.1 donnant les variations des charges d'eau, ces coefficients sont de 0.5 et 0.6 respectivement pour des longueurs de drainage de 100 et 150 m. Ces valeurs sont en adéquation avec celles recommandées, soit entre 1/2 et 2/3.

Selon la figure V.4, les valeurs des débits d'infiltrations sont proportionnelles aux longueurs du drainage avec de légères augmentations. L'allure des lignes de charge illustre la diminution des gradients hydrauliques en fonction de l'augmentation des longueurs du drainage.

Les graphiques de variation du gradient hydraulique et du débit sont présentés sur les figures V.5 et V.6, respectivement, en fonction de la profondeur du rideau d'injection et de la longueur du drainage.

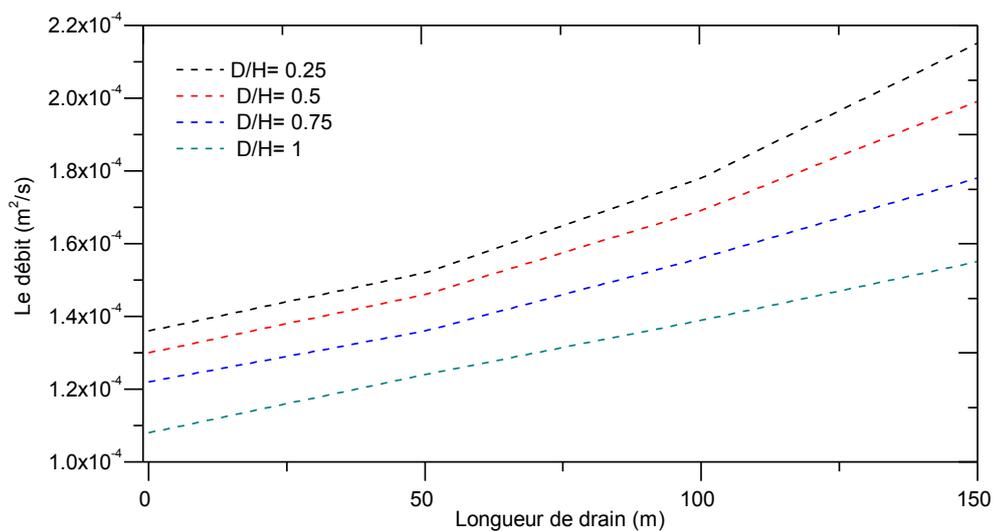


Figure V.5 Effet combiné de la longueur du drain horizontal et de la profondeur du rideau d'injection sur le débit à travers la fondation du barrage.

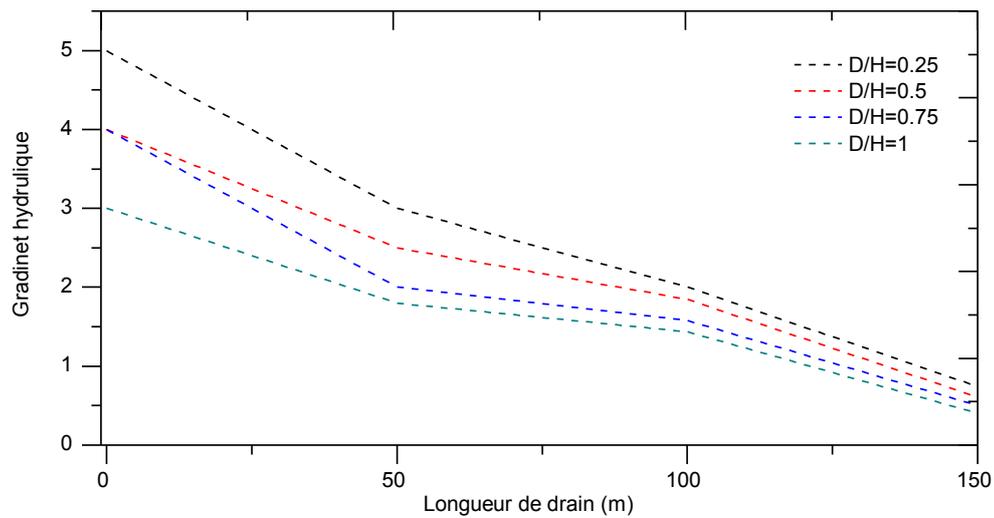


Figure V.6 Effet combiné de la longueur du drain horizontal et de la profondeur du rideau d'injection sur le gradient hydraulique à travers la fondation du barrage.

Les gradients hydrauliques inférieurs à l'unité ne sont enregistrés qu'à partir d'une longueur du drainage de 150 m et ce indépendamment du rapport R. Pour cette longueur du drainage, des gradients hydrauliques inférieurs ou égaux à 0.5 ne sont obtenus que pour des rapports R respectivement de 0.75 et 1. Pour une longueur du drainage de 125 m, seul un rideau d'injection dont la profondeur vaut la hauteur du noyau enregistre un gradient inférieur à l'unité. Un drainage de longueur 125 m combiné à un rideau d'injection dont le rapport $R = 0.25$ donne un gradient hydraulique important d'environ 1.5.

2.5 Analyse de l'évolution relative des débits de percolation et des gradients hydrauliques

Afin d'évaluer l'effet des dimensions du drainage sur l'évolution des gradients hydrauliques dans les fondations du barrage, la figure V.7 montre que les variations relatives des valeurs du gradient hydraulique par rapport aux variations de la longueur du drain horizontal. I' et Q' sont respectivement le gradient hydraulique et le débit de percolation au niveau de la fondation du barrage pour différentes longueurs du drainage et I et Q représente le gradient hydraulique et le débit sans projection de drainage.

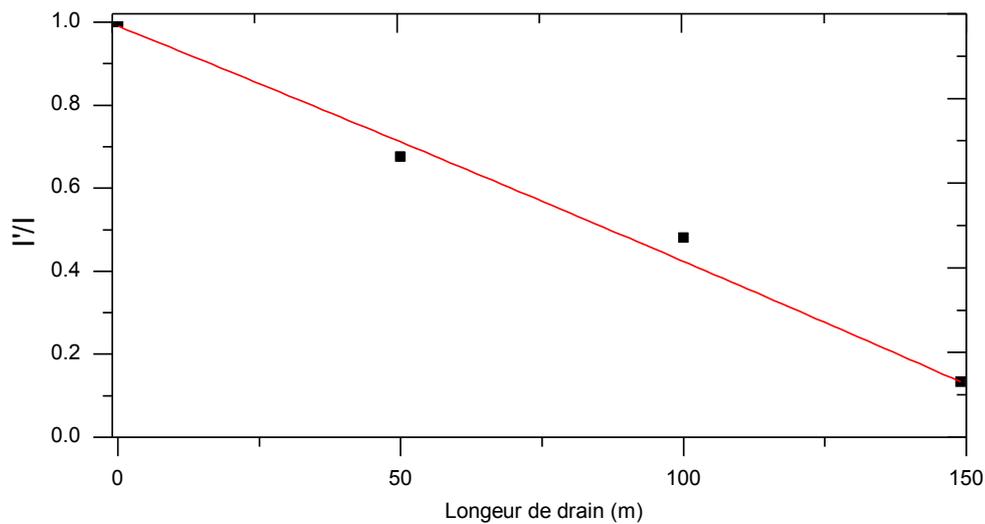


Figure V.7 Variations relatives du gradient hydraulique en fonction des longueurs du drainage.

Le tableau V.1 récapitule les variations relatives des débits de percolation et des gradients hydrauliques en fonction des dimensions du drainage.

Tableau V.1 Variations relatives du débit et du gradient hydraulique en fonction des longueurs du drainage.

Longeurs du drainage (m)	I' / I	Q' / Q
0	1	1
50	0.67	1.14
100	0.48	1.28
150	0.13	1.43

Il est constaté que la longueur du drainage a une grande influence sur les gradients hydrauliques, la diminution de ce paramètre est de 54% pour les longueurs respectives du drainage entre 50 et 150m.

2.6 Analyse de l'évolution des pressions interstitielles

La figure V.8 montre l'effet combiné des longueurs du drain horizontal et de la profondeur du rideau d'injection sur les pressions interstitielles dans les fondations du barrage.

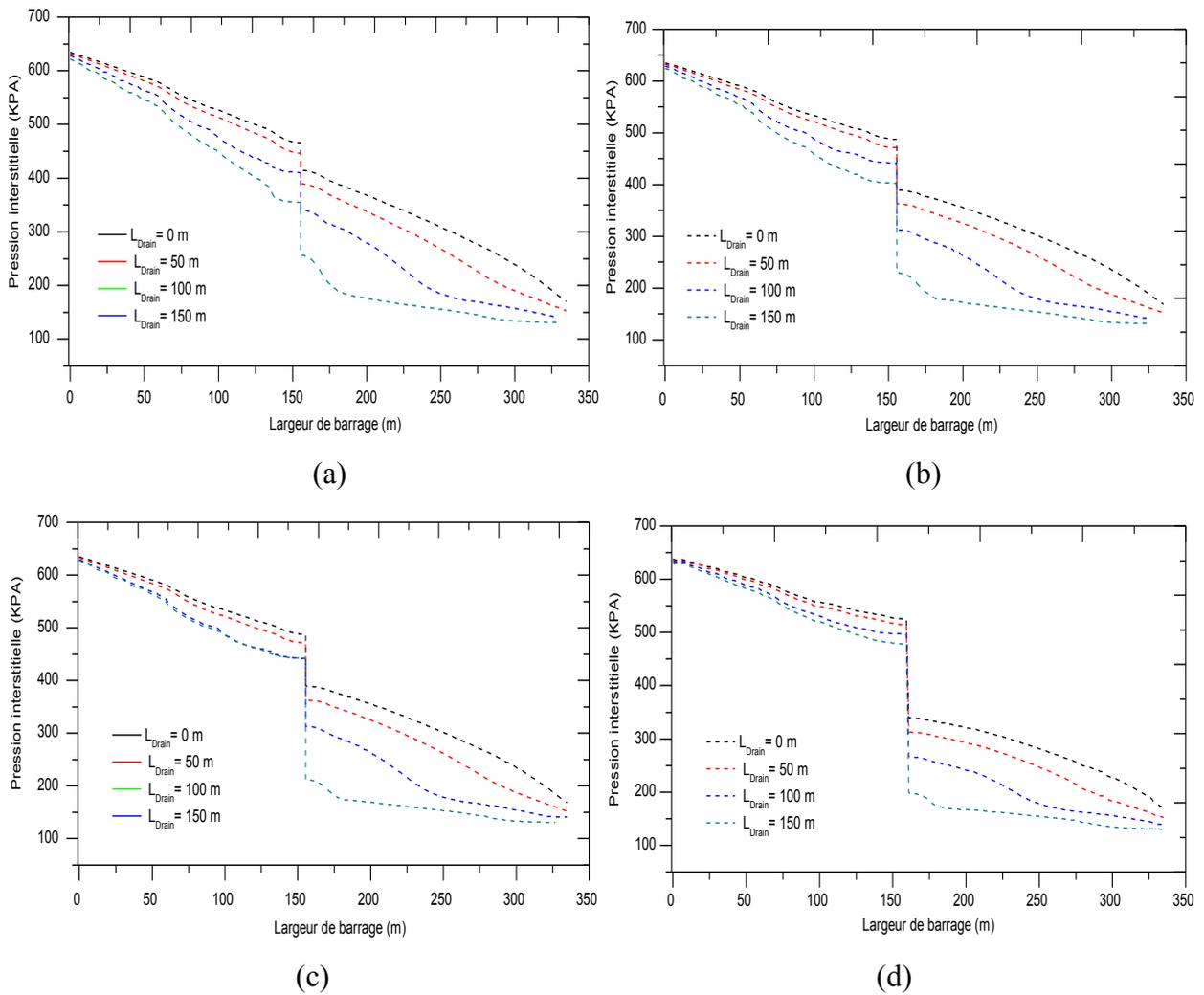


Figure V.8 Variations des pressions interstitielles sous le barrage en fonction des profondeurs du rideau d'injection et des longueurs du drainage (a) $D/H=0.25$, (b) $D/H=0.5$, (c) $D/H=0.75$, (d) $D/H=1$.

Au niveau de la zone amont du rideau d'injection, et en fonction des variations du rapport R , les gradients de pressions sont de 46.15%, 38.46%, 30.77% et 23.08%, respectivement pour des rapports $R=0.25$, $R=0.5$, $R=0.75$ et $R=1$. La profondeur du rideau d'injection a une grande influence sur les mécanismes d'érosion interne se manifestant par des gradients hydrauliques élevés.

Selon les variations des pressions interstitielles en fonction de la profondeur des rideaux d'injection, indépendamment des longueurs du drainage, les gradients de pressions entre la zone amont et la zone aval du rideau augmentent en fonction de l'augmentation des profondeurs de ce dernier. Aussi, on constate que les pressions interstitielles résiduelles à l'aval du rideau d'injection sont inversement proportionnelles aux longueurs du drainage aval. En relation avec les pentes des courbes de variation des pressions interstitielles, les rideaux de faibles profondeurs ($R=0.25$ et

R=0.5) ont un effet faible sur la dissipation des pressions interstitielles dans la zone aval du barrage.

3 Intégration des caractéristiques du coulis d'injection

3.1 Influence de la perméabilité du coulis d'injection

Dans les grandes opérations d'injection, on peut, pour l'injection, classer les terrains en deux catégories : les roches fissurées et les terrains pulvérulents. Dans le premier cas, l'injection à haute pression d'un coulis de ciment dilué assurera, en général, l'étanchement et la consolidation. Dans le second cas, il faudra obligatoirement adapter la nature des coulis aux terrains dans lesquels ils sont injectés. Faute d'appliquer cette règle fondamentale, on court à un échec ou à des dépenses superflues.

Le pouvoir de pénétrabilité du coulis est fonction de sa fluidité (viscosité et rigidité) et de la granulométrie des constituants (dimensions relatives des particules du coulis et des vides du milieu à traiter).

Pour qu'une suspension granulaire plus ou moins concentrée, comme l'est un coulis hydraulique puisse être injectée, il est en effet tout d'abord indispensable que la granularité de sa phase solide soit compatible avec les dimensions minimales des fissures ou des cavités de la structure à réparer. Le choix de la viscosité du coulis reste fondamental pour une meilleure performance par rapport à la pénétrabilité.

Au niveau du barrage El Izdihar, les fondations sont constituées de marnes et de grès en couches alternées. Les formations sont disposées sous forme de bancs de marnes intercalés par des passées de grès. Nous notons toutefois le passage de plusieurs failles aux environs immédiats du barrage. Lors de la mise en eau du barrage, des sources ont été enregistrées à l'aval du barrage. La variation des débits des sources était en adéquation avec la variation du niveau du plan d'eau (figure V.9). La source la plus importante S04, située en rive droite, enregistrait le débit le plus élevé. Toutefois, le tarissement total des sources, coïncidant exactement avec l'achèvement du confortement du voile d'injection, confirme la liaison étroite entre les eaux du lac et le débit des sources et témoignant d'un comportement anormal du voile d'injection avant les travaux de réhabilitation.

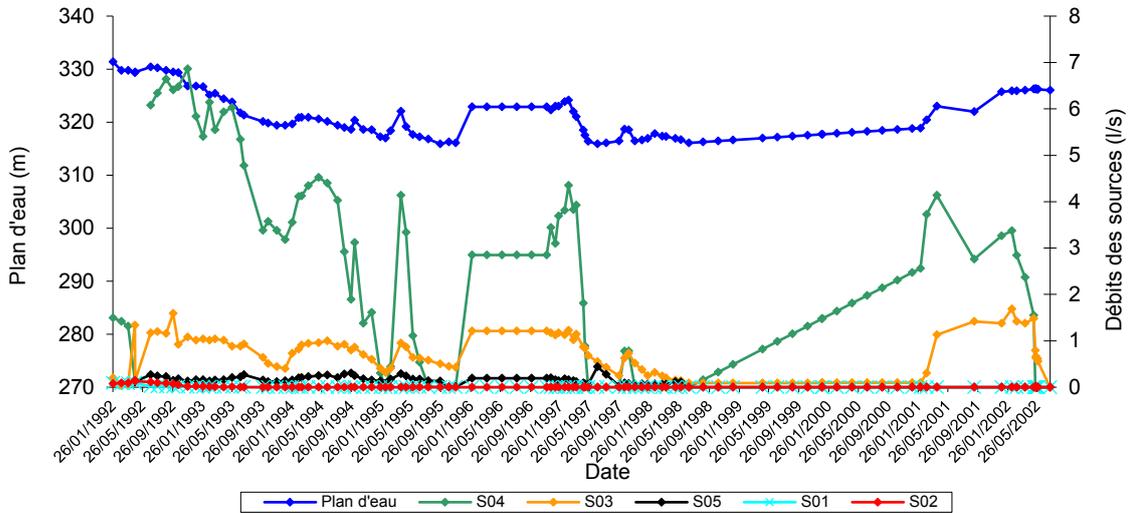


Figure V.9 Variations des débits des sources à l'aval du barrage El Izdihar en fonction des niveaux du plan d'eau.

Ces manifestations pathologiques ont motivé la considération de la perméabilité du voile utilisé dans les injections au niveau du barrage. Cette perméabilité intégrée dans la modélisation ne constitue par la caractéristique intrinsèque du coulis de ciment, elle est en relation avec les conditions de réalisation du voile incliné de 15° par rapport à la verticale. Les valeurs élevées retenues pour le modèle ont été corrélées, indirectement, à trois paramètres : l'adaptation de la viscosité du coulis par rapport à la nature des deux principales formations géologiques des fondations, l'enregistrement d'éventuels écartements entre forages causés principalement par la difficulté de respecter l'alignement des forages.

Cette partie de l'analyse examine les effets des variations de la perméabilité du rideau d'injection sur le gradient hydraulique, le débit et la pression interstitielle. Tableau V.2 résume les paramètres d'influence considérés en outre la profondeur D et la perméabilité du rideau d'injection k.

Tableau V.2 Critères relatifs à l'effet de la profondeur et de la perméabilité du rideau d'injection

D/H	0.25	0.5	0.75	1
K Rideau (m/s)	10 ⁻³	10 ⁻⁵	10 ⁻⁷	10 ⁻⁹

Dans une première étape, seule la perméabilité du rideau d'injection a été considérée. La modélisation a été effectuée avec un rapport R=D/H égal à l'unité afin d'écarter, pour cette phase, l'influence de la profondeur du rideau sur les paramètres d'écoulement dans les fondations du barrage. Les résultats graphiques de cette série de modélisation sont présentés au niveau les figures suivantes pour différentes perméabilités du rideau d'injection.

3.1.1 Profondeur du rideau d'injection R=0.25

3.1.1.1 Analyse des charges hydrauliques

La figure V.10 donne développement des charges hydrauliques dans la fondation du barrage.

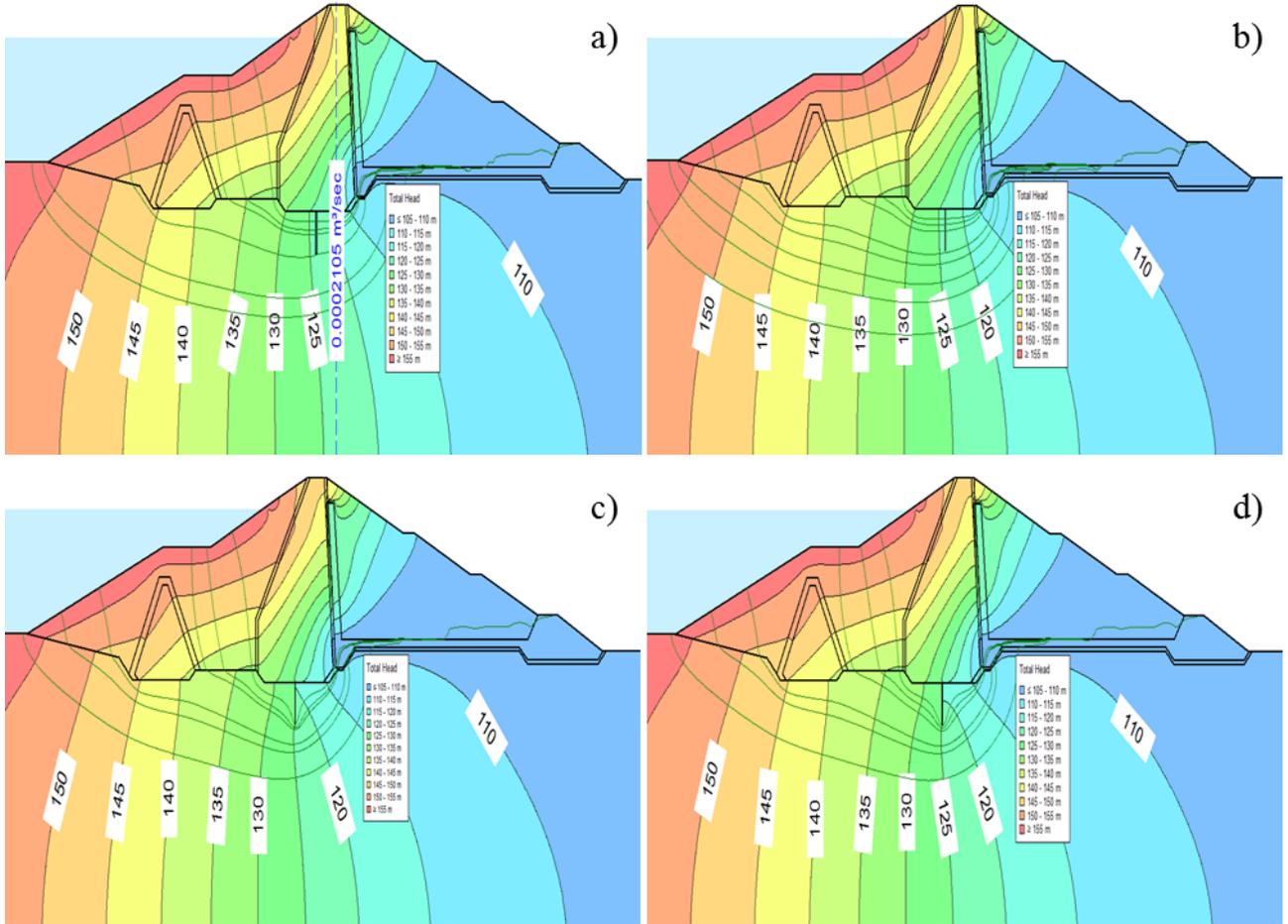
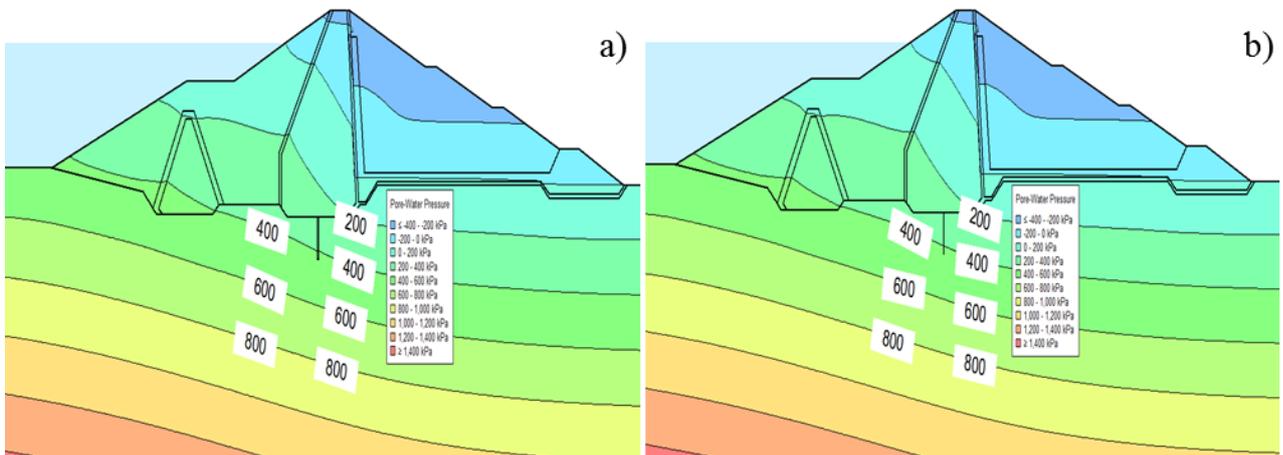


Figure V.10 Développement des charges hydrauliques

a) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-3} \text{ m/s}$ b) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-5} \text{ m/s}$, c) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-7} \text{ m/s}$, d) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-9} \text{ m/s}$.

3.1.1.2 Analyse des pressions interstitielles

La figure V.11 donne développement des pressions interstitielles dans la fondation du barrage.



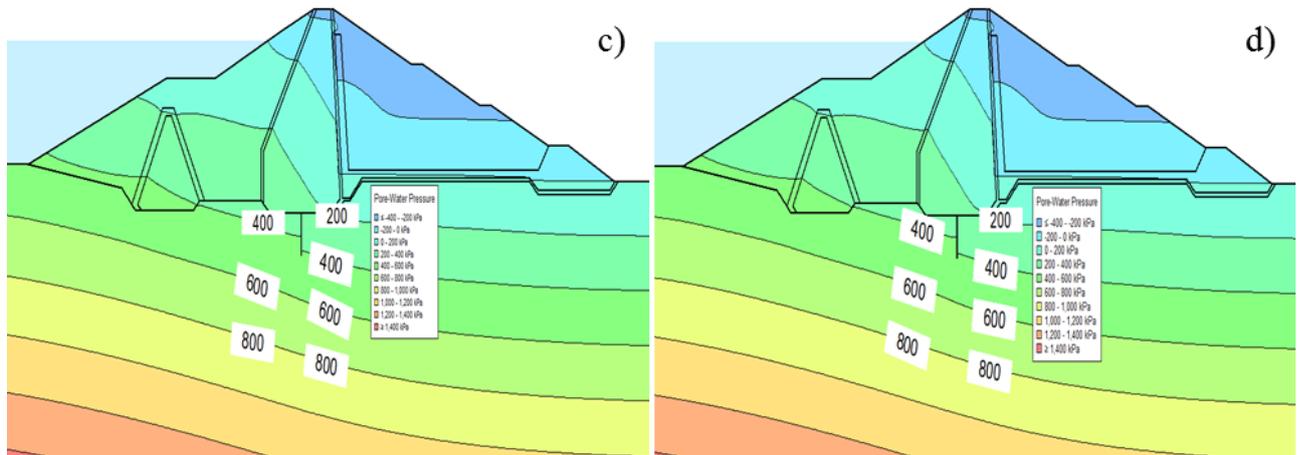


Figure V.11 Développement des pressions interstitielles
 a) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-3} \text{ m/s}$ b) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-5} \text{ m/s}$, c) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-7} \text{ m/s}$, d) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-9} \text{ m/s}$.

3.1.1.3 Analyse des gradients hydrauliques

La figure V.12 donne développement des gradients hydrauliques dans la fondation du barrage.

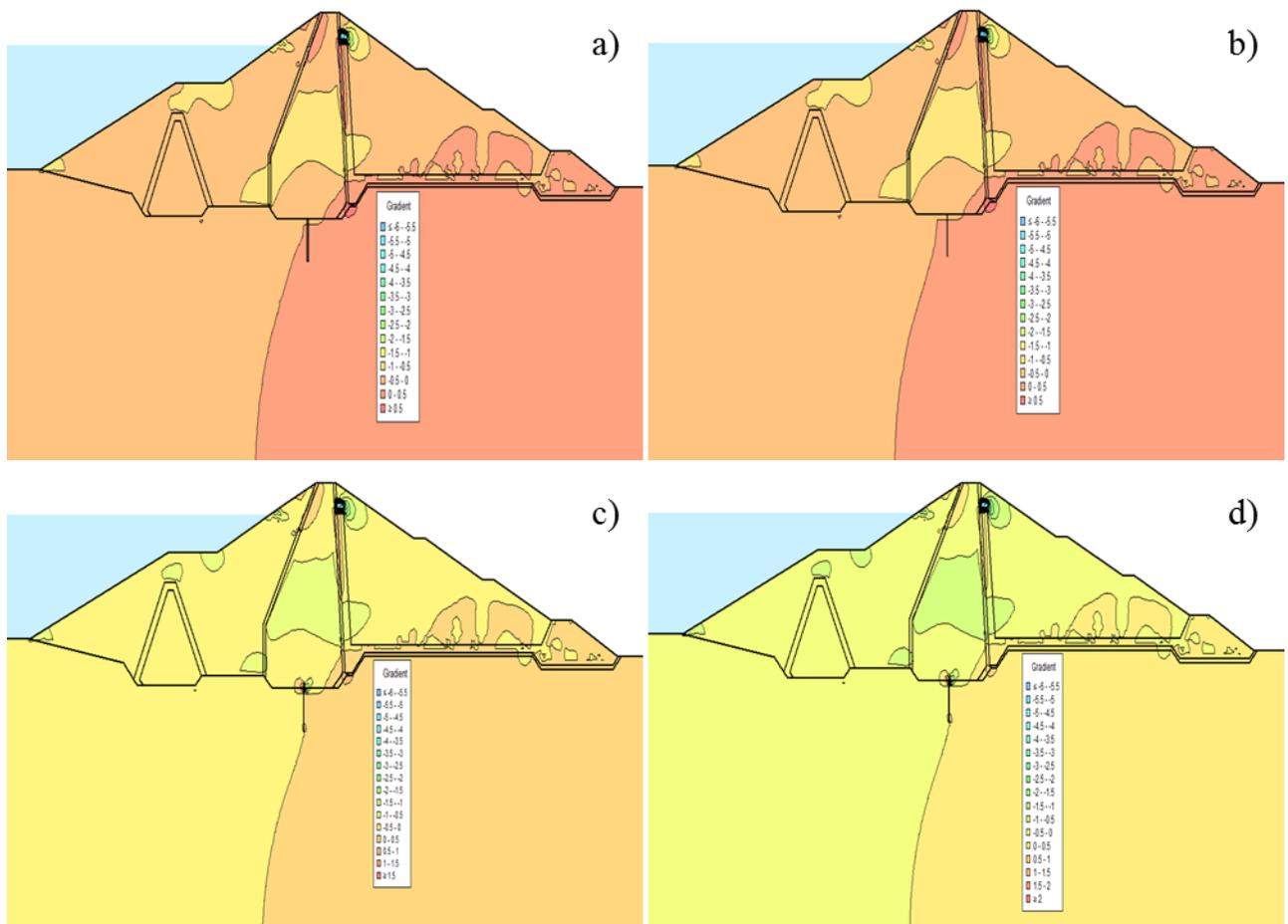


Figure V.12 Développement des gradients hydrauliques
 a) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-3} \text{ m/s}$ b) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-5} \text{ m/s}$, c) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-7} \text{ m/s}$, d) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-9} \text{ m/s}$.

3.1.1.4 Analyse des débits d'infiltrations

La figure V.13 donne développement des débits d'infiltrations dans la fondation du barrage.

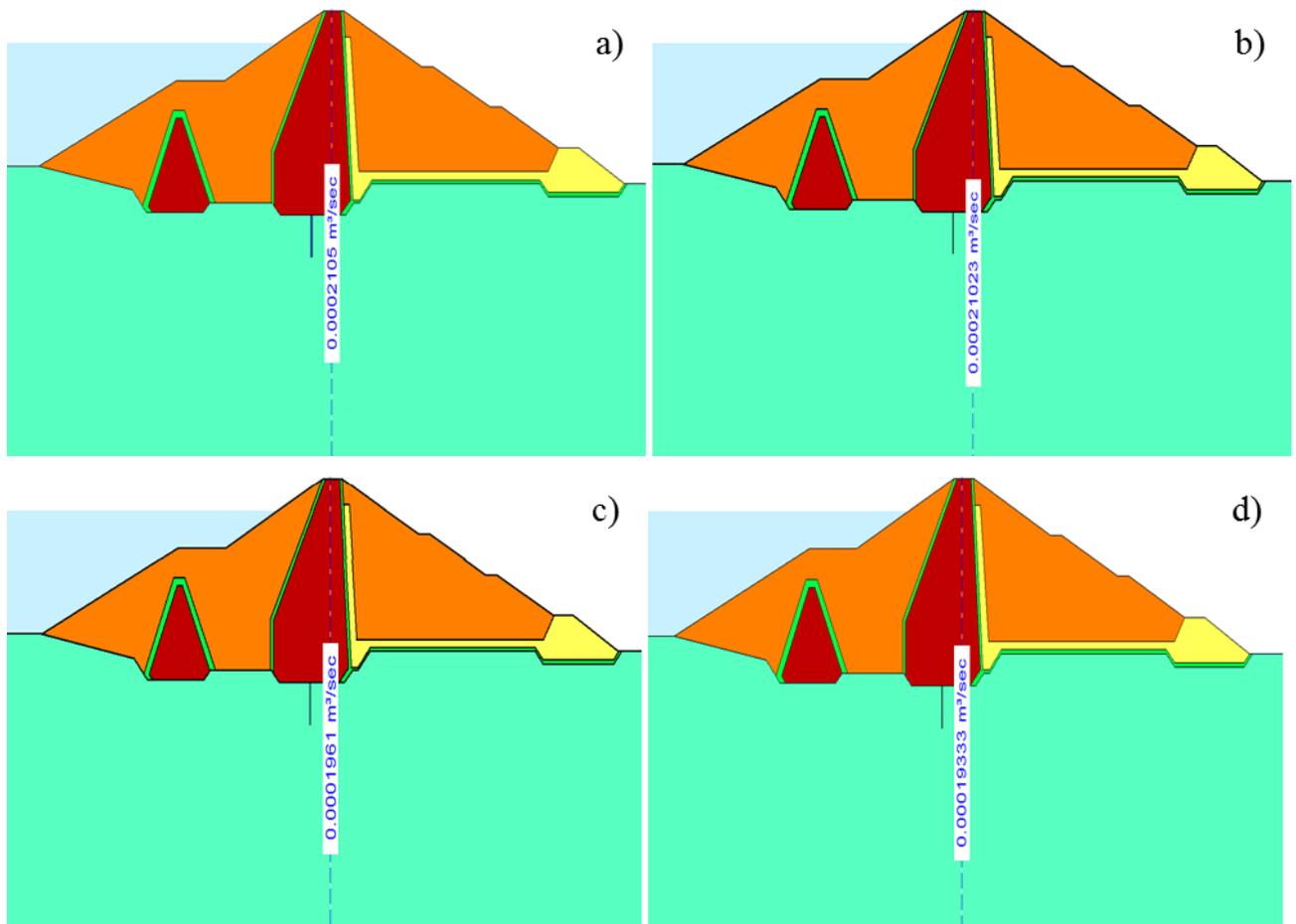


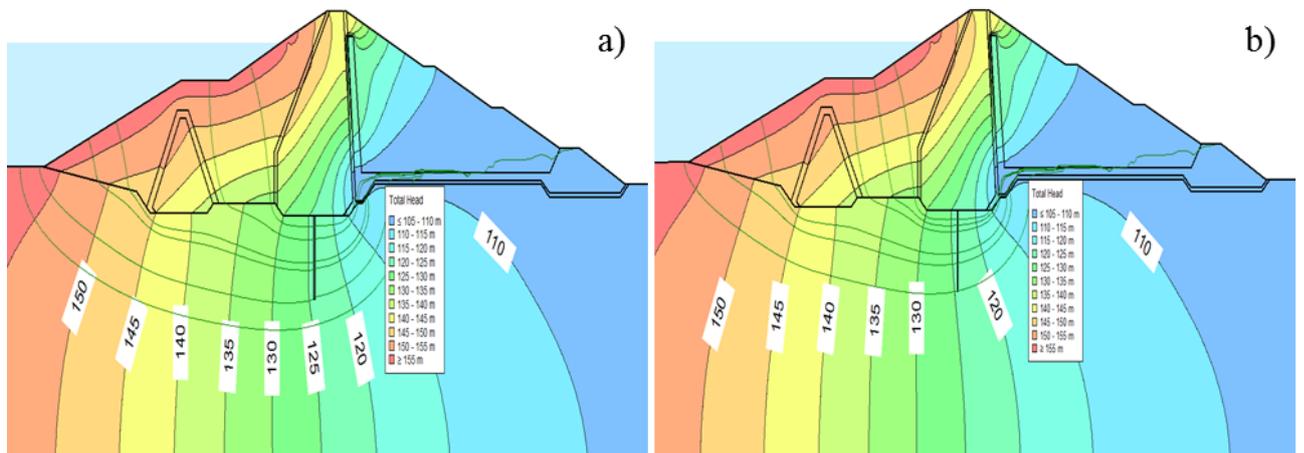
Figure V.13 Développement des débits d'infiltrations

a) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-3} \text{ m/s}$ b) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-5} \text{ m/s}$, c) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-7} \text{ m/s}$, d) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-9} \text{ m/s}$.

3.1.2 Profondeur du rideau d'injection $R=0.5$

3.1.2.1 Analyse des charges hydrauliques

La figure V.14 donne développement des charges hydrauliques dans la fondation du barrage.



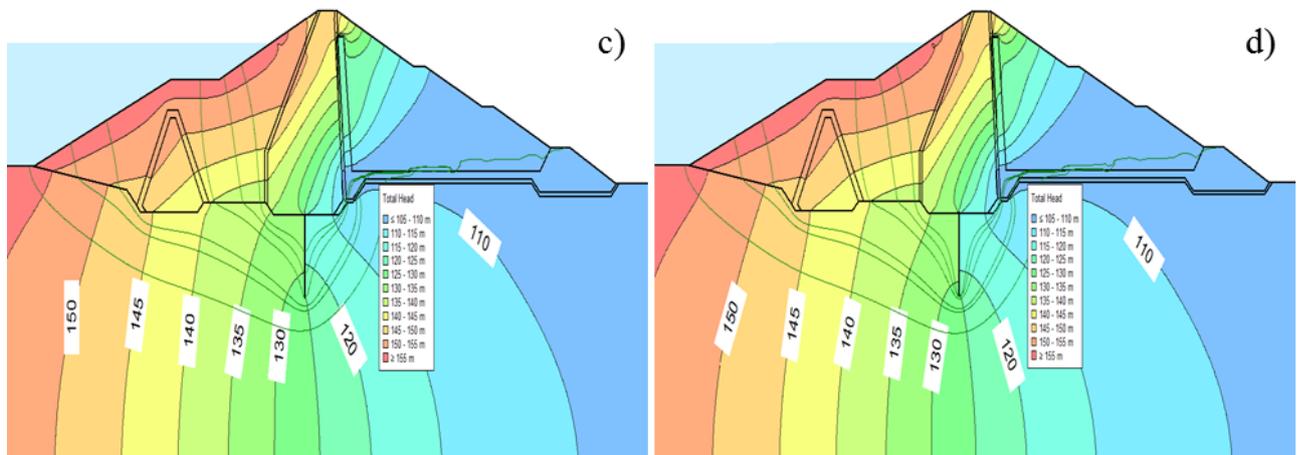


Figure V.14 Développement des charges hydrauliques

a) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-3} \text{ m/s}$ b) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-5} \text{ m/s}$, c) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-7} \text{ m/s}$, d) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-9} \text{ m/s}$.

3.1.2.2 Analyse des pressions interstitielles

La figure V.15 donne développement des pressions interstitielles dans la fondation du barrage.

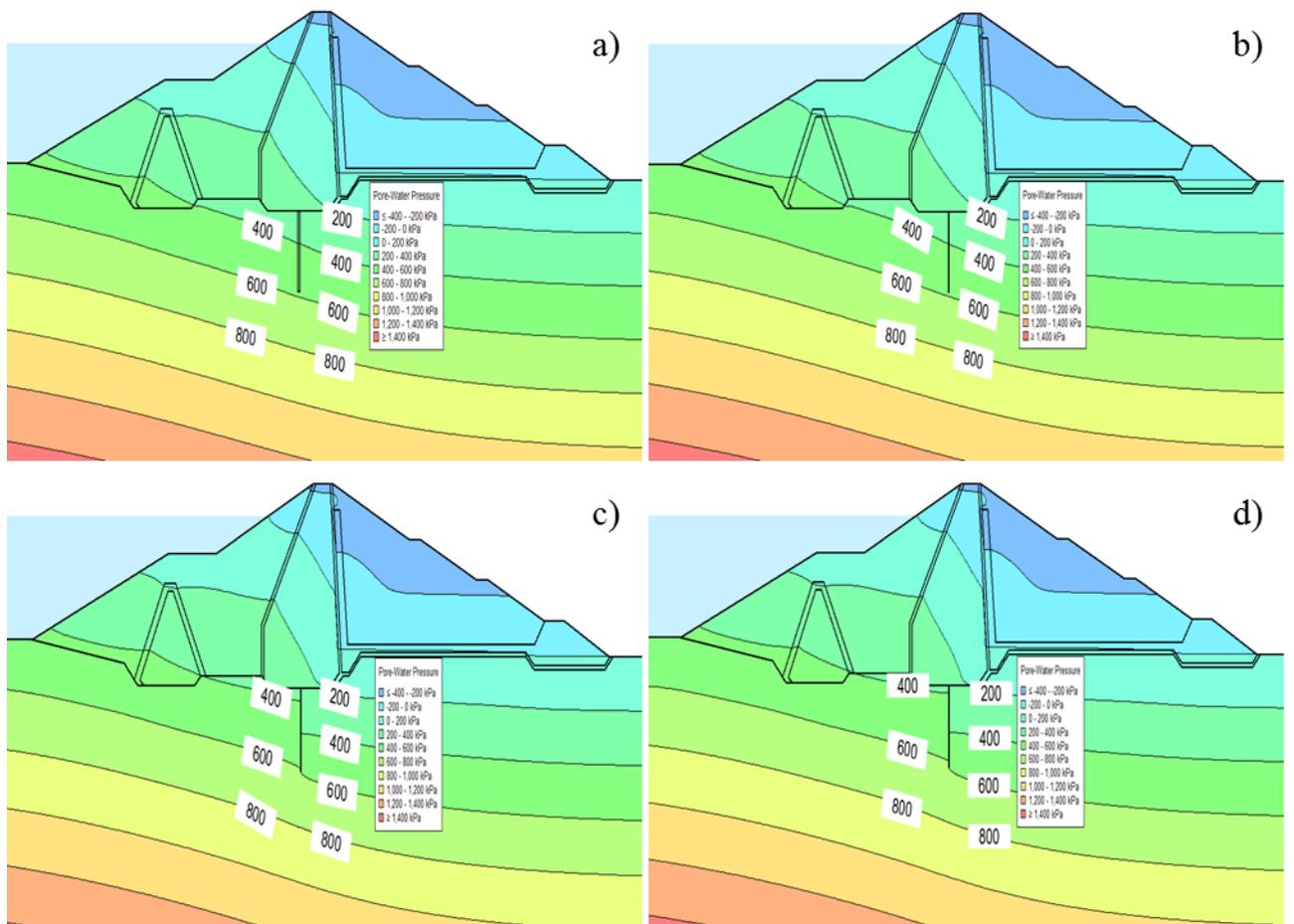


Figure V.15 Développement des pressions interstitielles

a) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-3} \text{ m/s}$ b) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-5} \text{ m/s}$, c) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-7} \text{ m/s}$, d) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-9} \text{ m/s}$.

3.1.2.3 Analyse des gradients hydrauliques

La figure V.16 donne développement des gradients hydrauliques dans la fondation du barrage.

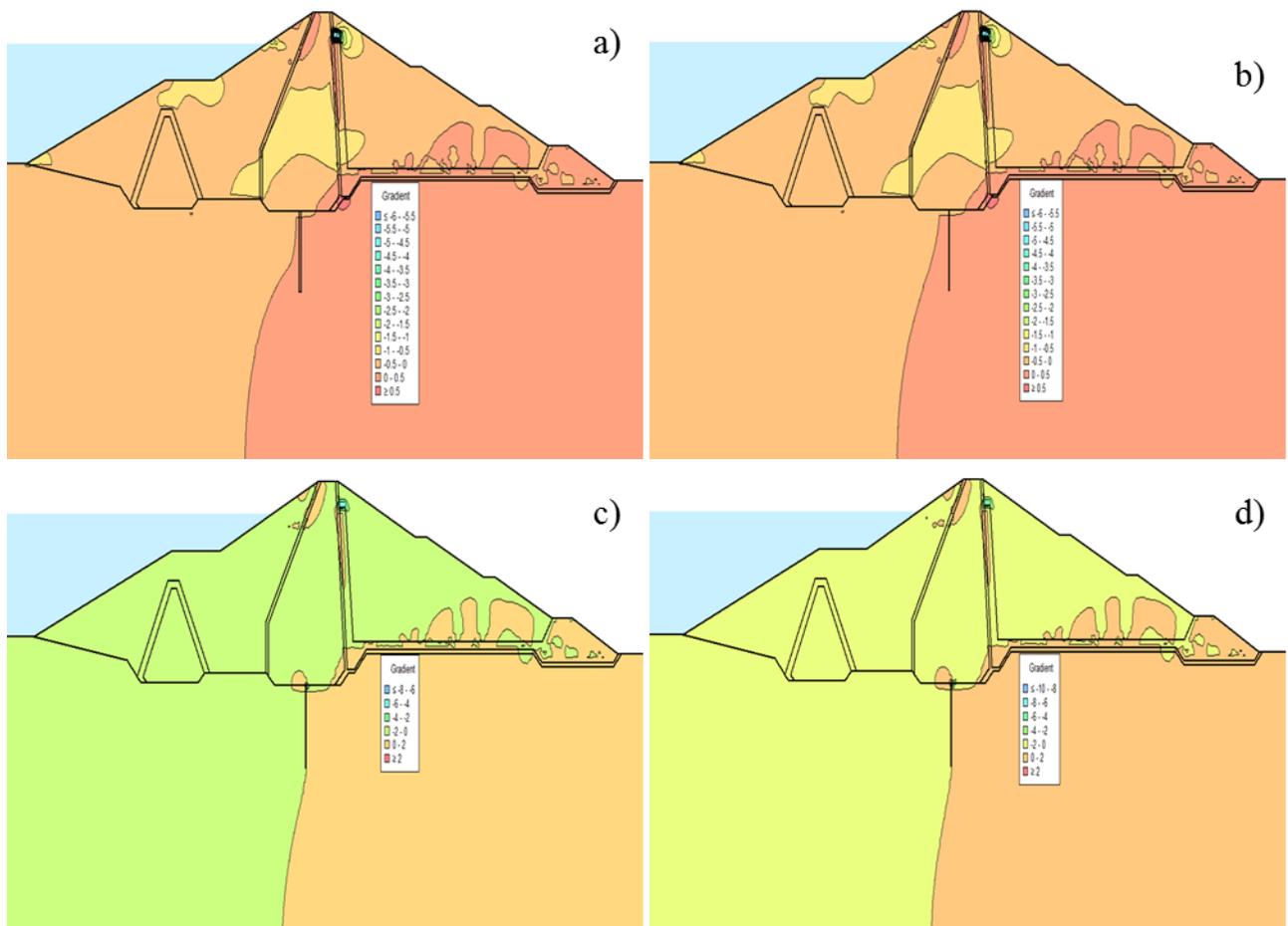
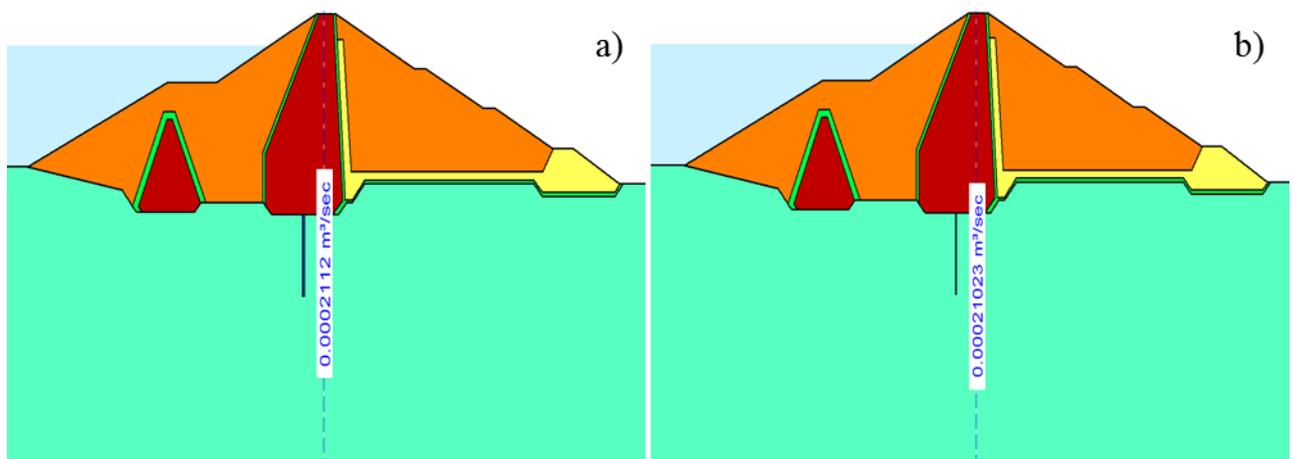


Figure V.16 Développement des gradients hydrauliques
 a) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-3} \text{ m/s}$ b) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-5} \text{ m/s}$, c) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-7} \text{ m/s}$, d) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-9} \text{ m/s}$.

3.1.2.4 Analyse des débits d'infiltrations

La figure V.17 donne développement des débits d'infiltrations dans la fondation du barrage.



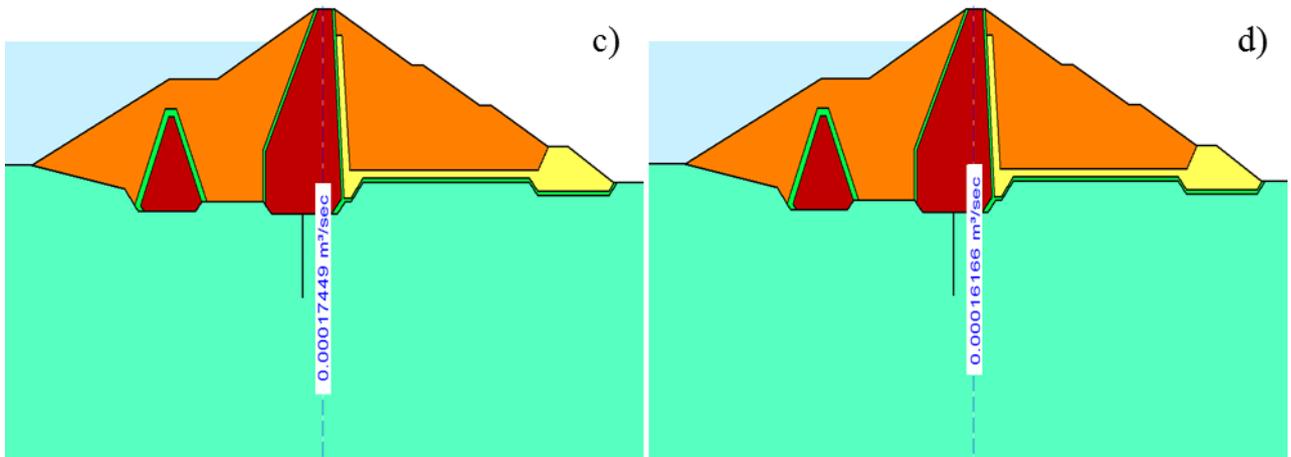


Figure V.17 Développement des débits d'infiltrations

a) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-3} \text{ m/s}$ b) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-5} \text{ m/s}$, c) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-7} \text{ m/s}$, d) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-9} \text{ m/s}$.

3.1.3 Profondeur du rideau d'injection R=0.75

3.1.3.1 Analyse des charges hydrauliques

La figure V.18 donne développement des charges hydrauliques dans la fondation du barrage.

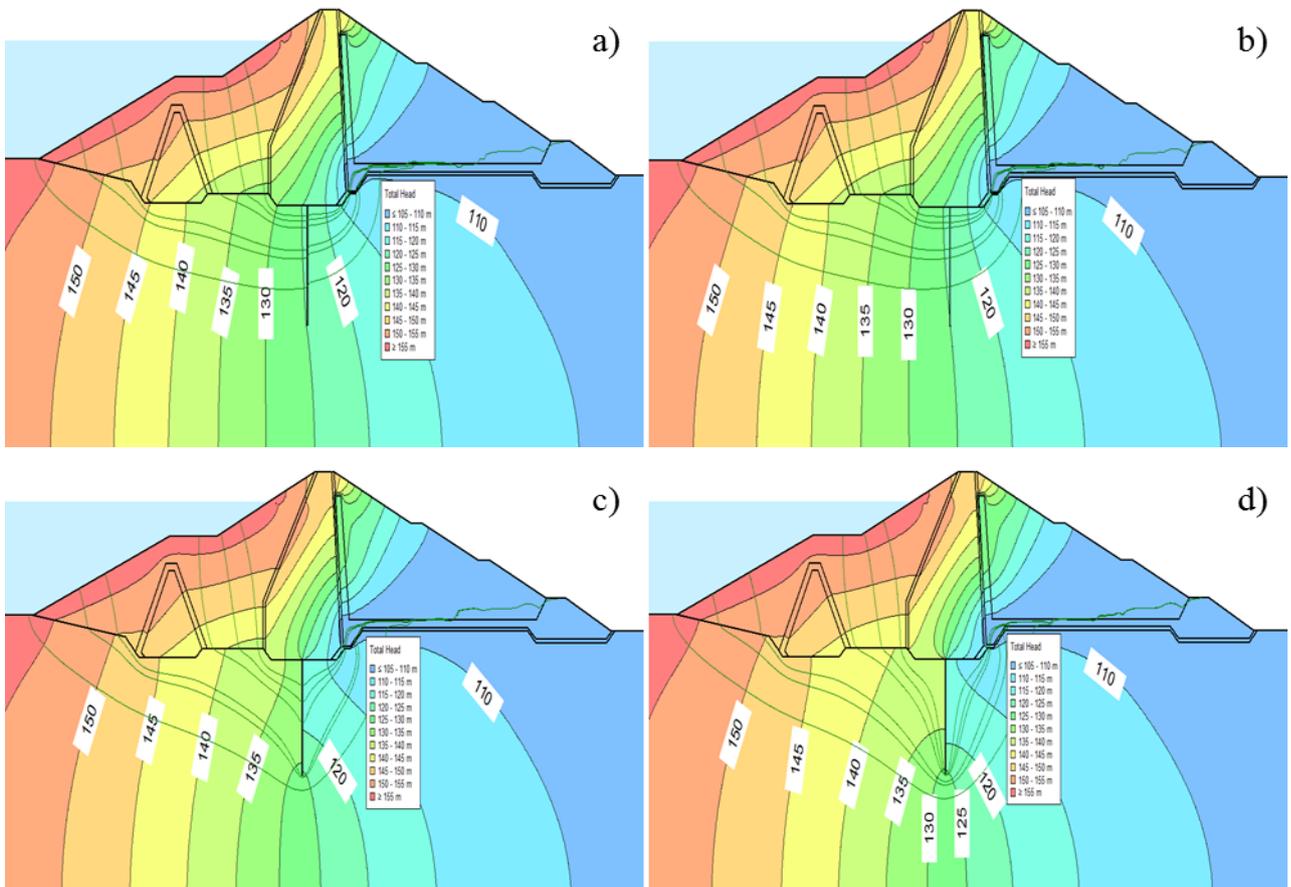


Figure V.18 Développement des charges hydrauliques

a) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-3} \text{ m/s}$ b) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-5} \text{ m/s}$, c) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-7} \text{ m/s}$, d) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-9} \text{ m/s}$.

3.1.3.2 Analyse des pressions interstitielles

La figure V.19 donne développement des pressions interstitielles dans la fondation du barrage.

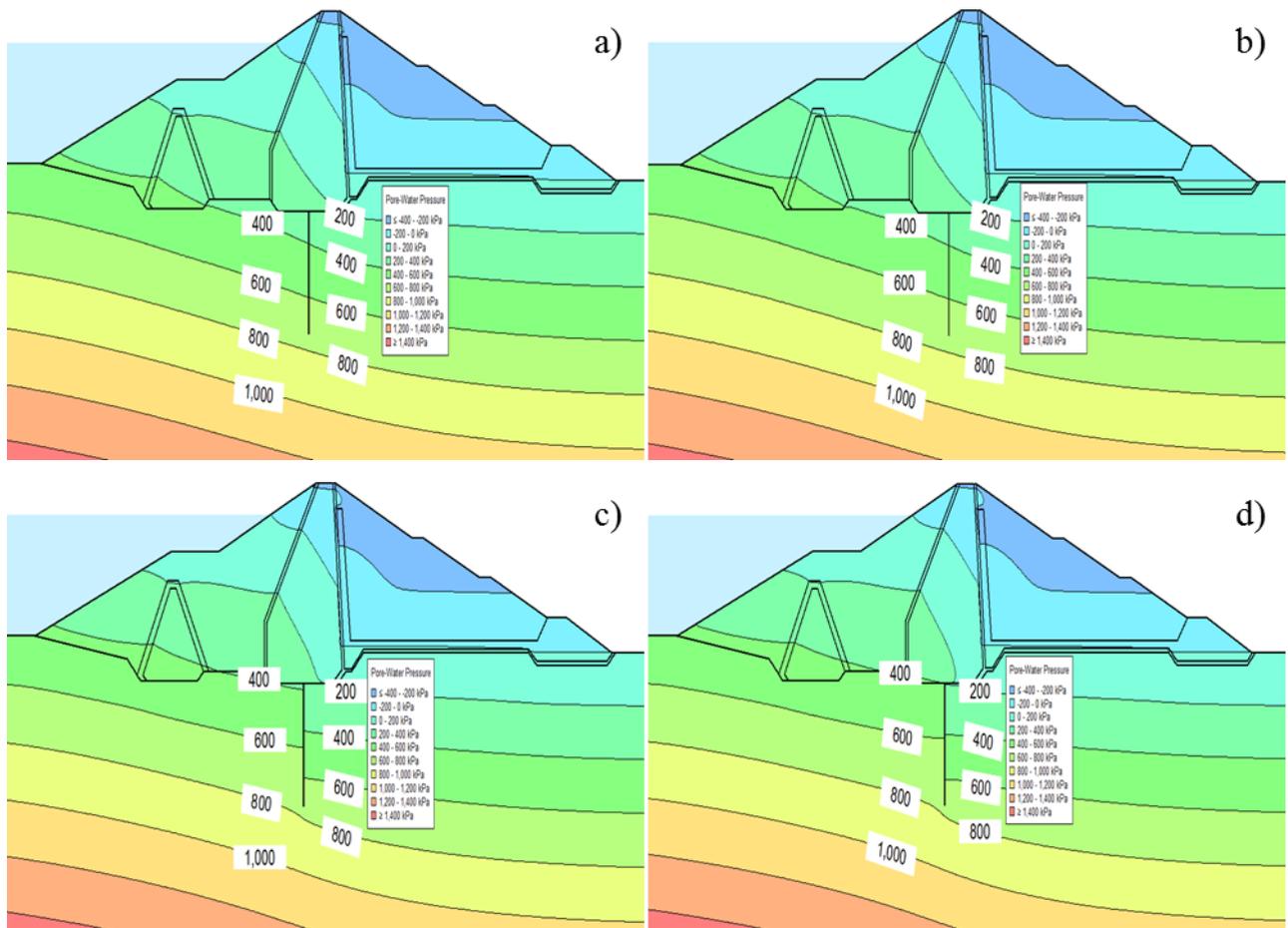
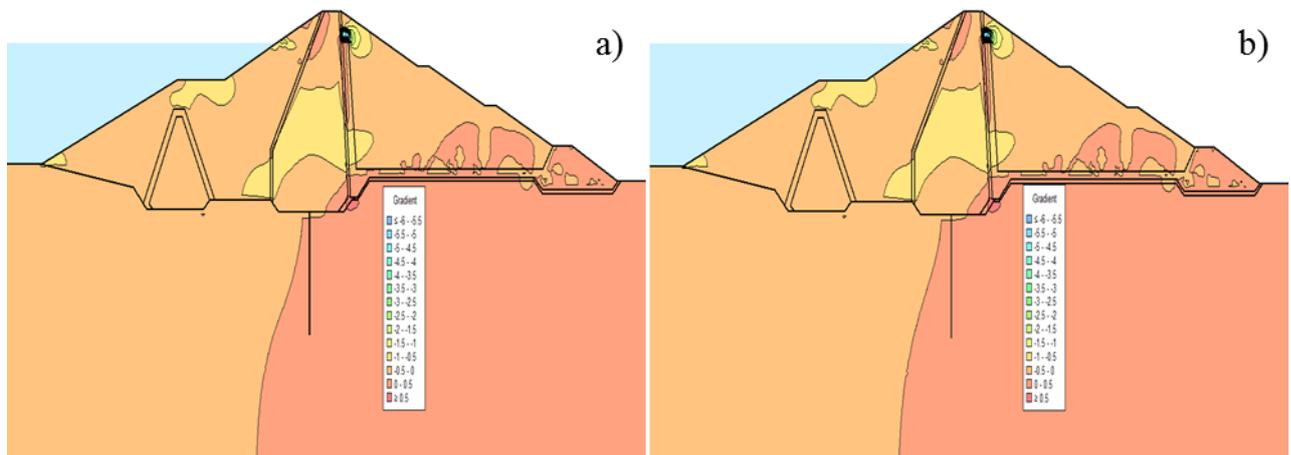


Figure V.19 Développement des pressions interstitielles
 a) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-3}$ m/s) b) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-5}$ m/s, c) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-7}$ m/s, d) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-9}$ m/s.

3.1.3.3 Analyse des gradients hydrauliques

La figure V.20 donne développement des gradients hydrauliques dans la fondation du barrage.



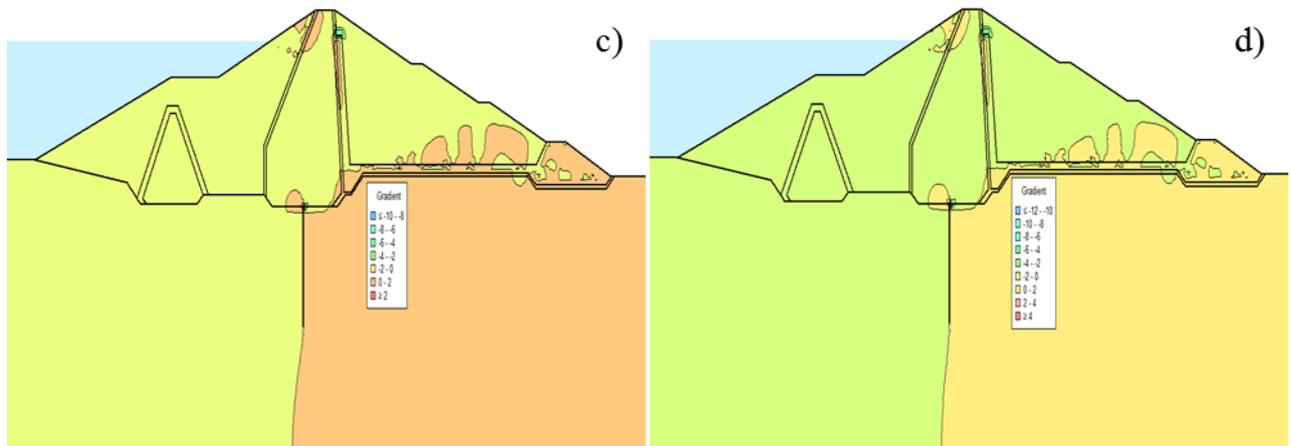


Figure V.20 Développement des gradients hydrauliques

a) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-3}$ m/s b) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-5}$ m/s, c) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-7}$ m/s, d) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-9}$ m/s.

3.1.3.4 Analyse des débits d'infiltrations

La figure V.21 donne développement des débits d'infiltrations dans la fondation du barrage.

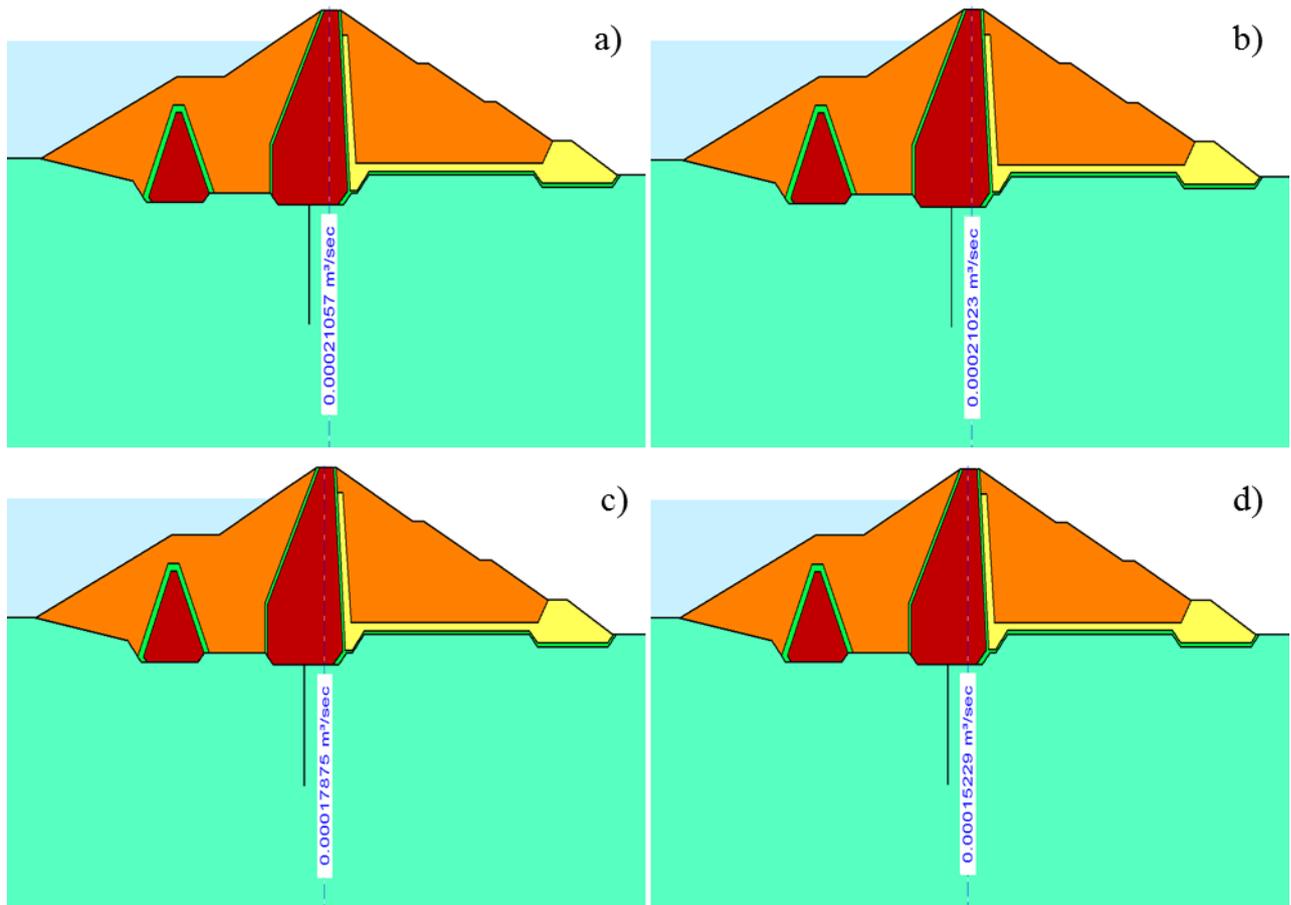


Figure V.21 Développement des débits d'infiltrations

a) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-3}$ m/s b) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-5}$ m/s, c) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-7}$ m/s, d) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-9}$ m/s.

3.1.4 Profondeur du rideau d'injection R=1

3.1.4.1 Analyse des charges hydrauliques

La figure V.22 donne développement des charges hydrauliques dans la fondation du barrage.

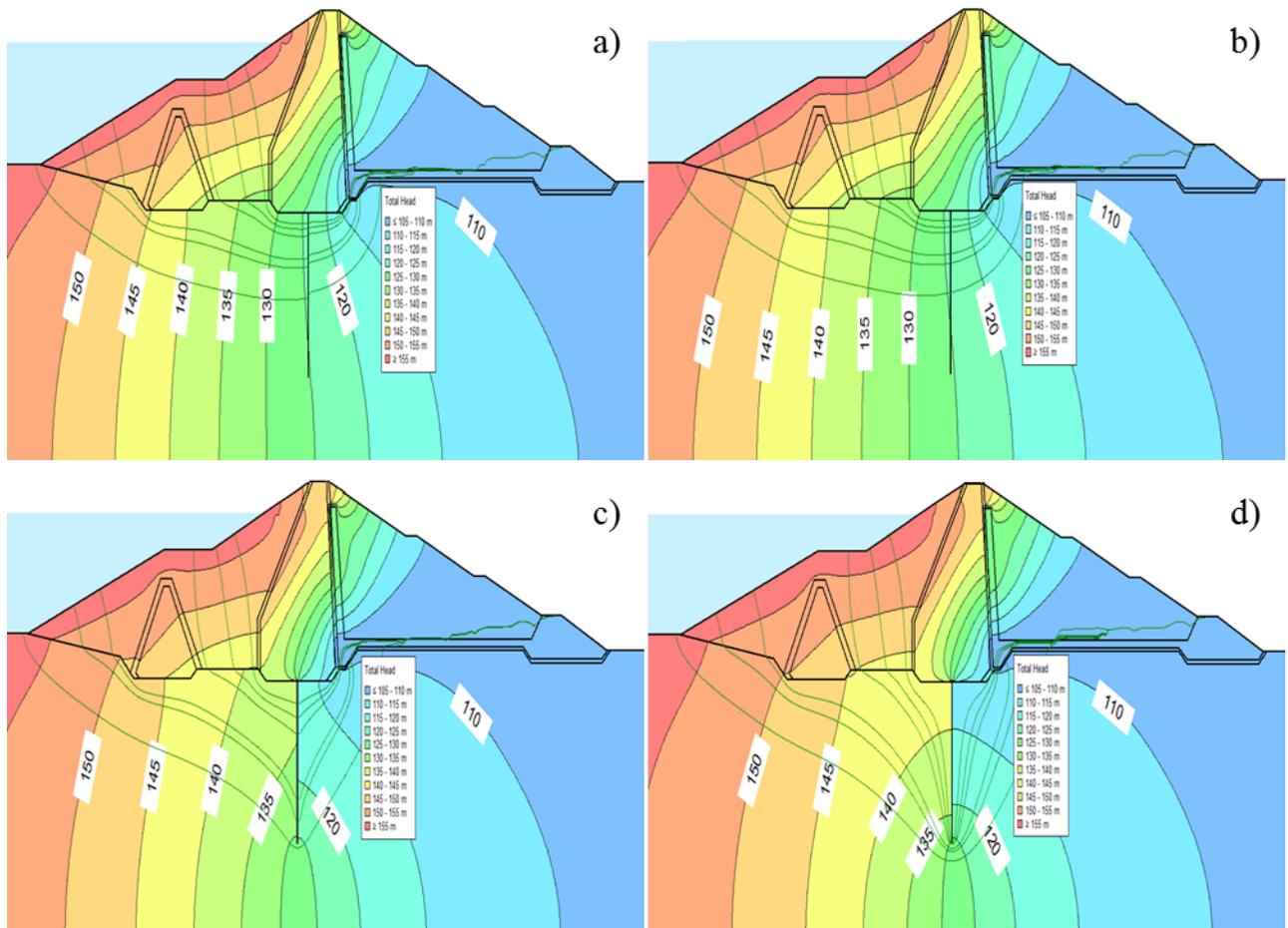
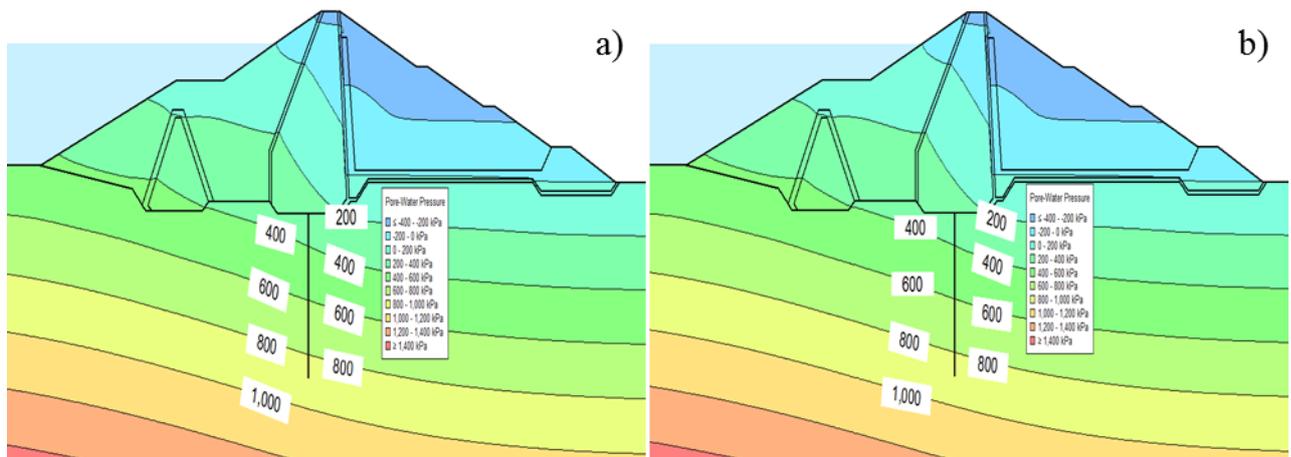


Figure V.22 Développement des charges hydrauliques
 a) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-3} \text{ m/s}$ b) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-5} \text{ m/s}$, c) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-7} \text{ m/s}$, d) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-9} \text{ m/s}$.

3.1.4.2 Analyse des pressions interstitielles

La figure V.23 donne développement des pressions interstitielles dans la fondation du barrage.



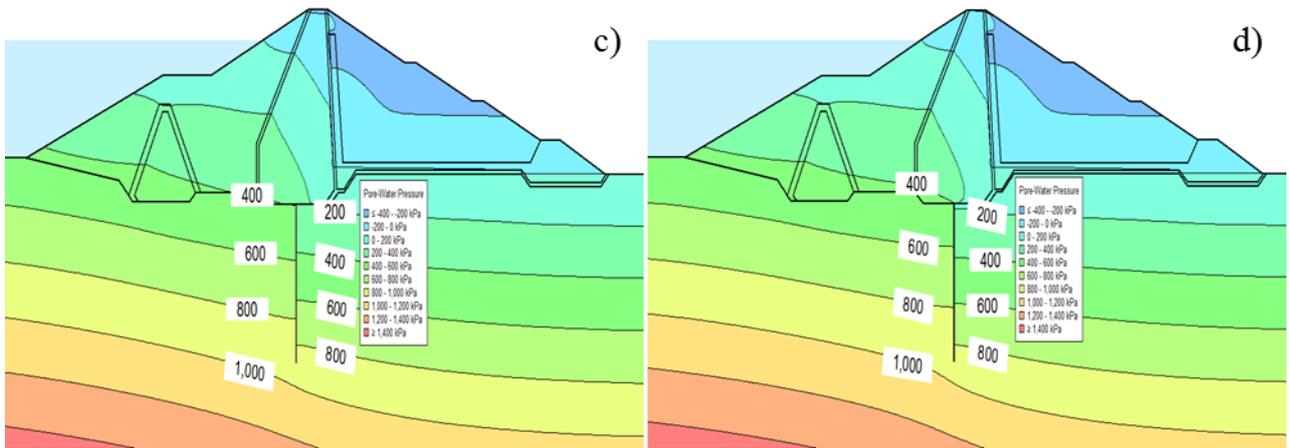


Figure V.23 Développement des pressions interstitielles

a) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-3} \text{ m/s}$ b) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-5} \text{ m/s}$, c) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-7} \text{ m/s}$, d) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-9} \text{ m/s}$.

3.1.4.3 Analyse des gradients hydrauliques

La figure V.24 donne développement des gradients hydrauliques dans la fondation du barrage.

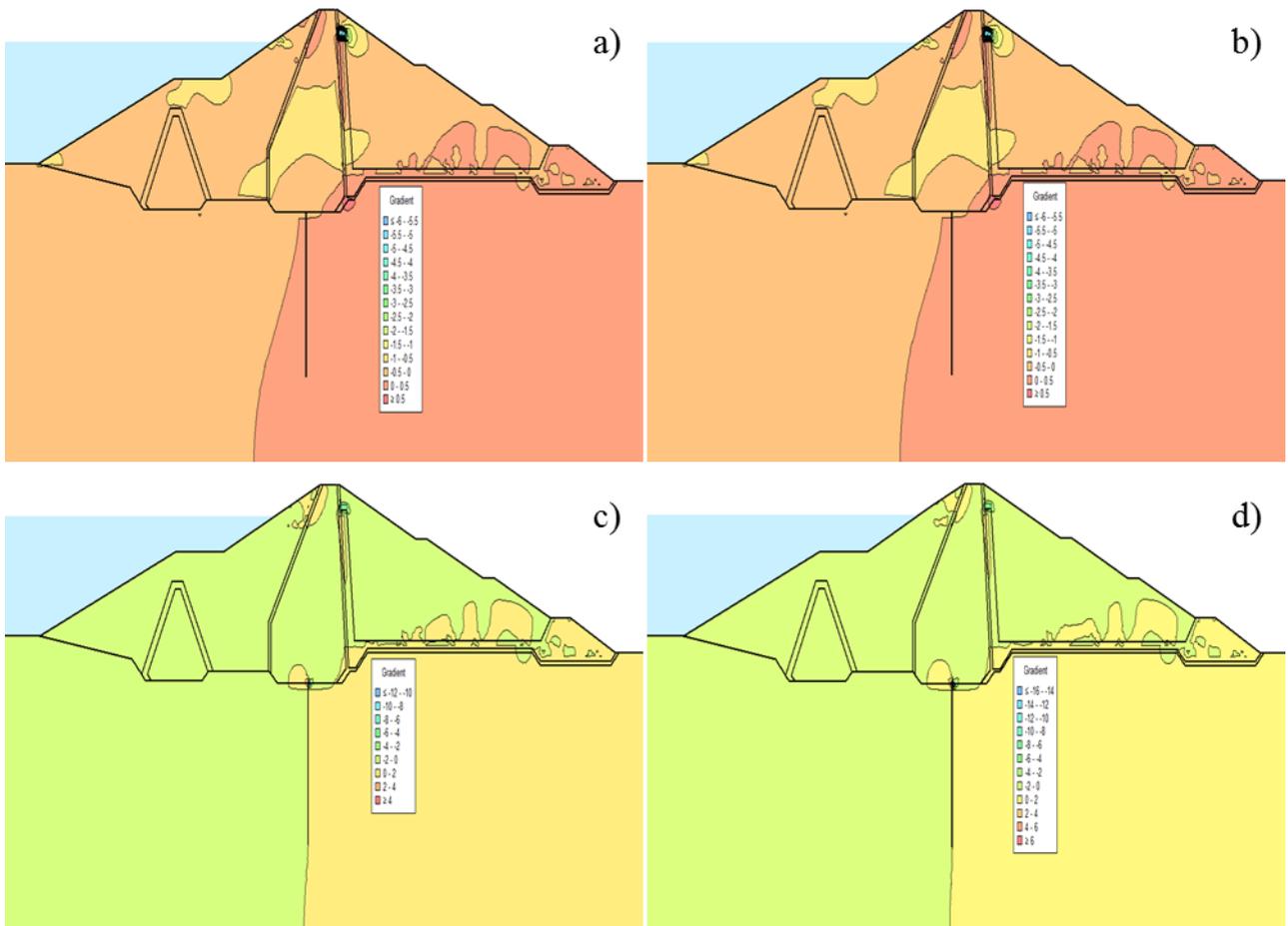


Figure V.24 Développement des gradients hydrauliques

a) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-3} \text{ m/s}$ b) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-5} \text{ m/s}$, c) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-7} \text{ m/s}$, d) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-9} \text{ m/s}$.

3.1.4.4 Analyse des débits d'infiltrations

La figure V.25 donne développement des débits d'infiltrations dans la fondation du barrage.

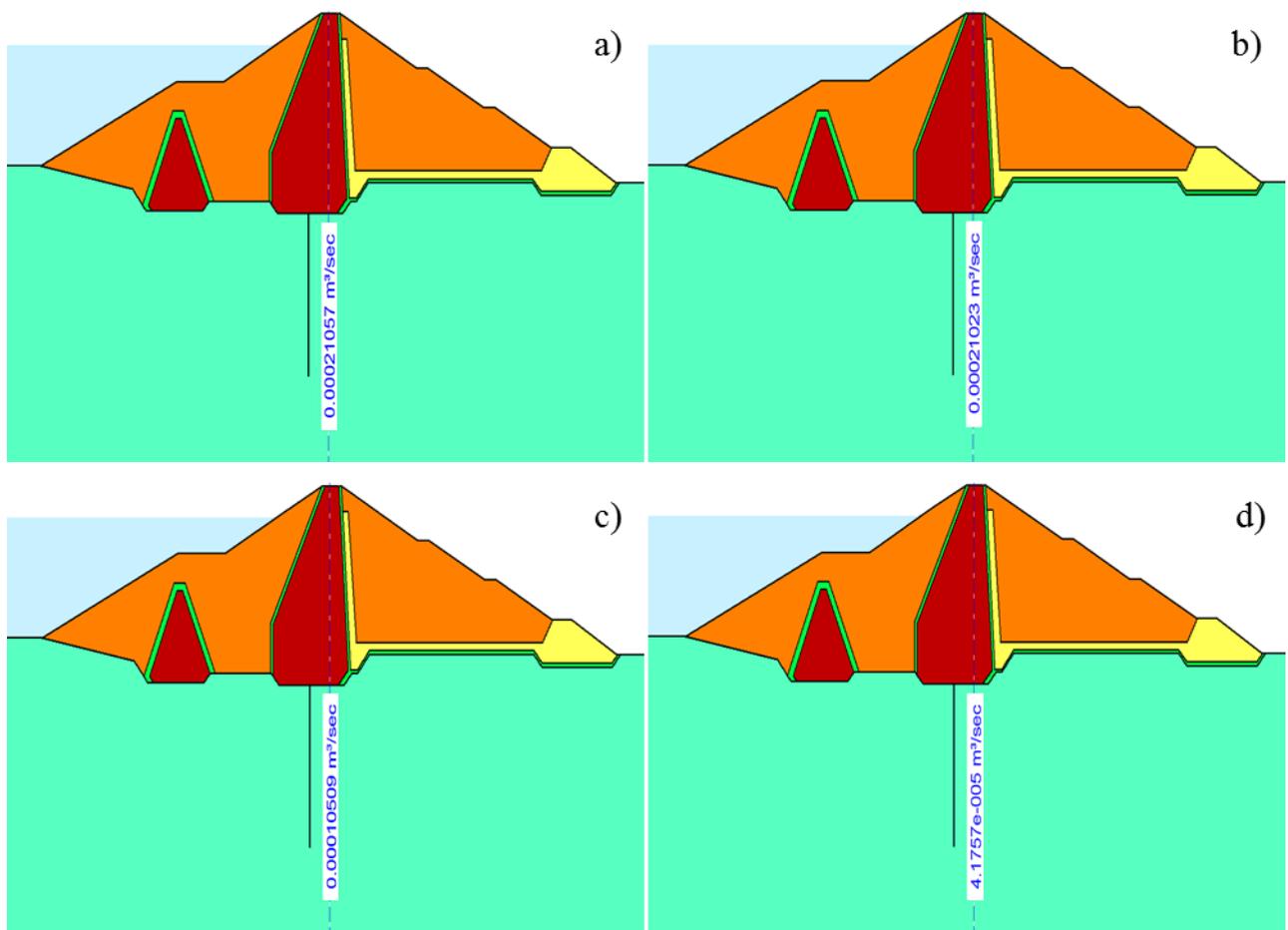


Figure V.25 Développement des débits d'infiltrations

a) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-3} \text{ m/s}$ b) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-5} \text{ m/s}$, c) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-7} \text{ m/s}$, d) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-9} \text{ m/s}$.

D'après les figures précédentes, nous pouvons constater que la perméabilité du rideau d'injection constitue un paramètre très important par rapport à la variation de la charge hydraulique globale. La perte de charge est inversement proportionnelle à la perméabilité du rideau. Pour les perméabilités de 10^{-3} , 10^{-5} et 10^{-7} m/s , les gradients hydrauliques maximums ont obtenu dans la zone du pied aval du noyau central du barrage. Ce même gradient est enregistré sur la face aval du rideau d'injection. La conjugaison de ces gradients hydrauliques avec les longueurs d'écoulement dans les fondations du barrage, témoigne de la décroissante des risques d'érosion en fonction de la diminution des perméabilités du rideau d'injection. L'allure des lignes équipotentielle consolide cette déduction. Ces situations sont illustrées par la figure V.26 qui donne les variations des gradients hydrauliques autour de la paroi du rideau d'injection pour deux perméabilités différentes.

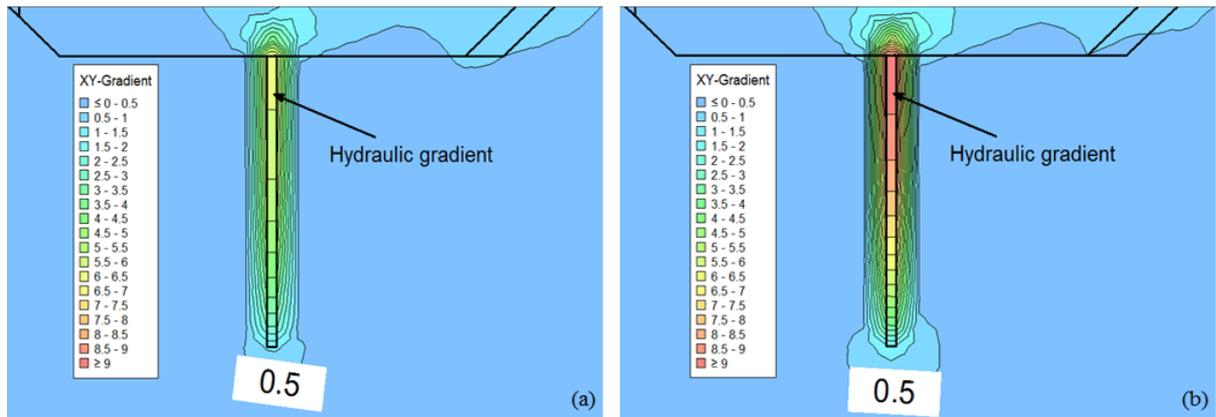


Figure V.26 Contour du gradient hydraulique autour du rideau d'injection
 a) perméabilité du rideau $k=10^{-7}$ m/s, b) perméabilité du rideau $k=10^{-9}$ m/s.

La figure V.27 montre que la conductivité hydraulique autour de la paroi du rideau est influencée par la modification de sa perméabilité.

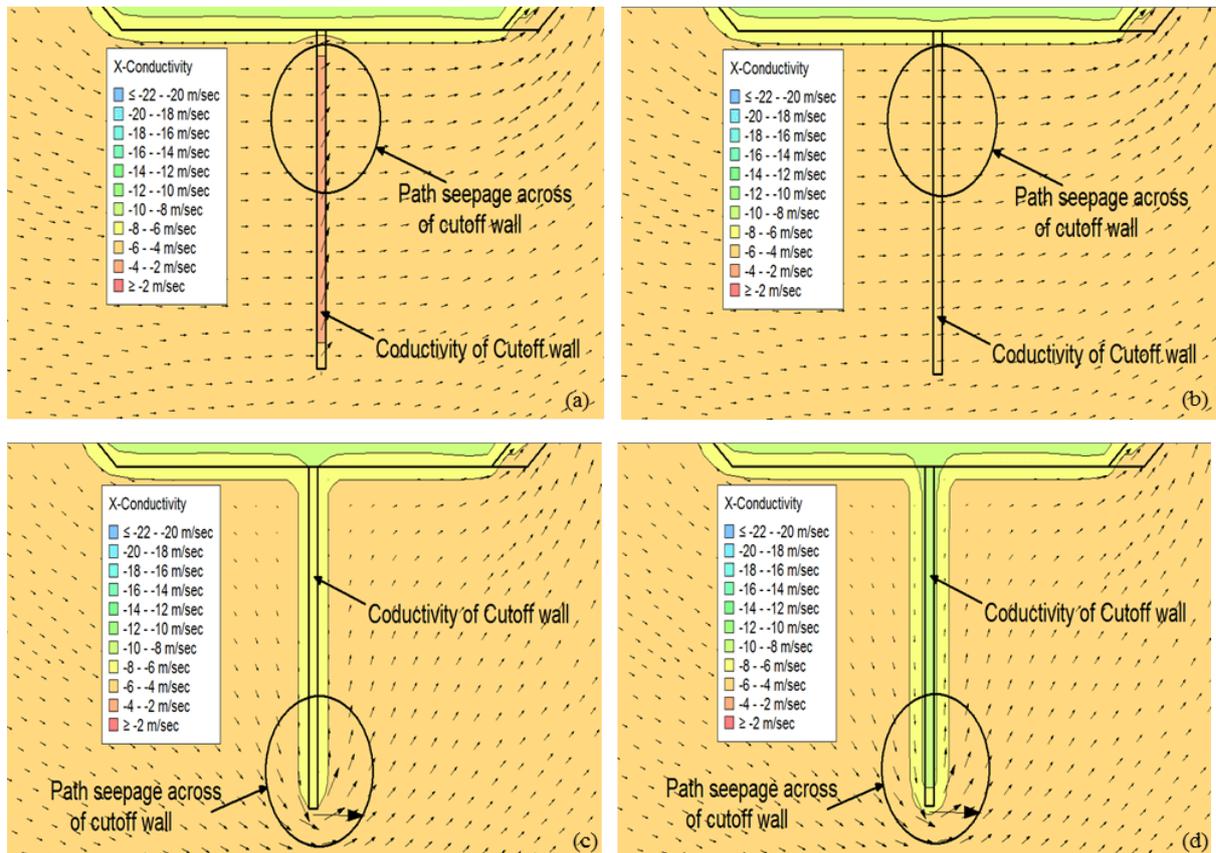


Figure V.27 Variation de la conductivité hydraulique en fonction des perméabilités du rideau d'injection
 a) $K_{\text{Rideau}}=10^{-3}$ m/s, b) $K_{\text{Rideau}}=10^{-5}$ m/s, c) $K_{\text{Rideau}}=10^{-7}$ m/s, d) $K_{\text{Rideau}}=10^{-9}$ m/s.

Les vecteurs de vitesse passent par le rideau d'injection lorsque sa perméabilité est supérieure ou égale à la perméabilité des fondations du barrage (figure V.27a et V.27b). La conductivité hydraulique se situe dans la plage -2 et -6 m/s. Au contraire, lorsque la perméabilité du rideau

d'injection diminue, le chemin d'écoulement change de direction et contourne vers le bas le rideau d'injection. La conductivité hydraulique diminue dans l'intervalle -14 et -12 m/s comme illustré sur les figures V.27c et V.27d. Cette manifestation agit sur les gradients hydrauliques de sortie par l'allongement des chemins d'écoulement.

3.2 Effet de la profondeur et de la perméabilité du rideau d'injection

Dans cette section, l'influence conjuguée de la perméabilité et la profondeur du rideau d'injection a été analysée. Les figures V.28 et V.29 donnent, respectivement, les variations du débit d'écoulement et du gradient hydraulique en fonction des variations simultanées de la profondeur et perméabilité du rideau d'injection.

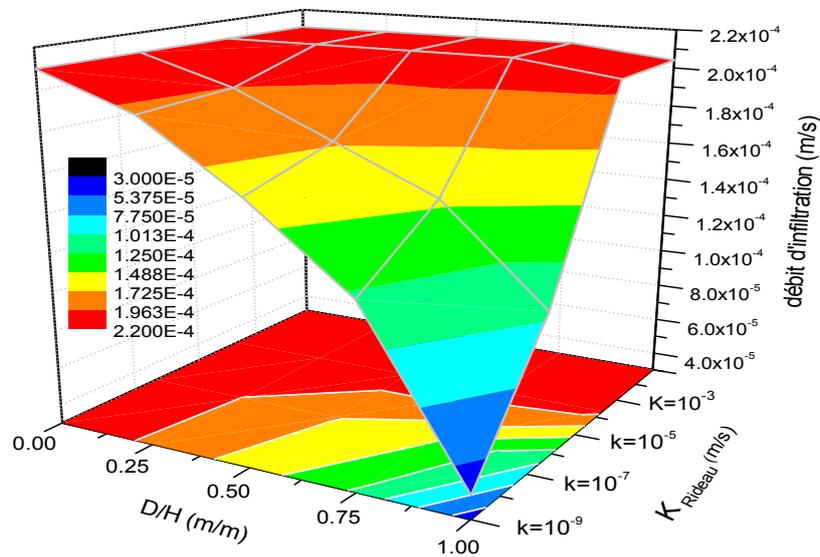


Figure V.28 Effet de la profondeur et de la perméabilité du rideau d'injection sur le débit à travers la fondation du barrage.

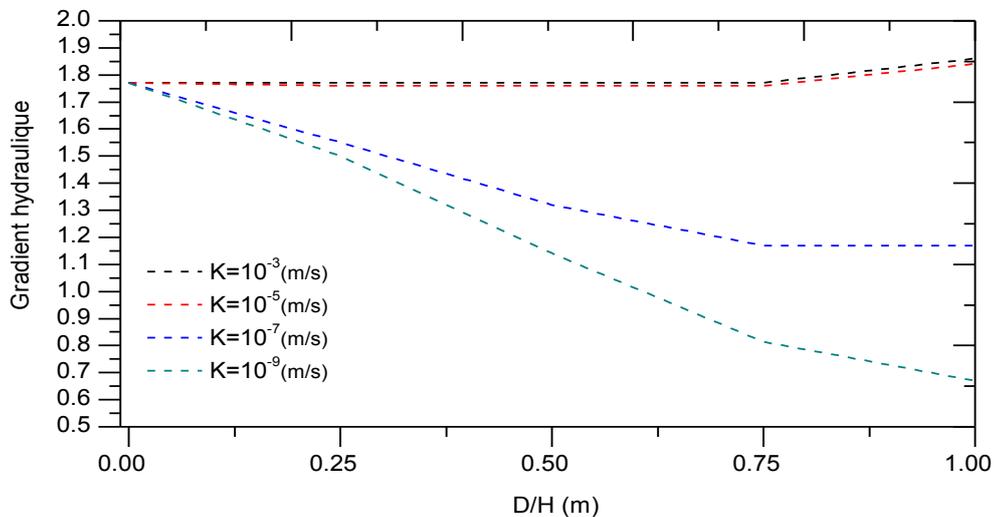


Figure V.29 Effet de la profondeur et de la perméabilité du rideau d'injection sur le gradient hydraulique.

Lorsqu'un rideau d'injection est entièrement encastré dans la fondation et possède une faible perméabilité (c'est-à-dire, $D/H=1$ et $K=10^{-9}$ m/s), l'infiltration de décharge à travers la fondation du barrage et le gradient hydraulique sont considérablement diminués. Pour l'infiltration de décharge, les meilleures performances du rideau d'injection commencent à être enregistrées à partir d'un rapport $D/H=0.75$ et une perméabilité $k=10^{-7}$ m/s. Pour des faibles perméabilités du rideau, l'influence de sa profondeur est insignifiante sur le gradient hydraulique. En effet, les gradients hydrauliques enregistrés restent supérieurs aux gradients critiques des matériaux constituant les fondations du barrage ($I=1.85$ pour $D/H=1$ et $10^{-3} < K < 10^{-5}$ m/s). Une perméabilité $K=10^{-7}$ m/s et un rapport $D/H=1$ donnent un gradient hydraulique d'environ 1.2. Ce n'est qu'à partir d'une perméabilité du rideau d'injection $k=10^{-9}$ m/s et pour un rapport $D/H=1$ que le gradient est réduit à des valeurs admissibles ($I=0.6$).

Dans la Figure V.30, et le tableau V.3, Q' et I' sont respectivement le débit d'infiltration et le gradient dans la fondation du barrage à différentes profondeurs du rideau d'injection et Q et I représentent le débit d'infiltration et le gradient hydraulique dans l'état initial sans traitement.

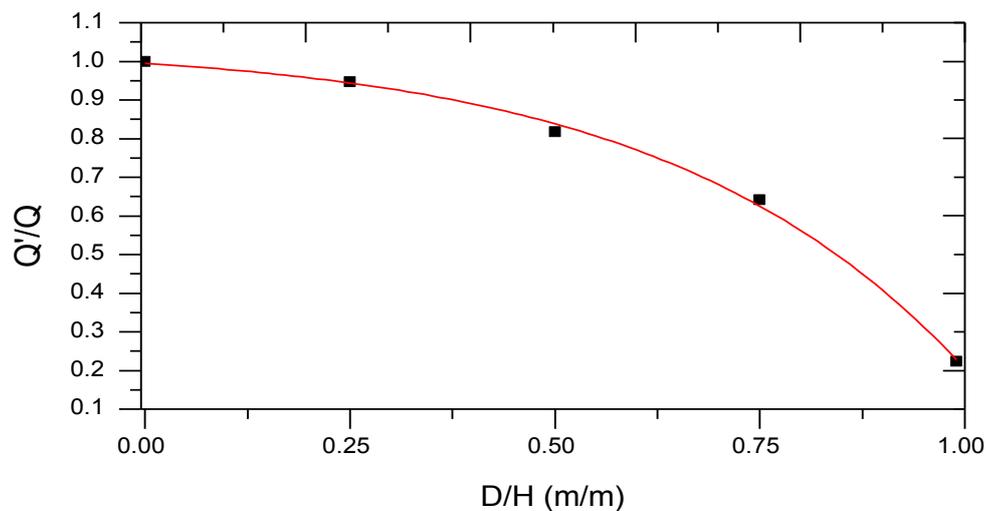


Figure V.30 Variations relatives du débit en fonction du rapport D/H ($K_{\text{rideau}}=10^{-9}$ m/s).

Tableau V.3 Variations relatives du débit d'infiltration et du gradient hydraulique en fonction de la profondeur du rideau d'injection du barrage d'El izdihar ($K_{\text{rideau}}=10^{-9}$ m/s).

D/H	I' / I	Q' / Q
0	1	1
0.25	0.84	0.94
0.50	0.64	0.81
0.75	0.46	0.64
1	0.37	0.22

D'après la Figure V.30 et le tableau V.3, les variations relatives des valeurs de débit et des gradients hydrauliques pour des rideaux d'injection profonds avec une très faible perméabilité, illustrent l'efficacité maximale du rideau d'injection.

En ce qui concerne l'évolution des pressions interstitielles, il a été dressé les graphiques de la variation des pressions interstitielles (figure V.31) pour différentes perméabilités et profondeurs du rideau d'injection.

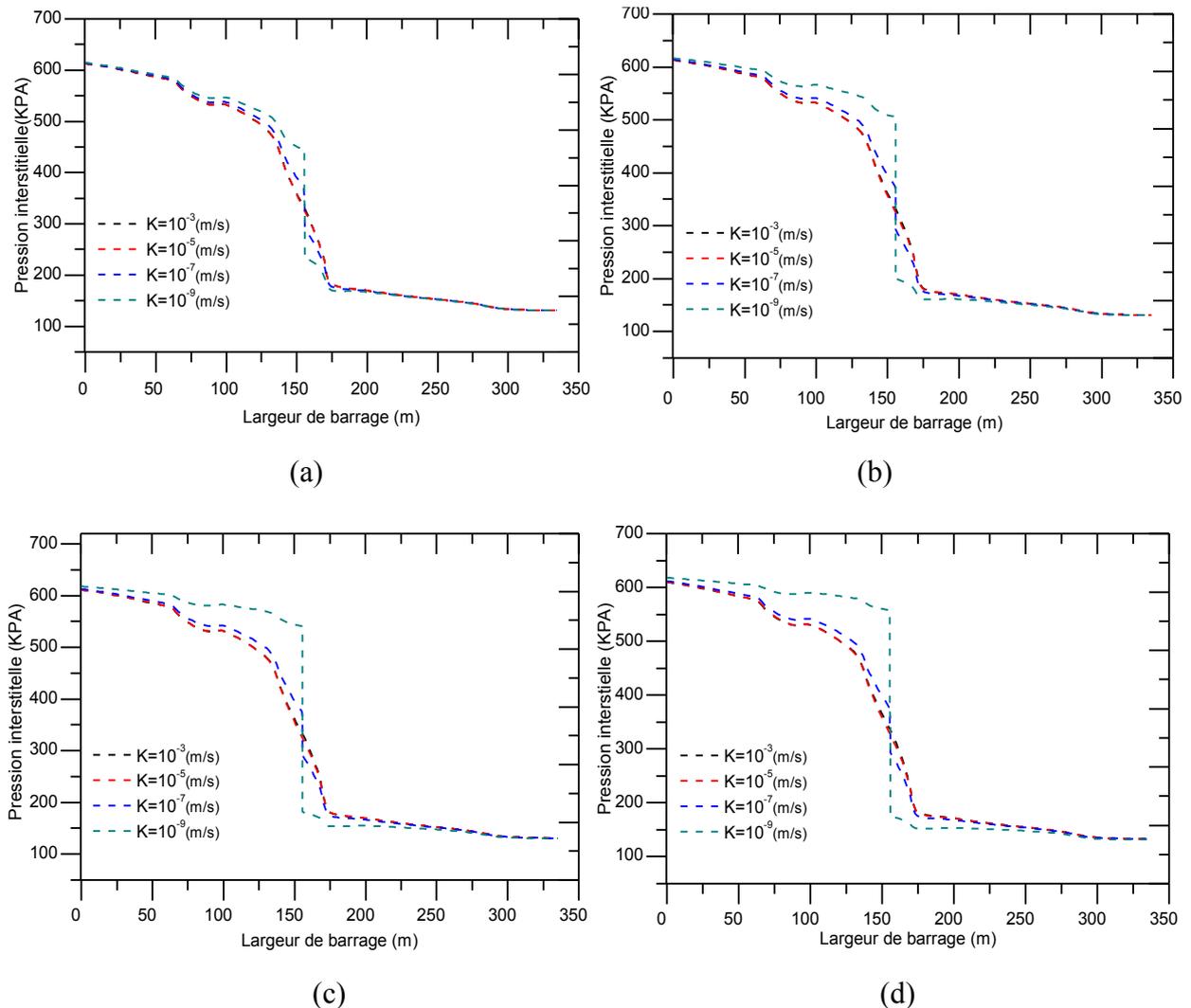


Figure V.31 Variations des pressions interstitielles sous le barrage en fonction de la profondeur et de la perméabilité du rideau d'injection.

(a) $D/H=0.25$, (b) $D/H=0.5$, (c) $D/H=0.75$, (d) $D/H=1$.

D'après les allures des courbes de la figure V.31, il est constaté que pour des rideaux d'injection de perméabilités relativement élevées ($10^{-3} < K < 10^{-7}$ m/s), l'effet de la profondeur du voile n'est pas significatif sur la dissipation de la pression interstitielle. Les dissipations les plus prononcées sont enregistrées pour une perméabilité $k=10^{-9}$ m/s et à partir d'un rapport $R=0.75$.

3.3 Effet de la combinaison du drain horizontal avec le rideau d'injection

Afin d'étudier l'effet de la longueur L du drain (0, 50, 100 et 150 m) en aval du barrage sur l'évolution des paramètres d'écoulement, une profondeur du rideau d'injection avec $R=0.75$ a été sélectionnée pour la modélisation.

Les figures V.32, V.33, V.34 et V.35 montre les variations de charge hydraulique, de la pression interstitielle, gradient hydraulique et débit d'infiltration sous le barrage sans drainage horizontal au pied du barrage et pour différentes perméabilités du rideau d'injection.

3.3.1 Analyse des charges hydrauliques

Les figures V.32 donne l'évolution des charges hydrauliques sous le barrage.

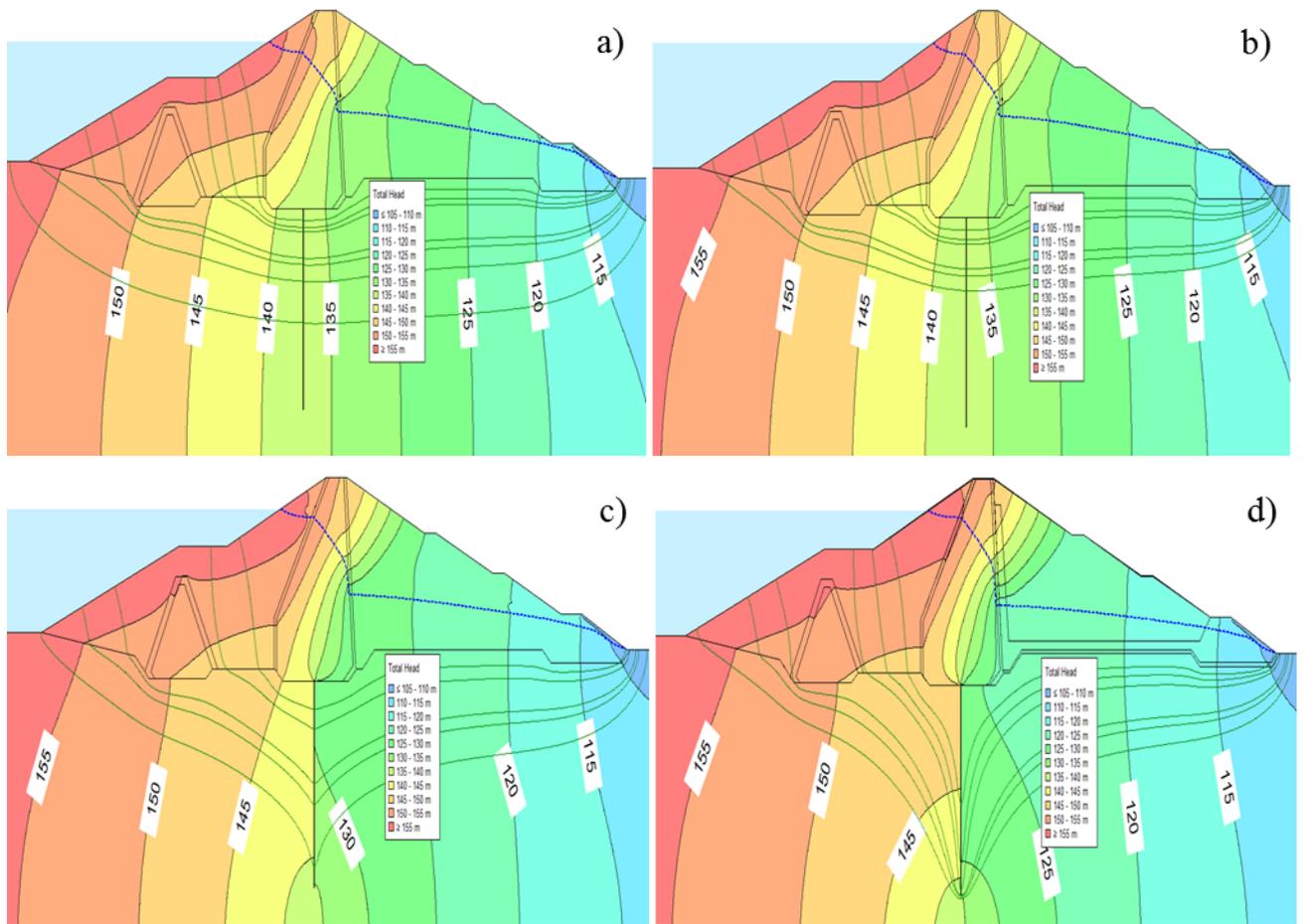


Figure V.32 Evolution des charges hydrauliques avec rideau d'injection sans drainage horizontal aval
a) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-3}\text{ m/s}$, b) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-5}\text{ m/s}$, c) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-7}\text{ m/s}$, d) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-9}\text{ m/s}$.

3.3.2 Analyse des pressions interstitielles

Les figures V.33 donne l'évolution des pressions interstitielles sous le barrage.

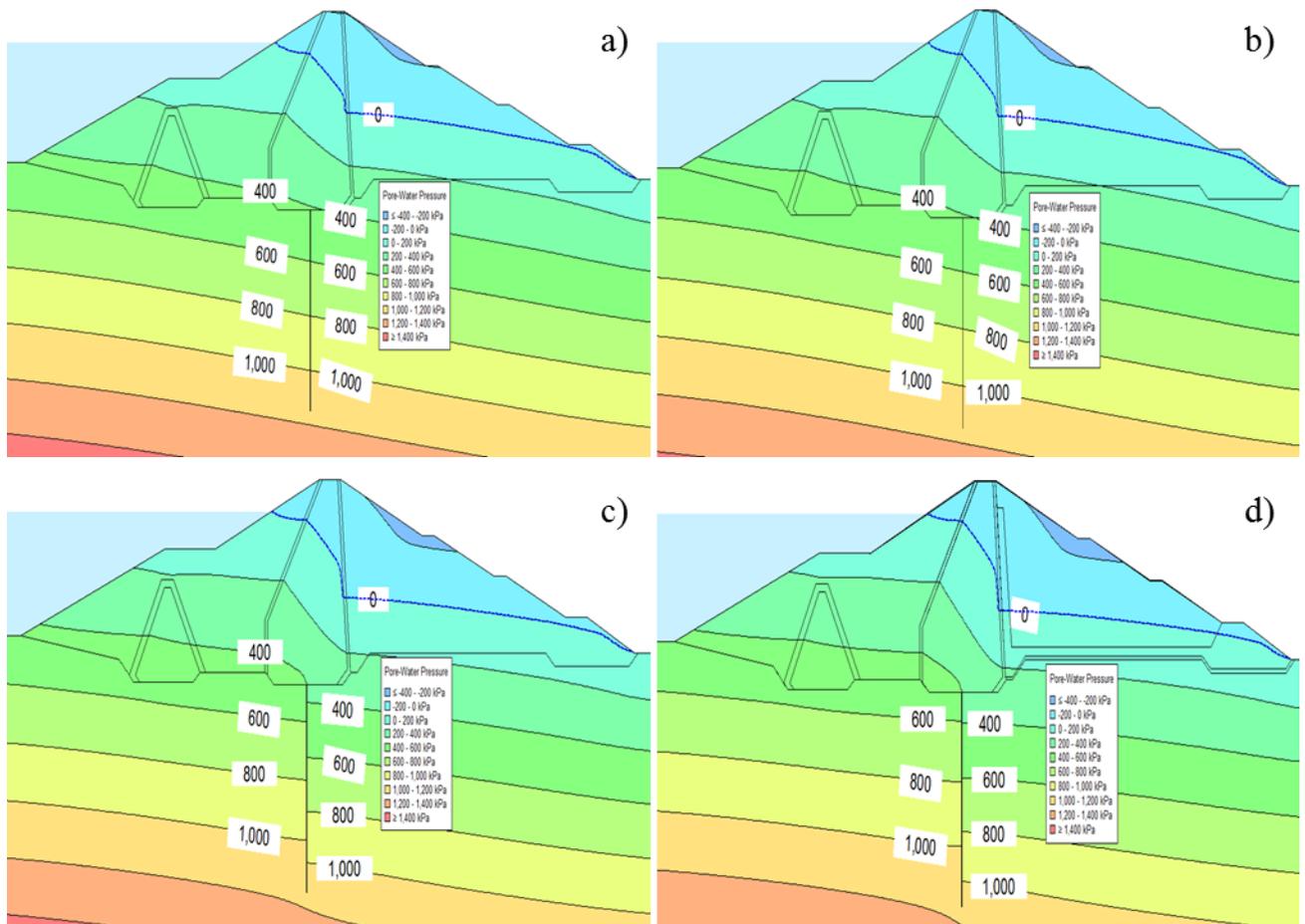
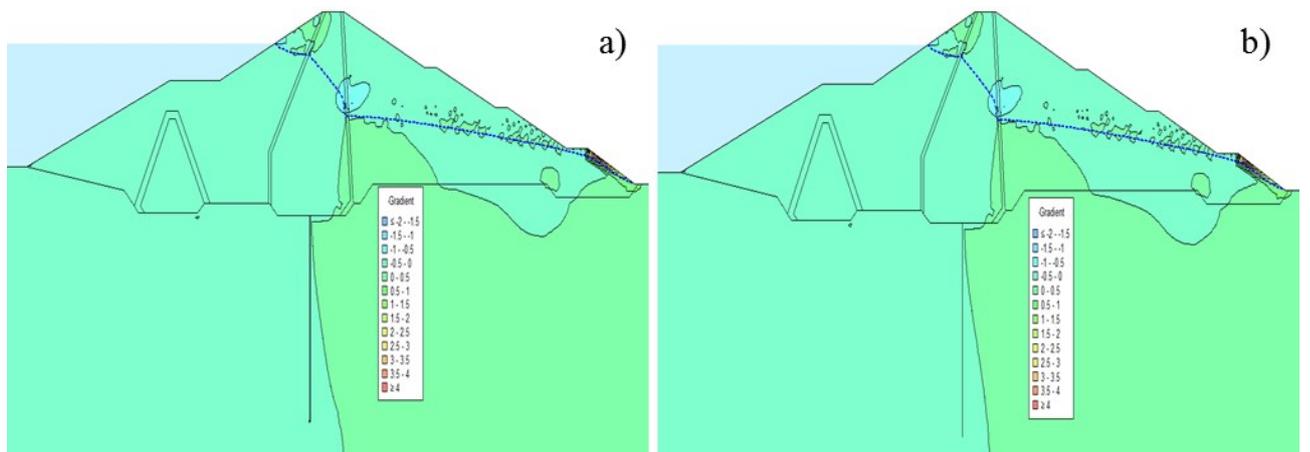


Figure V.33 Evolution des pressions interstitielles avec rideau d'injection sans drainage horizontal aval
 a) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-3} \text{ m/s}$, b) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-5} \text{ m/s}$, c) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-7} \text{ m/s}$, d) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-9} \text{ m/s}$.

3.3.3 Analyse des gradients hydrauliques

Les figures V.34 donne l'évolution des gradients hydrauliques sous le barrage.



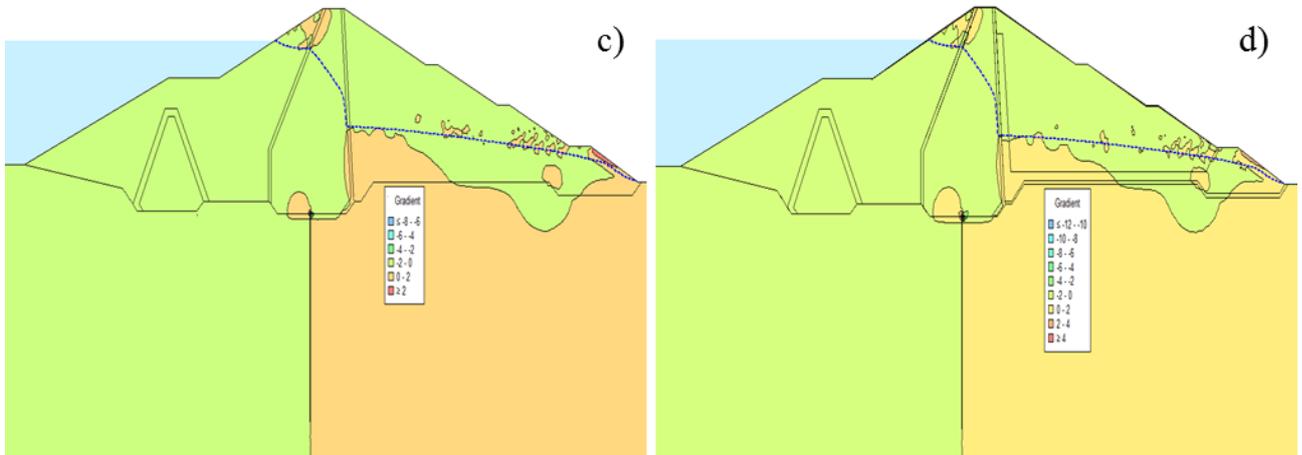


Figure V.34 Evolution des gradients hydrauliques avec rideau d'injection sans drainage horizontal aval
 a) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-3}$ m/s, b) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-5}$ m/s, c) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-7}$ m/s, d) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-9}$ m/s.

3.3.4 Analyse des débits d'infiltrations

Les figures V.35 donne l'évolution des débits d'infiltrations sous le barrage.

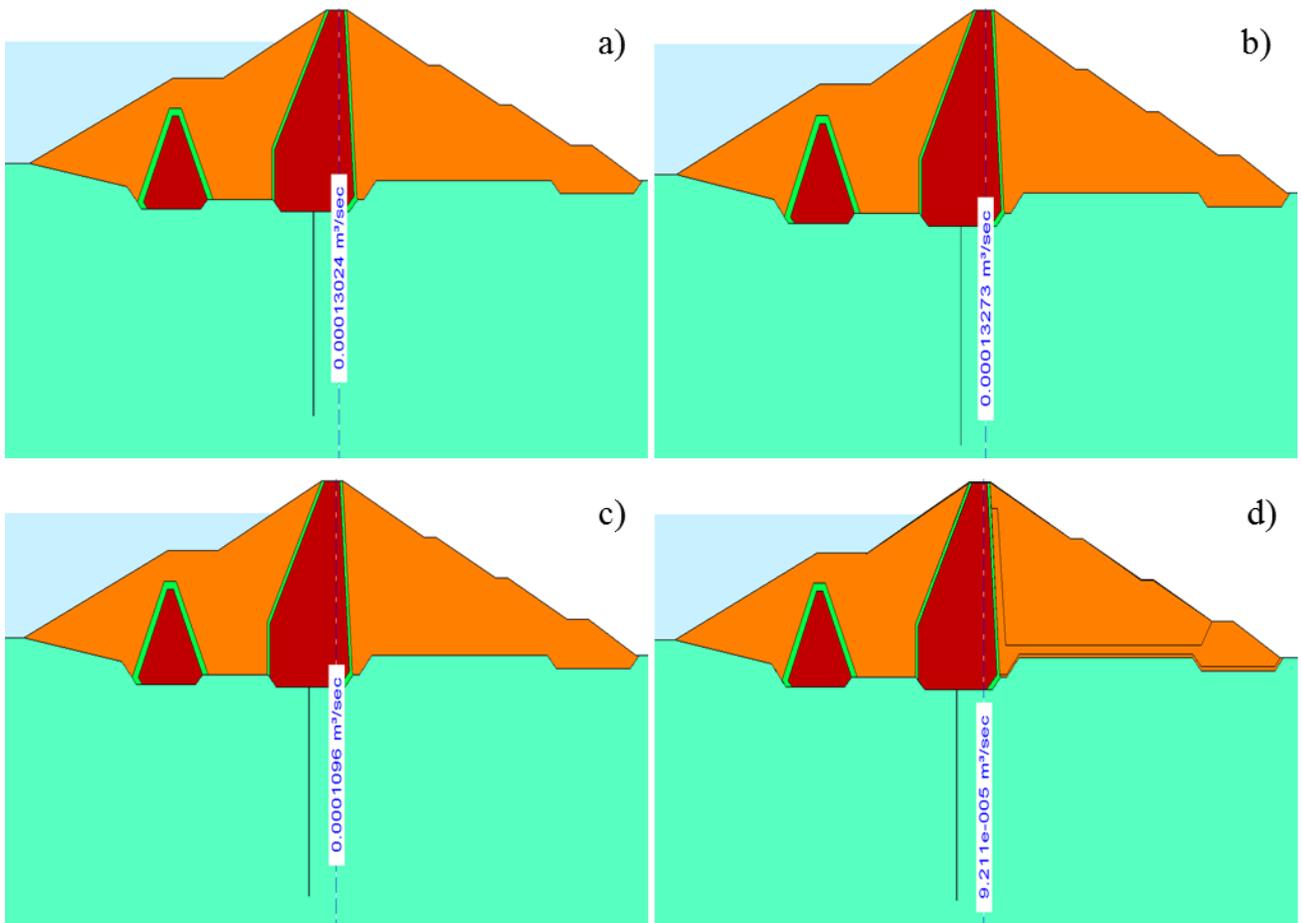


Figure V.35 Evolution des débits d'infiltrations avec rideau d'injection sans drainage horizontal aval
 a) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-3}$ m/s, b) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-5}$ m/s, c) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-7}$ m/s, d) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-9}$ m/s.

Les figures précédentes montre que le gradient hydraulique et la pression interstitielle entre l'amont et l'aval du rideau d'injection est fortement influencé par la perméabilité du rideau. Ce gradient hydraulique est plus élevé pour un seuil de perméabilité $k=10^{-7}$ m/s. Cette illustration relative au gradient de pression est élucidée clairement sur le graphique V.27d. Toutefois, la nécessité du drainage aval est nécessaire en fonction des pressions résiduelles enregistrées à l'aval du voile. Afin de tenir compte de l'effet simultané de la perméabilité du voile et des dimensions du drainage aval, il a été dressé les figures V.36 et V.37 qui donnent les variations du débit d'infiltration et des gradients hydrauliques pour ce cas de situation.

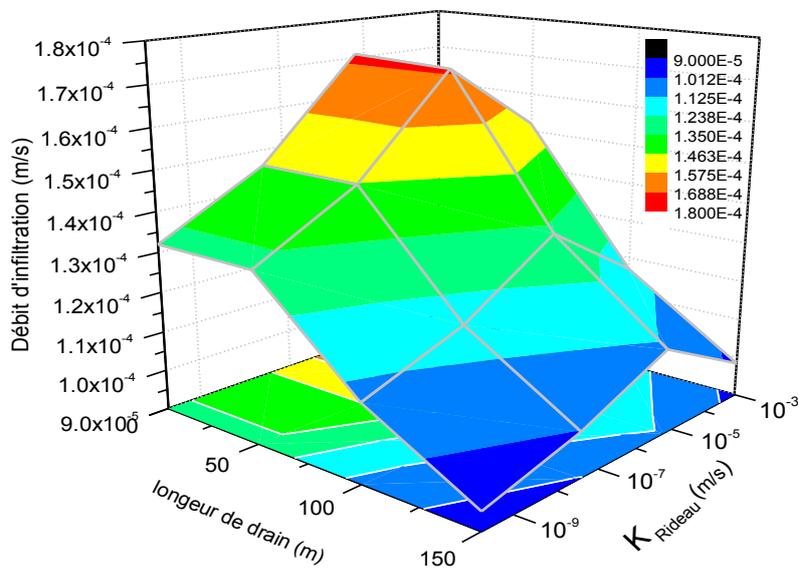


Figure V.36 Effet de la longueur du drainage aval et de la perméabilité du rideau d'injection sur le débit d'infiltration à travers la fondation du barrage.

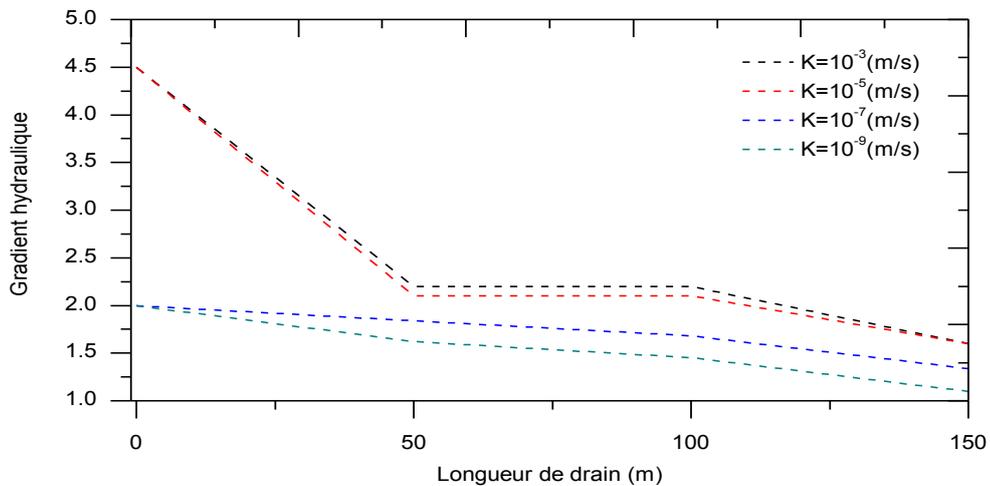


Figure V.37 Effet des longueurs de drain horizontal et de la perméabilité du rideau d'injection sur le gradient hydraulique de sortie à travers la fondation du barrage.

D'après la figure V.36, le débit d'infiltration diminue lorsque la perméabilité du rideau dépasse la valeur $K = 10^{-7}$ m/s. Ce débit décroît considérablement pour des plages de perméabilité comprises entre 10^{-8} et 10^{-9} m/s, les conditions les plus favorables sont obtenues pour une perméabilité $K = 10^{-9}$ m/s et une longueur du drainage aval de 150 m.

A travers la figure V.37 qui schématise les variations des gradients hydrauliques en fonction de l'effet de la perméabilité du rideau et de la longueur du drainage, on peut conclure ce qui suit :

Les gradients hydrauliques enregistrés dépassant largement les gradients critiques des matériaux des fondations ($I = 2.5$) sont obtenus pour des perméabilités $10^{-3} < K < 10^{-5}$ m/s et une longueur du drainage $L = 50$ m. Ces gradients décroissent jusqu'à $I = 1.75$ pour des longueurs du drainage $100 < L < 150$ m. Pour une plage de perméabilité $10^{-7} < K < 10^{-9}$ m/s, les pentes des graphiques sont moins prononcées que celles obtenues pour des perméabilisé plus importantes. Les longueurs du drainage $100 < L < 150$ m occasionnent des gradients situés entre 1.75 et 1.25. La situation la plus favorable par rapport aux risques d'érosion sont celles enregistrées pour une perméabilité du rideau d'injection $K = 10^{-9}$ m/s et une longueur du drainage aval $L = 150$ m où le gradient vaut l'unité.

Pour illustrer l'effet principal du drainage aval sous le barrage, nous avons considéré les variations relatives des paramètres d'écoulement. I' est le gradient hydraulique au niveau de la fondation du barrage pour différentes longueurs du drain et I est le gradient hydraulique à l'état initial. La figure V.38 et le tableau V.4 donnent les variations relatives de ces paramètres pour une perméabilité du rideau d'injection $K = 10^{-9}$ m/s.

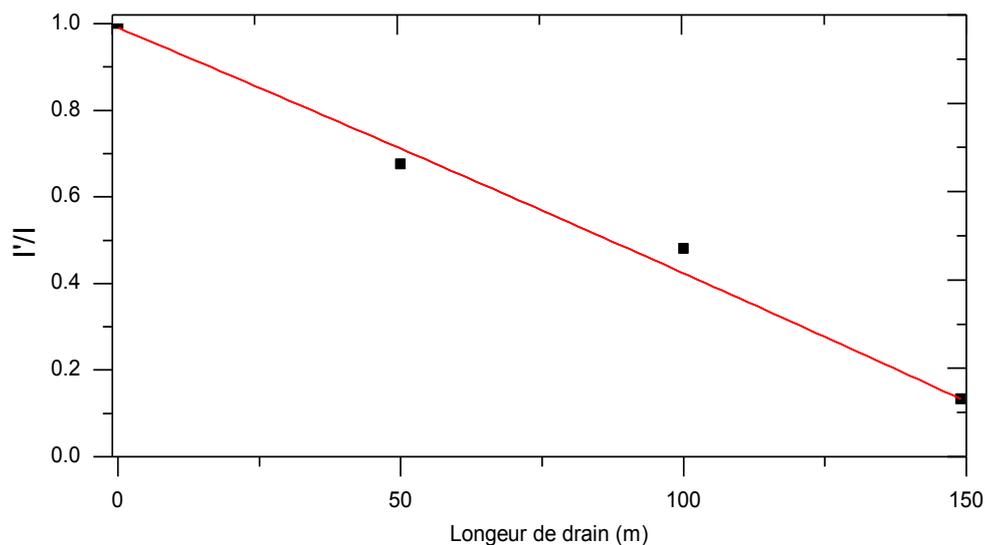


Figure V.38 Variations relatives du gradient hydraulique en fonction des variations de la longueur du drain horizontal (K rideau = 10^{-9} m/s).

Tableau V.4 Variation relatives des paramètres d'infiltration en fonction de la longueur du drain horizontal du barrage d'El izdihar ($K_{\text{rideau}} = 10^{-9} \text{ m/s}$)

L_{drain} (m)	I' / I	Q' / Q
0	1	1
50	0.81	1.07
100	0.72	1.17
150	0.55	1.24

En ce qui concerne l'évolution des pressions interstitielles, il a été dressé les graphiques de la variation des pressions interstitielles (figure V.39) pour différentes longueurs du drainage aval et différentes perméabilités du rideau d'injection et avec un rapport $D/H = 0.75$.

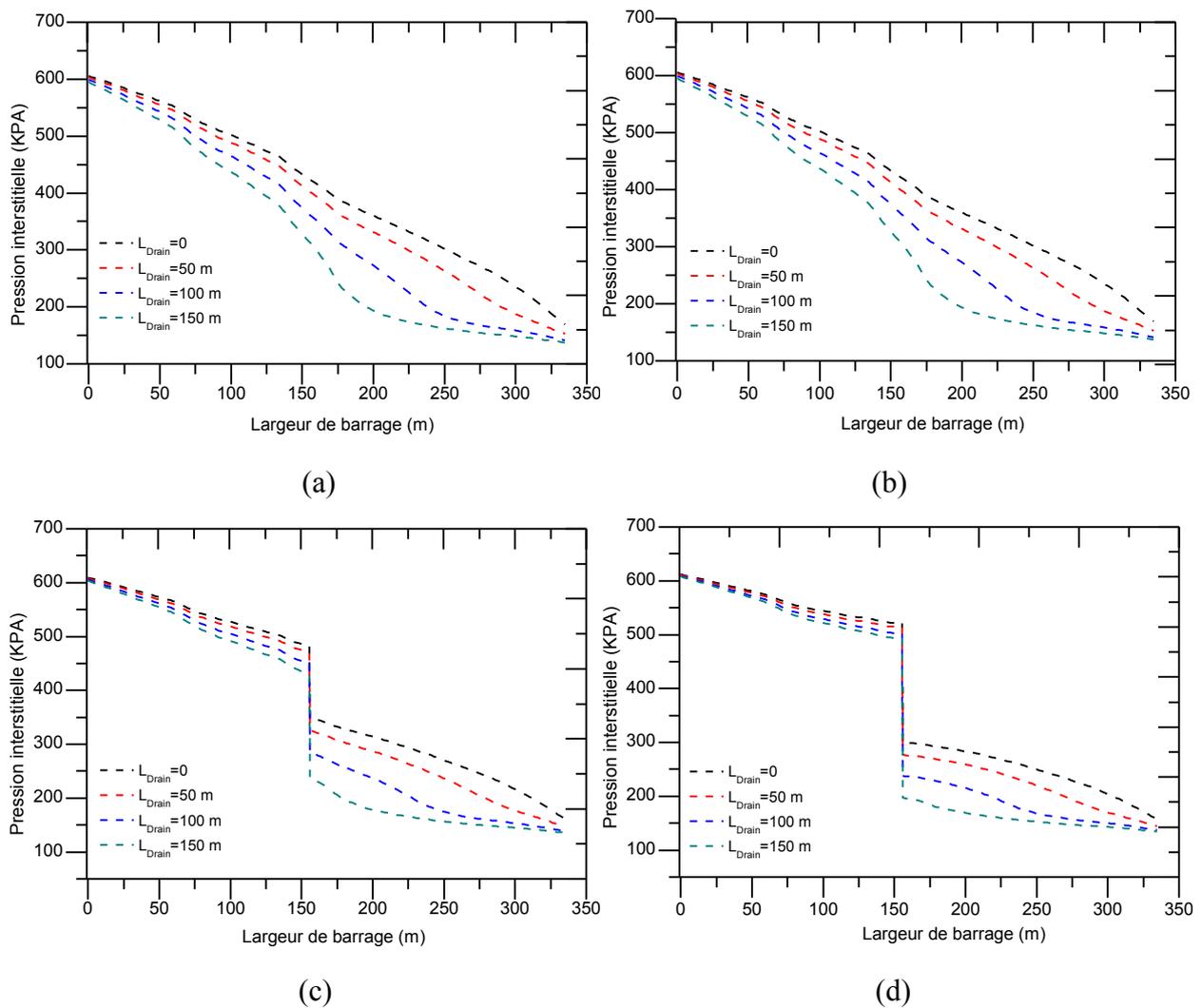


Figure V.39 Variations des pressions interstitielles sous le barrage en fonction de la longueur du drainage aval a) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-3} \text{ m/s}$, b) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-5} \text{ m/s}$, c) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-7} \text{ m/s}$, d) $K_{\text{Rideau}} = 10^{-9} \text{ m/s}$.

D'après les allures des courbes de la figure V.39, il est constaté que pour des rideaux d'injection de perméabilités relativement élevées ($10^{-3} < K < 10^{-5}$ m/s), la dissipation des pressions interstitielles entre les deux zones amont et aval du rideau n'est pas significative. Dans la zone aval, le gradient de pression est influencé par la longueur du drainage aval.

4 Intégration d'un voile de drainage avec un rideau d'injection

Afin d'étudier l'effet de la profondeur d du voile de drainage combinée au traitement des fondations par injections, il a été considéré quatre valeurs de cette profondeur $d/H = 0.25$, $d/H = 0.50$, $d/H = 0.75$ et $d/H = 1$ avec une perméabilité moyenne $K=10^{-2}$ m/s. Une profondeur du rideau d'injection avec $R=1$ a été sélectionnée pour cette partie de la modélisation.

Les figures V.40, V.41, V.42 et V.43 montrent les variations des charges hydrauliques, de la pression interstitielle, du gradient hydraulique et du débit d'infiltration sous le barrage.

4.1 Analyse des charges hydrauliques

La figure V.40 donne l'évolution des charges hydrauliques sous le barrage.

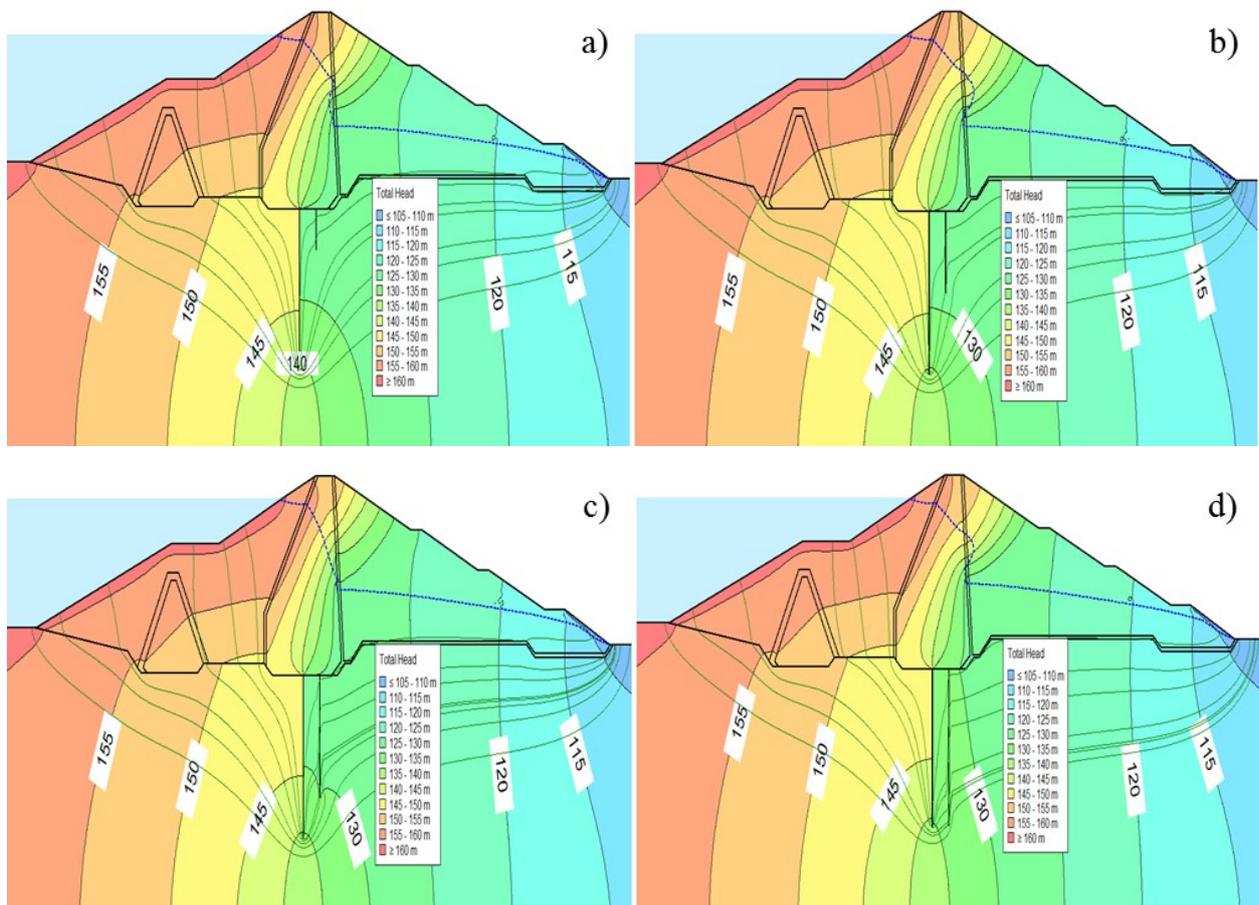


Figure V.40 Evolution des charges hydrauliques en fonction des profondeurs du voile de drainage vertical - a) $d/H=0.25$, b) $d/H=0.5$, c) $d/H=0.75$, d) $d/H=1$.

4.2 Analyse des pressions interstitielles

Les figures V.41 donne l'évolution des pressions interstitielles sous le barrage.

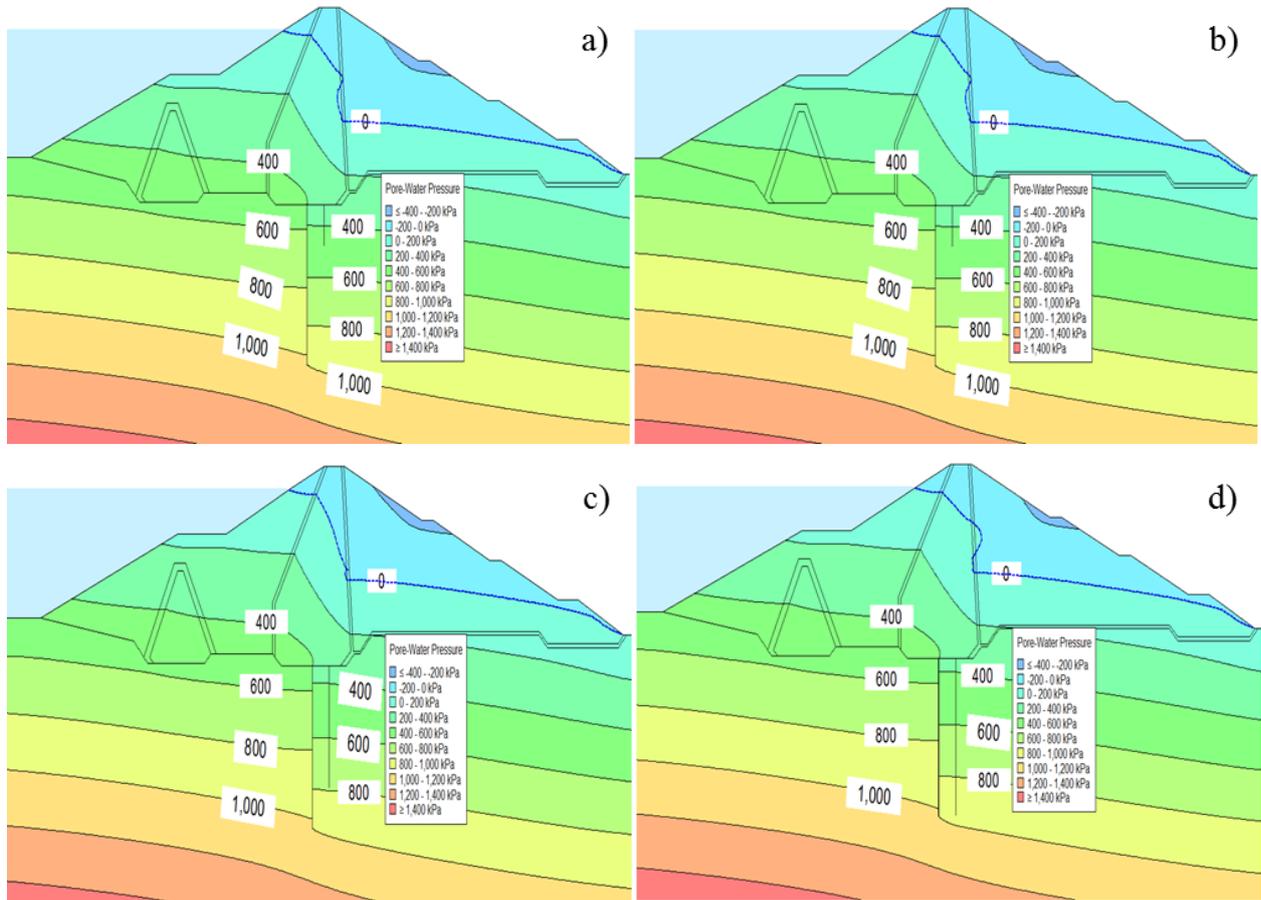
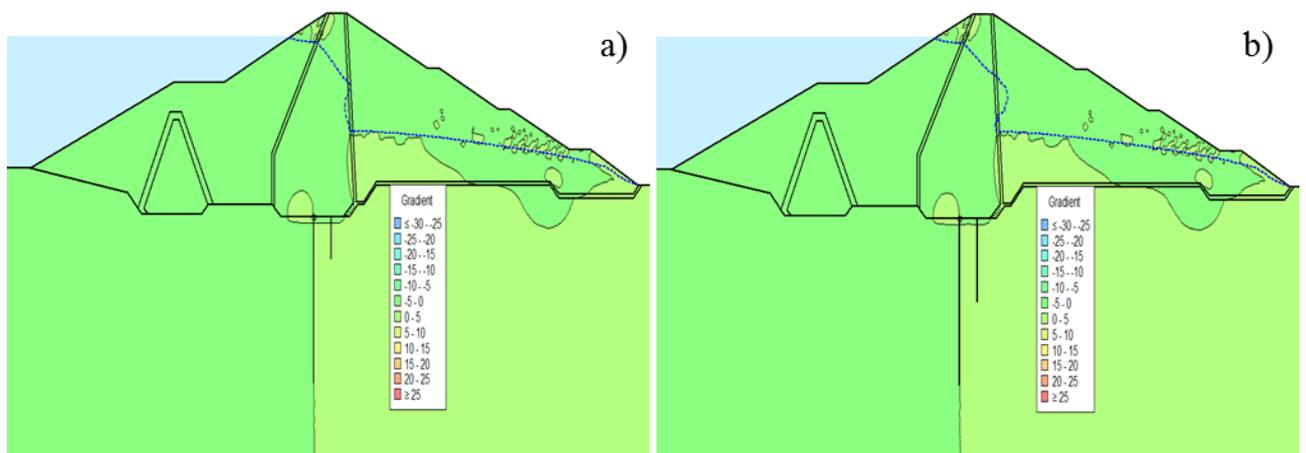


Figure V.41 Evolution des pressions interstitielles en fonction des profondeurs du voile de drainage vertical - a) $d/H=0.25$, b) $d/H=0.5$, c) $d/H=0.75$, d) $d/H=1$.

4.3 Analyse des gradients hydrauliques

Les figures V.42 donne l'évolution des gradients hydrauliques sous le barrage.



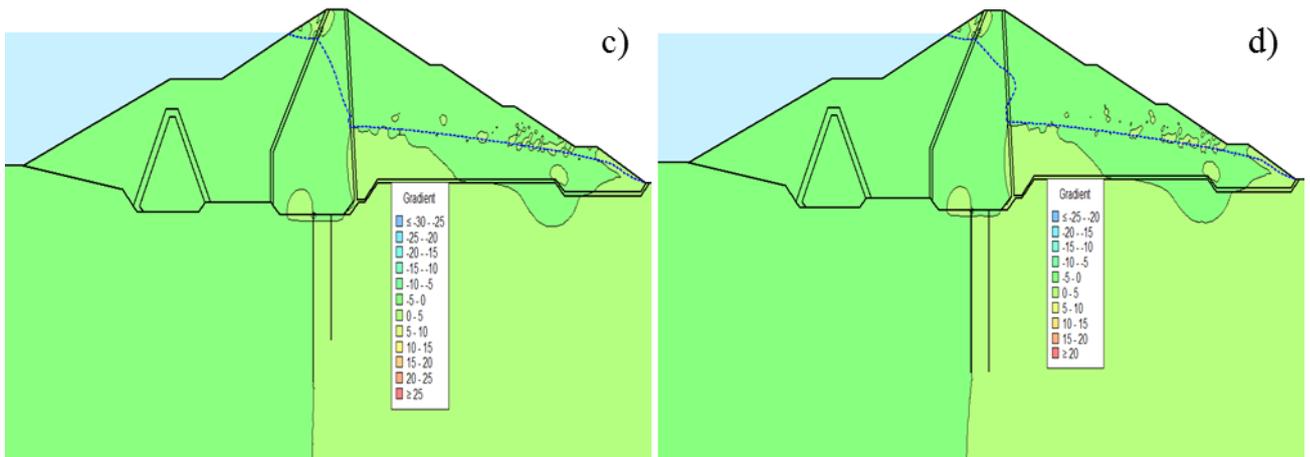


Figure V.42 Evolution des gradients hydrauliques en fonction des profondeurs du voile de drainage vertical - a) $d/H=0.25$, b) $d/H=0.5$, c) $d/H=0.75$, d) $d/H=1$.

4.4 Analyse des débits d'infiltrations

Les figures V.43 donne l'évolution des débits d'infiltrations sous le barrage.

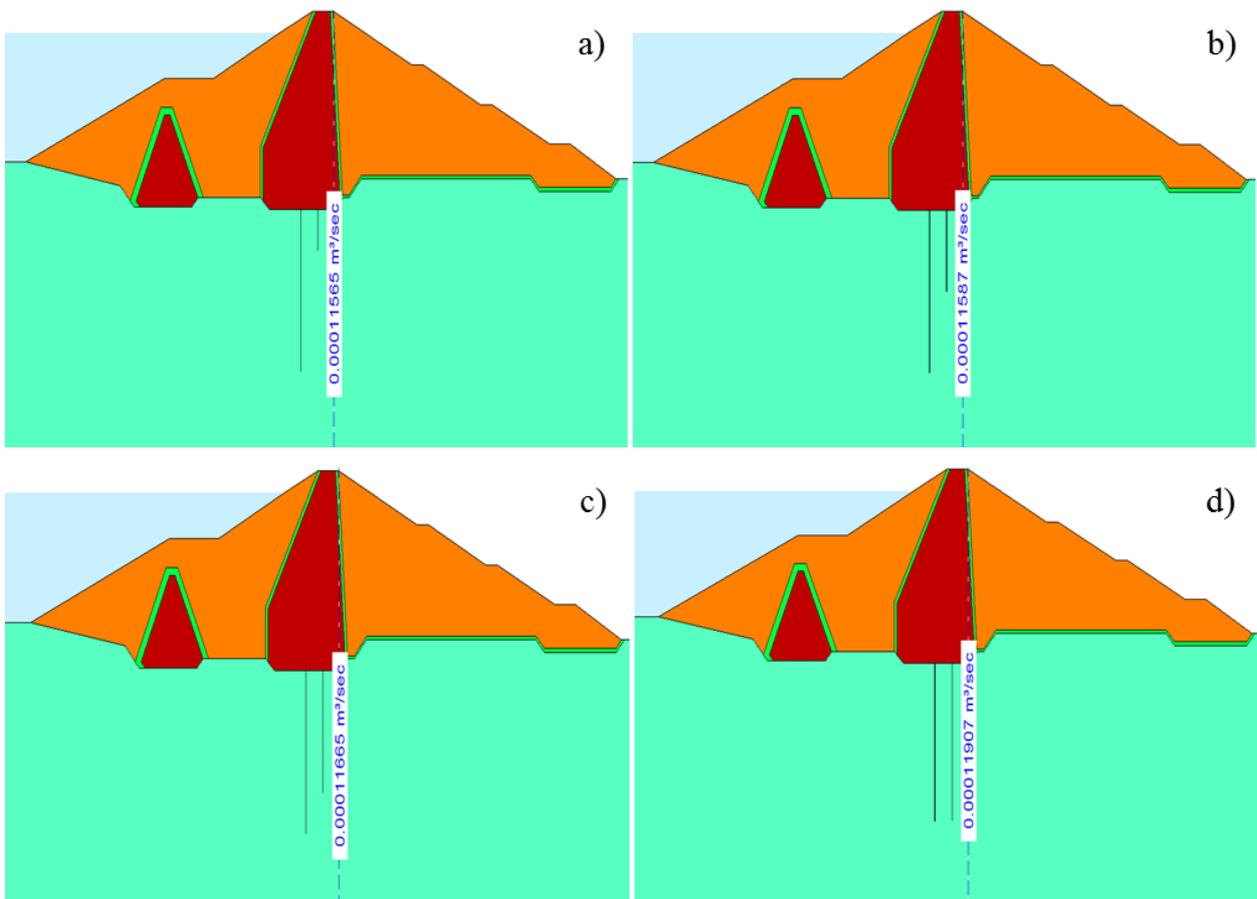


Figure V.43 Evolution des débits d'infiltrations en fonction des profondeurs du voile de drainage vertical a) $d/H=0.25$, b) $d/H=0.5$, c) $d/H=0.75$, d) $d/H=1$.

Afin de tenir compte de l'effet simultané du voile de drainage vertical avec le rideau d'injection, il a été dressé les figures V.44 et V.45 qui donnent les variations du gradient hydraulique, des débits d'infiltrations et des pressions interstitielles pour ce cas de situation.

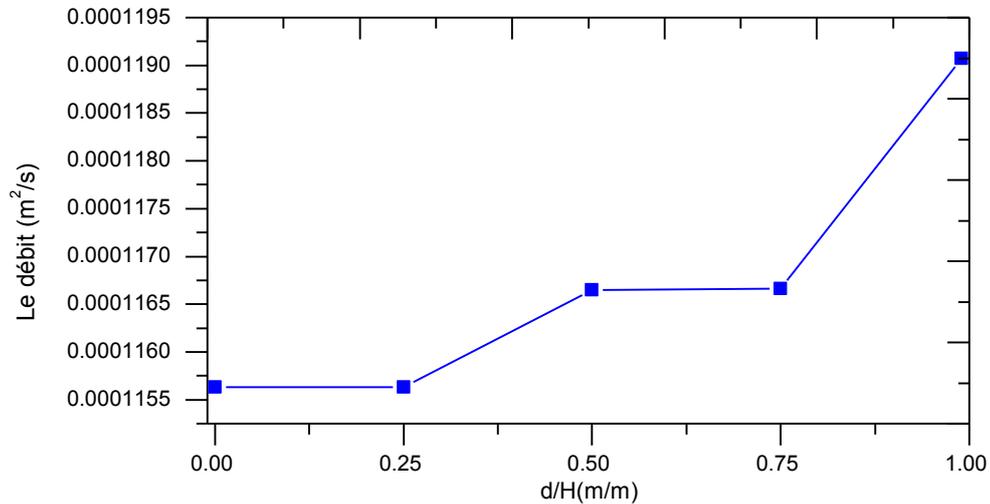


Figure V.44 Effet combiné du voile de drainage et du rideau d'injection sur le débit d'infiltration à travers la fondation du barrage.

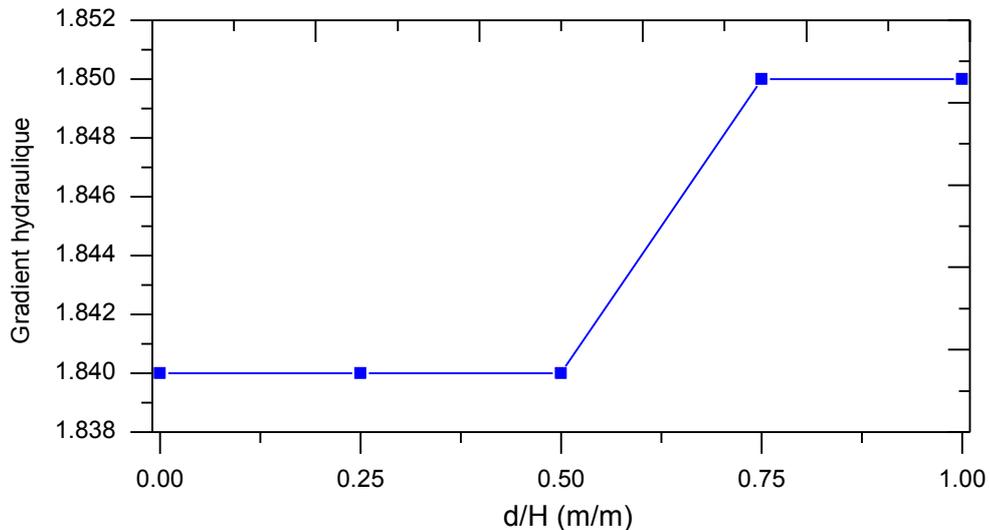


Figure V.45 Effet combiné du voile de drainage et du rideau d'injection sur le gradient hydraulique à travers la fondation du barrage.

D'après la figure V.44, le débit d'infiltration augmente lorsque la profondeur du drain verticale dépasse la valeur $d/H=0.75$. Les conditions les plus favorables sont obtenues pour une profondeur $d/H=1$. Selon la figure V.45 L'influence sur le gradient hydraulique n'est pas significative.

En ce qui concerne l'évolution des pressions interstitielles, il a été dressé les graphiques de la variation des pressions interstitielles (figure V.46) pour différentes profondeurs du voile de drainage et avec un rapport $D/H = 1$ relatif au rideau d'injection.

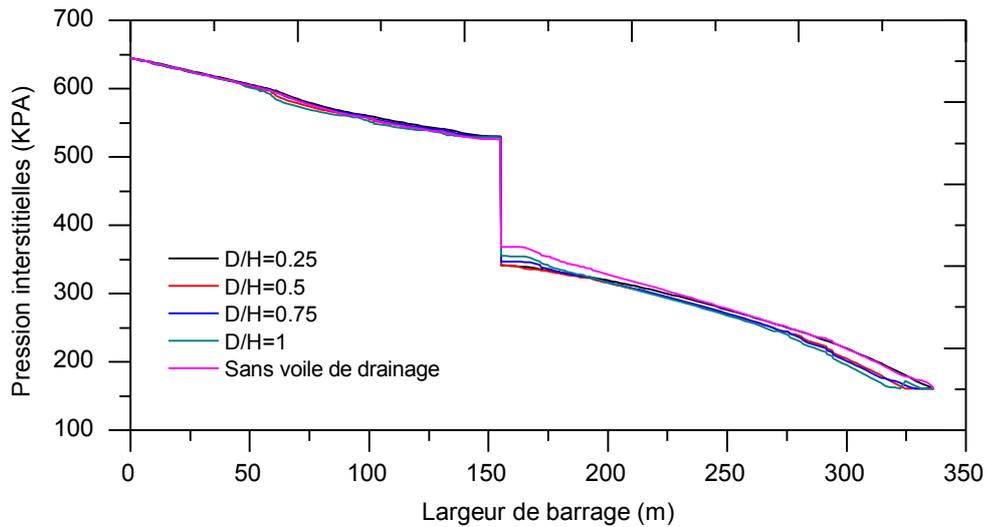


Figure V.46 Variations des pressions interstitielles sous le barrage en fonction de la profondeur du voile de drainage vertical d/H=0.25, b) d/H=0.5, c) d/H=0.75, d) d/H=1.

D'après les allures des courbes de la figure. V.46, on observe que pour le voile de drainage vertical, la dissipation des pressions interstitielles entre les deux zones amont et aval du rideau n'est pas assez significative et confirme la nécessité du drainage horizontal. Aussi, il est confirmé l'efficacité des rideaux d'injection pour la réduction des sous pressions dans les fondations du barrage.

5 Conclusion

Les principaux résultats sont résumés comme suit :

- L'influence de la profondeur du rideau sur les gradients hydrauliques et les débits des infiltrations est prépondérante par rapport à sa perméabilité. Les conditions les plus favorables pour le contrôle des gradients hydrauliques et les débits des infiltrations sont obtenues lorsque la pénétration de la profondeur du rideau d'injection dépasse 75% dans la fondation.
- La diminution de la perméabilité du rideau d'injection combinée à l'augmentation de la longueur du drainage horizontal sont proportionnelles aux gradients hydrauliques et des pressions interstitielles respectivement en amont et en aval du barrage.
- La réduction maximale des pressions interstitielle est obtenue avec une diminution de la perméabilité du rideau d'injection combinée à une augmentation de sa profondeur.
- La situation la plus favorable par rapport aux caractérisations des infiltrations sous le barrage (pression interstitielle, gradient hydraulique et débit d'infiltration) est obtenue pour des rapports entre la longueur du drain horizontal et la largeur à la base du barrage ainsi qu'entre la profondeur du rideau d'injection et la profondeur de la fondation du barrage respectivement de 35% et 75%.

Conclusion générale

Conclusion générale

La complexité technique, les contraintes financières et les importants enjeux sécuritaires qui accompagnent les procédés d'injection et de drainage dans les fondations des barrages ont donné lieu à de nombreuses avancées scientifiques. Ce domaine, à nos jours, passionne les concepteurs et stimule le développement des analyses d'optimisation des performances de ces procédés. Les paramètres d'influence sur cette performance relèvent, simultanément, de la catégorie et de l'importance de l'ouvrage, de la qualité géologique des sols de fondations, des dispositions conceptuelles et enfin, des caractéristiques des matériaux utilisés pour ces fins.

La demande en eau, sans cesse croissante, exige la construction continue de barrages. Cette situation soumet l'ingénieur à la rencontre de sols de fondations avec des contraintes et des défis techniques nouveaux et non rencontrés auparavant. Des analyses multicritères, intégrant et conjuguant un nombre important de paramètres d'influence sur la performance de ces procédés de traitement seront toujours d'un grand apport pour l'optimisation technique et économique des critères de conception et de réalisation des techniques de traitement des fondations des barrages par l'injection et le drainage.

La présente recherche traite du cas du barrage El Izdihar à Sidi Abdelli. Les formations des fondations du barrage sont disposées sous forme de bancs de marnes intercalés par des passées de grés en couches alternées. Pour assurer l'étanchéité hydraulique de la fondation, un rideau profond, incliné de 15° par rapport à la verticale a été réalisé dans la partie centrale à partir de la galerie d'injection située dans l'axe du barrage.

Lors de la mise en eau du barrage, des sources ont été enregistrées à l'aval du barrage. La variation des débits des sources était en adéquation avec la variation du niveau du plan d'eau. Le tarissement total des sources, coïncidant exactement avec l'achèvement du confortement du voile d'injection, confirme la liaison étroite entre les eaux du lac et le débit des sources et témoignant d'un comportement anormal du voile d'injection avant les travaux de réhabilitation. L'exploration de cette pathologie a motivé l'initiation de la présente recherche en ciblant l'influence de plusieurs paramètres conjugués sur la performance du voile d'injection du barrage et la considération combinée également de l'influence du drainage sur les paramètres caractéristiques des infiltrations à travers les fondations du barrage. La densité des paramètres d'influence intégrés dans l'analyse multicritère est importante. En effet, les investigations ont concernés la profondeur, les positions, les inclinaisons du rideau d'injection. Il a été également considéré l'influence du nombre et de l'espacement de rideaux par la projection d'un couple de rideaux pour plusieurs positions

d'implantation. Les caractéristiques du coulis d'injection, notamment sa perméabilité, ont été aussi intégrés dans l'analyse. Le gradient de pression en amont et en aval des rideaux d'injection est un paramètre qui a nécessité sa considération par l'analyse des dispositions conceptuelles des drainages dans la zone aval des injections.

Le modèle géométrique du barrage, sa discrétisation, son implémentation numérique, la définition des conditions aux limites, ont permis une analyse de la fiabilité du maillage et sa validation. Ces différentes actions ont débouché sur l'estimation de l'erreur relative liée à la fiabilité du maillage sélectionné pour la modélisation numérique. En effet, pour un nombre d'éléments avoisinant les 58 000, l'erreur relative se stabilise autour de 1%, jugée acceptable. Un incrément nul de l'erreur relative est enregistré pour un nombre de maillage fluctuant entre 58 000 et 99 000 éléments.

Les résultats des différentes séries de modélisation numérique sous interface graphique ont permis des analyses qualitatives relatives à l'appréciation des variations des critères d'écoulement dans les fondations du barrage en fonction des paramètres d'influence sur la performance des rideaux d'injection et des drainages dans la zone aval du barrage. Ces appréciations ont concernées, particulièrement, les dépassements relatifs des critères de sécurité vis à vis de fuites excessives et/ou des gradients hydrauliques élevés induisant des entrainements des grains, manifestations très préjudiciables pour la sécurité du barrage.

A travers les corrélations produites entre les paramètres d'influence sur la performance des injections et drainages, les principaux résultats sont résumés dans ce qui suit :

- Les pressions interstitielles dans les fondations sont inversement proportionnelles à la profondeur des rideaux d'injection. La performance du rideau d'injection est maximale lorsque sa profondeur est égale à la hauteur du noyau central. La réduction maximale des pressions interstitielles est obtenue pour une position du rideau d'injection en amont. De plus, un minimum de gradient hydraulique et de débits est obtenu pour une position du rideau d'injection en aval du noyau central du barrage.
- Des angles d'inclinaison du rideau de 90 à 110 ° offrent des situations plus favorables par rapport aux débits minimaux. La variation du gradient hydraulique est proportionnelle aux angles d'inclinaison du rideau d'injection. Les pressions interstitielles les plus faibles sont enregistrées lorsque l'inclinaison du rideau est dirigée vers l'aval du noyau.
- En ce qui concerne le paramètre lié au nombre de rideaux conjugué à leurs positions, la position des deux rideaux situés respectivement à l'axe et en aval du noyau central est la plus favorable en ce qui concerne le débit et le gradient hydraulique. La réduction considérable des pressions

interstitielles est obtenue pour un couple de rideaux situés respectivement en amont et sur l'axe du noyau central.

- L'influence de la profondeur du rideau sur les gradients hydrauliques et les débits des infiltrations est prépondérante par rapport à sa perméabilité.
- La diminution de la perméabilité du rideau d'injection combinée à l'augmentation de la longueur du drainage horizontal est proportionnelle aux gradients hydrauliques et des pressions interstitielles respectivement en amont et en aval du barrage.
- La réduction maximale des pressions interstitielle est obtenue avec une diminution de la perméabilité du rideau d'injection combinée à une augmentation de sa profondeur.
- La situation la plus favorable par rapport aux caractérisations des infiltrations sous le barrage (pression interstitielle, gradient hydraulique et débit d'infiltration) est obtenue pour des rapports entre la longueur du drain horizontal et la largeur à la base du barrage ainsi qu'entre la profondeur du rideau d'injection et la profondeur de la fondation du barrage respectivement de 35% et 75%.
- Les coefficients de rabattement des sous pressions ne sont significatifs que pour des longueurs du drainage dépassant les 100 m,
- L'augmentation de la longueur du drain horizontal à 150 m combinée avec un rideau d'injection pénétrant dans la fondation dont la profondeur est égale à la hauteur du noyau du barrage ont un effet sur la réduction du débit et du gradient hydraulique sous le barrage. Ces dispositions conceptuelles sont également appropriées pour diminuer la pression interstitielle et augmenter la sécurité du barrage.

Les résultats de la présente recherche constituent des orientations d'aide à la décision pour des choix préliminaires des dispositions de conception des injections et drainages pour d'autres types de fondations des barrages avec des spécificités géologiques particulières. L'apport considérable des travaux de recherche réside dans la considération simultanée et la conjugaison d'un large panel de paramètres d'influence sur la performance des procédés d'injections et de drainage.

En guise de perspectives, certains aspects dans les futures recherches méritent d'être traités et approfondis, en particulier en ce qui concerne l'analyse de l'influence des caractéristiques des coulis d'injection sur les paramètres d'écoulement au niveau des fondations des barrages. Une caractérisation de plusieurs compositions des coulis de ciment, par de l'expérimentation, serait utile en vue d'étudier leur adaptabilité dans le traitement mécanique et hydraulique de formations géologiques hétérogènes et complexes.

Références bibliographiques

Références

1. Agence national des barrages ANBT (1985) unité d'exploitation du barrage El izdihar monographie du barrage El izdihar, vol 1. Pièces écrites, Algérie.
2. Agence nationale des barrages (1992) Rapport sur le barrage El izdihar à Sidi Abdelli.
3. Agence nationale des barrages (2002) Rapport général sur les travaux de l'écran d'étanchéité du barrage El izdihar.
4. Ahety (1981) Rapport sur les essais d'injection du barrage El izdihar.
5. Ait mimoune L (2016) injection d'un coulis de ciment dans les fondations d'un barrage en terre barrage de Souk Tlata. Université Mouloud Mammeri de Tizi-ouzou.
6. Al-Labban S. N. Y (2007) The Seepage Analysis of Earth Dams by Finite Elements. unpublished M.Sc. Dissertation. Kufa: University of Kufa.
7. Bendahmane F., Marot D., Alexis A et Rosquoët F (2005) Influence des interactions mécaniques eau-sol sur l'érosion interne- Thèse de Doctorat de l'Université de Nantes, 160p.
8. Blais J.P (2004) Typologie de l'érosion interne et érosion interne des digues fluviales, Une courte revue bibliographique, Colloque technique sur la sécurité des digues fluviales et de navigation, Orléans, pp. 65-70.
9. Bonelli S., Radzicki K., Szczesny J., Tourment R., Félix H (2005) L'auscultation des barrages en terre : une nécessité. Ingénieries N° 41, p 13- 22.
10. Bouhlali M (2006) Les risques associant du barrage. Mémoire de Magistère. Université Abou baker Belkaide, Tlemcen, 174 p.
11. Boukezzi L. Z (2019) Les barrages en remblai de terre. Université des Sciences et de la technologie d'Oran Mohamed Boudiaf. P.07.
12. Budhu M (2007) Soil Mechanics and foundations. Hoboken: John Wiley and Sons, Inc.
13. Cambefort H (1961) Problèmes d'injections. Saas-Grund : Société suisse de mécanique des sols et des travaux de fondations, 1961. pp. 5-9.
14. Carrère A (1994) Barrages. Techniques de l'ingénieur. C 5 555 – 25.
15. Carrere A (1978) Barrages, 26p.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

16. Carvajal C (2016) Evaluation probabiliste de la sécurité structurale des barrage-poids. Génie civil. Université Blaise Pascal, Clermont-Ferrand, 2009. Français. CFBR-AFEID : Études de dangers, 18 p.
17. CIGB (2005) dam foundations. Geologic considerations. Investigation methods. Treatment. Monitoring, Bulletin 129, p493.
18. Coba (1987) Traitement de la fondation du barrage El izdihar.
19. Coba (1988) Monographie du barrage El izdihar.
20. Coba, (1981) Géologie du barrage El izdihar.
21. Comite Internationale Des Grands Barrages poids (1985) Etude et construction petits barrages en terre, Cemegref, p 01-11 congress.
22. Dam Foundation Grouting (1991) Weaver, Kenneth D., American Society of Civil Engineers.
23. Das B. M (2010) Principles of Geotechnical Engineering. Stamford: Cengage Learning.
24. David E.W (1990) Training aids for dam safety: module: evaluation of seepage conditions. Bureau of Réclamation. United States.
25. Degoutte G et Lutrin D (2002) Choix du site et du type de barrage. Chapitre1 P,1-5.
26. Degoutte G (2003) Les mécanismes de rupture des digues. Grenoble : Eng réf, formation continue, support d'intervention, 32 p.
27. Delliou P (2003) Les barrages : conception et maintenance. Presses Universitaires Lyon.
28. Deroo L et Jimenez B (2011) Notes sur l'accidentologie des barrage-poids Colloque.
29. Djemili L (2006) Critères de choix de projet de barrages en terre étanchéité par le masque en béton bitumineux, Thèse de doctorat en hydraulique Université El hadj Lakhdar Batna.
30. Durham University (2012) Dam Design: Embankment Dams. Éditions 2002, tous droits réservés. ISBN 2-85362-597-4.
31. EPFL (2006) Les barrages, document technique, laboratoire de construction hydraulique LHC.
32. Fell R and WAN C. F (2004) Investigation of Rate of Erosion of Soils in Embankment dams. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 130. (4), 373-380.

33. Fell R and Wan C. F (2005) Methods for Estimating the Probability of Failure of Embankment Dams by Internal Erosion and Piping in the Foundation and from Embankment to Foundation no. 436. Sydney : The University of New South Walls.
34. Fell R and WAN C. F (2005) Methods for Estimating the Probability of Failure of Embankment Dams by Internal Erosion and Piping in the Foundation and from Embankment to Foundation no. 436. Sydney: The University of New South Walls.
35. Fell R., Macgregor P., Stapledon D and Bell G (2005) Geotechnical engineering of Dams. London: Taylor and Francis Group plc.
36. Foster M., Wan C. F and Fell R (2004) Methods for Estimating the Probability of Failure of Embankment Dams by Internal Erosion and Piping in the Foundation and from Embankment to Foundation no. 428. Sydney: The University of New South Walls.
37. François J.C., Bernard P. Waschkowski E (1984) Confortement par injections des fondations d'ouvrages d'art. Série : géotechnique - mécanique des sols - sciences de la terre 4. Ministère des transports Laboratoire central des ponts et chaussées.
38. Garner S and Sobcowicz J (2002), Internal instability in gap-graded cores and filters, Congrès annuel 2002 de l'ACB, Victoria, BC, Canada, Association canadienne des barrages.
39. Geo-slope (2012) Seepage Modeling with SEEP/W, GEO-SLOPE International Ltd, calgary Alberta, Canada.
40. Godone D and Stanchi S (2011) Soil Erosion Studies. Croatia: In Techn <http://www.intechopen.com/books/soil-erosion-studies>.
41. Goharnejad H., Noury M., Noorzad A., Shansaie A and Gohranejad A (2010) The of clay blanket Thickness to Prevent Seepage in Dam Reservoir. Research Journal of environmental sciences 4. (6), 558–565.
42. Gouvenot D (1997) Traitement des fuites : nouvelles technologies. Soletanche Bachy, 6 rue watford, 92 000 Nanterre. P.1-28
43. Hamriche H (2013) Etude de l'évolution de certaines grandeurs physiques d'un barrage en terre (Cas du barrage de Koudiet Medaouar). Mémoire de Magistère en Hydraulique, université hadj-Lakhdar- Batna.

44. Harrak I (2015) Traitement de la fondation des barrages : technique de l'injection. Éditions universitaires Européennes. Tanger : s.n., 2015. Vol. 144. L'injection. Rabat.
45. Hassiba B (2015) Etude numérique de la conception des barrages en terre. Mémoire magister en génie civil, Université Mohamed Khider– Biskra.
46. Hirshfeld R.C and Poulos S.T (1973) Embankment-Dam Engineering. London: John wiley and Sons.
47. ICOLD (1993) Rock foundations for dams. Fondations rocheuses de barrages. Paris : ICOLD/CIGB, 241p. Bulletin 88.
48. ICOLD (2017) Internal erosion of existing dams , levees and dikes , and their Foundations. international comission on large dams.
49. Kheiri G., Javdanian H and Shams G (2020) A numerical modeling study on the seepage under embankment dams. Model Earth Syst Environ. 6,1075–1087.
50. Kumara S., Saha A K and Kumar M (2021) Modeling the effect of central impervious core and downstream filter geometry on seepage through earth dams. Ain Shams Engineering Journal.
51. Lombardi G (2003) Grouting of rock masses. Proceedings of the third international conference on grouting and ground treatment, Louisiane, Etats Unis, pp 174-197.
52. Lombardi G (2007) Aspect spécifiques de l'injection du massif rocheux, symposium sur l'injection. Rabat.
53. Lurtin D (2002) Le vieillissement et réhabilitation des petits barrages en remblai. In Cemagref
54. Mansuri B and Salmasi F (2013) Effect of horizontal drain length and cut-off wall on seepage and uplift pressure in heterogeneous earth dam with numerical simulation. Journal of Civil engineering and Urbanism. 3, 114–121.
55. Mansuri B., Salmasi F and Oghati B (2014) Effect of location and angle of cut-off wall on uplift pressure in diversion dam. J Geotech and Geol Eng. 32,1165–1173.
56. Mattsson H., Hellström, J. G. I and Lundström T. S (2008) Internal Erosion in Embankment dams: A Literature Survey of the Phenomenon and the Prospect to Model it Numerically no 14. Luleå : Luleå University of Technology.

57. Mériaux P., Royet P et Folton C (2001) Surveillance entretien et diagnostic des digues de protection contre les inondations, guide pratique à l'usage des propriétaires et des gestionnaires ; Cemagref.
58. Meshkabadi K and Zandi Y (2019) The effects of grout curtain parameters on uplift and piping phenomenon Case Study: Sattarkhan Dam. *J Hydrology*,71,1–15.
59. Messaid B (2009) Etude de la position efficace des drains dans le barrage en terre. Thèse de doctorat en science, université Colonel Hadj-Lakhdar- Batna.
60. Moharrami A., Moradi G., Bonab M H., Katebi J and Moharrami A (2015) Performance of cut-off walls under hydraulic structures against uplift pressure and piping phenomenon. *J Geotech and geol Eng.* 33, 95–103.
61. Moulay E.A (2014) Etude paramétrée de la stabilité des barrages poids. Université Abou Bekr Belkaid. Tlemcen.
62. New York State Department of Environmental Conservation (2012) Seepage Through Earthen dams.
63. Nguyen V. N (2014) Caractérisation de l'érosion des sols par le Jet Erosion Test. Thèse de doctorat. Sciences de l'ingénieur, [physics]. Ecole Centrale Paris, 2014. Français.
64. Noori B. M. A and Ismaeel K. S (2011) Evaluation of Seepage and Stability of Duhok Dam. *al-Rafidain Engineering* 19 (1), 42-58.
65. ODNR- Division of Soil and Water Resources (2005) Dam Safety: Earth Dam Failures.
66. Ouria, A and Toufigh M.M (2009) Application of Nelder-Mead Simplex Method for unconfined Seepage Problems. *Applied Mathematical Modelling* 33, 3589–3598.
67. Peignaud M (1983) Coulis de scellement d'appareils de mesures dans les sols. Laboratoire régional d'Angers. Angers : s.n., 1983. p. 15. Réf. 2 800.
68. Peng T. R and Wang C. H (2008) Identification of Sources and Causes of Leakage on a zoned Earth Dam in Northern Taiwan: Hydrological and isotopic evidence. *Applied geochemistry* 23, 2438–2451.
69. Pham T.L (2008) Erosion et dispersion des sols argileux par un fluide. Thèse de doctorat sciences de l'ingénieur [physics]. Ecole des Ponts ParisTech. Français.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

70. Poupart M (2000) Ruptures de barrages, Analyse statistique, Comité de la sécurité des barrages de la CIGB, Symposium AG Cfbr. Mise à jour du bulletin 99.
71. Rezk M. A. E., and Senoon A. A. A (2012) Analytical solution of earth dam with upstream blanket. *Alexandria Engineering Journal* 51, 45–51.
72. Rhouzlane et Aboulhassane (2014) Conception de barrages. Ecole Hassania de travaux publics.
73. Rodríguez B.A et Santos R (2004) Procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages. Alger, (version française)
74. Romain R (2007) Modélisation de l'Erosion Interne dans les Barrages en Remblai, ingénieur de 5ème année INSA de Strasbourg.
75. Rozycki A., Fonticiella J. M. R and Cuadra, A (2006) Detection and Evaluation of horizontal Fractures in Earth Dams Using the Self-Potential Method. *Engineering Geology* 82, 145– 153.
76. Sabarly F (1968) Les injections et les drainages de fondation de barrages. *Géotechnique*, 18 :229-249.
77. Saiyouri N., Aït Alaiwa A et Hicher P Y (2011) Permeability and porosity improvement of grouted sand. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, Taylor & Francis, 15 (3), pp.77-97.
78. Salmasi F., Nourani B and Abraham J (2020 a) Investigation of the effect of the different configurations of double-cut-off walls under hydraulic structures on uplift forces and exit hydraulic gradients. *J Hydrology* 586:124858,1–17.
79. Salmasi F., Nouri M and Abraham J (2020 b) Upstream Cutoff and Downstream Filters to Control of Seepage in Dams. *Water Resources Management*.34,4271–4288.
80. Sartip N., Salmasi F., Abraham J and Dalir A.H (2020) Investigation of the effect of depth and distance between cutoff walls on uplift force for gravity dams. *Int. J. Environ. Sci. Technol.* 020–02867, 1–17.
81. Sasiharani N (2003) The Failure of Teton Dam- a New Theory Based on “State based Soil mechanics”. Unpublished MSc dissertation, Department of Civil and Environmental engineering, Washington State University, USA.
82. Schleiss A. J & Pougatsch H (2011) Les barrages : du projet a la mise en service. PPUR.

83. Shakouri B and Mohammadi M (2020) Evaluation of penetration depth for cutoff walls in the core of earth dams. *Geotech Geol Eng.*38, 151–167.
84. Shayan H K and Tokaldany E A (2015) Effects of blanket, drains, and cutoff wall on reducing uplift pressure, seepage, and exit gradient under hydraulic structures. *International Journal of civil Engineering*, Vol. 13,486–500.
85. Sherard J. L., Woodward R. J., Gizienski S. F and Clevenger W.A (1963) *Earth and Earth-rock Dams*. London : John Wiley and Sons, Inc.
86. Smail N (2007) *Approche méthodologique du suivi de comportement des barrages en remblais*. Université Abou Baker Belkaid-Tlemcen.
87. Smail N., Bekkouche A et Rouissat B (2009) *La modélisation et l'auscultation, des outils pour l'analyse du comportement des barrages*. Colloque International Sols Non Saturés et environnement. UNSA Tlemcen.
88. Smith I (2006) *Smith's Elements of Soil Mechanics*. Oxford: Blackwell Publishing.
89. Solva and Delatte (2003), failure of the Teton dam, proceedings of the 3rd ASCE forensics thèse de Doctorat, Université de Nantes, p. 153.
90. Stucky M.J (1975) *Aménagement de chutes d'eau et irrigation : Barrages en béton*, école polytechnique fédérale, Lausanne, p114-125.
91. Umaru A., Ogedengbe K and Omobowale M. O (2010) Structural Failures of Earth Dams in Nigeria: A Case Study of Cham Dam in Gombe State. *ARPN Journal of Engineering and applied Sciences* 5 (11), 47-52.
92. United States Army Corps of Engineers (2004) *Earth and Rock-Fill Dams: General Design and construction Considerations*. New York: University Press of the Pacific.
93. Uromeihy A and Barzegari G (2007) Evaluation and Treatment of Seepage Problems at chapar-Abad Dam, Iran. *Engineering Geology* 91, 219–228.
94. USAOCE - United States Army Office of the Chief of Engineers (1993) *Seepage Analysis and control for Dams: Engineering and Design*. United States. Army. Corps of Engineers 1110 (2-1901) of EM (Series).
95. Wang J. J., Zhang H.P., Zhao M.J and Lin X (2009) Mechanism of Hydraulic Fracturing of Cohesive Soil. *Water Science and Engineering* 2 (4), 95-102.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

96. Zhang L.M., Xu Y and Jia J. S (2007) Analysis of earth dam failures - A database approach. First International Symposium on Geotechnical Safety & Risk' held 18~19 Oct 2007 at Tongji University. Shanghai: Hong Kong University of Science and Technology.